Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

Ю. Н. Чудинов

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПК «ЛИРА-САПР»

Утверждено в качестве учебного пособия Редакционно-издательским советом Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

> Комсомольск-на-Амуре 2024

Рецензенты:

Кафедра «Строительство» ФГБОУ ВО «Забайкальский государственный университет», зав. кафедрой кандидат технических наук, доцент *М. Б. Мершеева*; *А. С. Васильев*, кандидат технических наук, доцент кафедры технических дисциплин ФГБОУ ВО «Приамурский государственный университет имени Шолом-Алейхема»

Чудинов, Ю. Н.

Ч-842 Расчет несущих конструкций многоэтажного каркасного здания с применением ПК «Лира-САПР» : учеб. пособие / Ю. Н. Чудинов. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВО «КнАГУ», 2024. – 128 с.

ISBN 978-5-7765-1571-2

В учебном пособии рассматривается расчет несущих конструкций многоэтажного железобетонного каркасного здания с применением ПК «Лира-САПР». Подробно описаны алгоритмы статического и конструктивного расчетов плит перекрытия, ригеля и фундамента многоэтажного каркасного здания. Для контроля результатов численных расчетов выполняются параллельные расчеты в программе MathCAD.

Предназначено для студентов специальности 08.05.01 – «Строительство уникальных зданий и сооружений». Также материал может быть полезен студентам направлений 08.03.01, 08.04.01 – «Строительство» и специалистам, работающим в области проектирования зданий и сооружений.

УДК 624.04:004.4(07) ББК 38.112с51я7

© Чудинов Ю. Н., 2024 © ФГБОУ ВО «КнАГУ», 2024

ISBN 978-5-7765-1571-2

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О РАСЧЕТЕ НЕСУЩИХ	
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СБОРНЫХ	
МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ	6
1.1. Квалификационные требования к подготовке специалиста	
по расчету строительных конструкций	6
1.2. Конструктивные схемы многоэтажных железобетонных	
каркасных зданий	12
1.2.1. Классификация конструктивных схем	12
1.2.2. Пространственная модель здания с рамно-связевой	
схемой в ПК «Лира-САПР»	18
1.2.3. Пространственная модель здания со связевой схемой	
в ПК «Лира-САПР»	23
1.3. Расчет строительных конструкций методом конечных	
элементов	27
1.3.1. Основная идея метода конечных элементов.	
Расчет балки методом конечных элементов	
в программе MathCAD	27
1.3.2. Библиотека основных стержневых типов	
конечных элементов в ПК «Лира-САПР»	41
1.3.3. Пример расчета балки методом конечных элементов	
в ПК «Лира-САПР»	43
1.3.4. Конструктивный расчет изгибаемых железобетонных	
элементов по нелинейной деформационной модели	
в ПК «Лира-САПР»	47
2. РАСЧЕТ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ	
ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ	51
2.1. Расчетные схемы сборных железобетонных плит	52
2.2. Расчет многопустотной плиты перекрытия	57
2.2.1. Расчет многопустотной плиты перекрытия	
в программе MathCAD	59
2.2.2. Подбор армирования многопустотной плиты	
перекрытия в ПК «Лира-САПР» по первой группе	
предельных состояний	63
2.2.3. Проверка несущей способности сборной железобетонной	
плиты перекрытия в ПК «Лира-САПР» по первой	
группе предельных состояний	72
2.3. Расчет ребристой плиты перекрытия	79
2.3.1. Расчет ребристой плиты перекрытия	
в программе MathCAD	80
2.3.2. Подбор армирования ребристой плиты перекрытия	
в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных	
состояний	85

2.3.3. Подбор армирования ребристой плиты перекрытия	
в ПК «Лира-САПР» по овум вариантам	01
конструирования	91
2.3.4. Проверка несущей способности ребристой плиты	
перекрытия в ПК «Лира-САПР» по первой группе	
предельных состояний	93
3. РАСЧЕТ РИГЕЛЕЙ КАРКАСНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ	
ЗДАНИЙ	96
3.1. Подбор армирования ригеля связевого каркаса в программе	
MathCAD	96
3.2. Подбор армирования ригеля связевого каркаса	
в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных	
состояний	103
3.3. Проверка несущей способности ригеля связевого каркаса	
в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных	
состояний	107
3.4. Учет продольных деформаций в рамно-связевом каркасе	
многоэтажного здания при статическом расчете	111
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНЛАМЕНТОВ	116
4.1. Подбор армирования подошвы фундамента в программе	
MathCAD	116
4.2 Расчет армирования фунламента в ПК «Лира-САПР»	122
заключение	126
БИЕ ПИОГРАФИЛЕСТИЙ СПИСОГ	120
	14/

введение

В учебном пособии рассматриваются задачи расчета и проектирования несущих конструкций многоэтажных сборных железобетонных каркасных зданий, входящие в состав курсового проекта 1 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции».

С помощью материалов данного учебного пособия студенты должны выполнить автоматизированные расчеты плит перекрытия, ригеля и фундамента с применением специализированного расчетного программного комплекса (ПК) «Лира-САПР». При изложении материала предполагается, что студенты владеют начальными базовыми знаниями функционала ПК «Лира-САПР» [13], и детально эта тема не раскрывается.

Стандартная методика обучения в настоящее время в большинстве вузов обычно заключается в том, что студенты раздельно выполняют аналитические и численные расчеты строительных конструкций, хотя реальная практика предполагает их параллельное применение с обязательной верификацией получаемых результатов.

Основными целями рассматриваемых в пособии примеров расчета и проектирования конструкций являются:

1. Получение студентами знаний, навыков и умений по статическому и конструктивному расчетам железобетонных элементов. Студенты должны обладать знаниями по правильному выбору расчетных схем отдельных конструкций, иметь навыки определения расчетных усилий в элементах, уметь выполнять подбор арматуры, проверять несущую способность элементов с заданным армированием.

2. Освоение студентами технологии параллельного применения аналитических и численных расчетов с целью контроля и анализа результатов расчета. Для реализации предлагаемой технологии предполагается также применение программы MathCAD.

3. Получение знаний по вопросам, как в ПК «Лира-САПР» реализуются процедуры метода конечных элементов (МКЭ) и теории расчета железобетонных конструкций по методу предельных состояний. В пособии при описании решения задач помимо стандартного описания функционала ПК «Лира-САПР» будет приводиться информация по реализации выполняемых алгоритмов МКЭ и метода предельных состояний.

Исходные данные для рассматриваемых в пособии примеров расчета строительных конструкций принимаются для рамно-связевого каркаса [8], для связевого каркаса [9]. Также для понимания материала, излагаемого ниже, настоятельно рекомендуем предварительно изучить наиболее важные темы автоматизированного проектирования железобетонных конструкций [12].

1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О РАСЧЕТЕ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СБОРНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

В данном разделе будут изложены основные сведения о конструктивных системах многоэтажных каркасных зданий, принципах расчета и проектирования железобетонных конструкций. Также будут рассмотрены вопросы методики выполнения проектных работ несущих строительных конструкций. Предлагаемая технология проведения расчетов будет изложена с позиции автора пособия, подразумевает наличие у студентов целостного комплекса знаний, умений и навыков по строительной механике, строительным конструкциям и численным методам. При этом основное внимание в расчетах должно уделяться не алгоритмам решения отдельных задач, а пониманию физической и математической сути этих задач.

В разделе будет представлена основная информация о МКЭ, который в настоящее время является основным численным методом, применяемым для определения параметров напряженно-деформированного состояния строительных конструкций. Для надежного и эффективного применения расчетных комплексов проектировщик не обязательно должен в деталях знать все математические тонкости МКЭ. Но отсутствие базовых знаний теории МКЭ и алгоритмов реализации этого метода рано или поздно неминуемо приведет к ошибкам в расчетах.

1.1. Квалификационные требования к подготовке специалиста по расчету строительных конструкций

программа Образовательная подготовки инженеров-строителей включает в себя ряд циклов учебных дисциплин по проектированию строительных конструкций (строительная механика, строительные конструкции, фундаменты и т.д.). Успешное освоение материала этих дисциплин студентами вроде бы должно гарантировать то, что на выпуске из вузов должны получаться молодые специалисты, способные решать реальные задачи проектирования несущих конструкций зданий и сооружений. Но, с точки зрения автора пособия, есть одна большая проблема подготовки специалистов по расчету строительных конструкций, которая заключается в следующем. На производстве для успешного решения задач проектирования необходимо обладать не просто полным набором знаний, умений и навыков в конкретной области, но и понимать, как эти знания связаны между собой. Чему в вузах, к сожалению, обычно не учат.

Автором пособия ниже предлагается перечень основных квалификационных требований, необходимых для выполнения проектных работ. 1. Конечная цель расчета любой конструкции, здания, сооружения – это обеспечение выполнения требований по двум группам предельных состояний (безопасности и пригодности к эксплуатации). Отсюда первое требование к квалификации проектировщика – хорошее знание и понимание сути метода расчета по предельным состояниям.

Результаты конструктивного расчета в ПК «Лира-САПР» можно посмотреть на закладках «Железобетон», «Сталь», «Кирпич» (рис. 1.1). Конструктивный расчет деревянных конструкций программа не выполняет. Локальный расчет цельных составных и клееных деревянных конструкций выполняет отдельный модуль программы «ЭСПРИ».



Рис. 1.1. Режимы результатов конструктивного расчета: а – для железобетонных конструкций; б – для металлических конструкций; в – для каменных конструкций

2. Получая задание на расчет (проектирование) даже самой простой конструкции, необходимо в любом случае изучить полную конструктивную схему реального физического объекта и убедиться, что упрощенная расчетная схема выбрана правильно и адекватно отражает основные физико-механические свойства конструкции и ее взаимодействие с другими несущими конструкциями. Как следствие, обязательное требование – понимание сути процесса вычленения отдельных конструкций из общей пространственной расчетной схемы объекта. Самый простой и наглядный пример по этому пункту – это отсечение отдельных конструкций (плит, балок, ригелей и т.п.) по двум шарнирам, по которым происходит их взаимодействие с другими элементами полной расчетной схемы.

Рассмотрим задачу выбора расчетной схемы для стропильных ферм одноэтажных промышленных зданий с железобетонным и стальным кар-касами.

Ферма здания с железобетонным каркасом (рис. 1.2, a) опирается на колонны сверху с соединением на закладных деталях. Такой узел сопряжения считается шарнирным, поэтому статический расчет железобетонных ферм, как правило, выполняется отдельно от других конструкций, как плоских шарнирно-стержневых систем на вертикальные нагрузки (рис. 1.2, δ).



Рис. 1.2. Одноэтажное промышленное здание с железобетонным каркасом: а – конструктивная схема здания: 1 – колонна; 2 – подкрановая балка; 3 – ферма; 4 – плиты покрытия; 5 – рама фонаря; 6 – стальные связи; б – расчетная схема стропильной фермы



Рис. 1.3. Одноэтажное промышленное здание со стальным каркасом:
а – конструктивная схема здания: 1 – колонна; 2 – подкрановая балка;
3, 5 – связевые фермы; 4 – стропильные фермы; 6 – горизонтальные распорки; 7 – прогоны; 8 – вертикальные связи; 9 – горизонтальные связи; 6 – расчетная схема стропильной фермы

Стропильная ферма здания с металлическим каркасом (рис. 1.3, *a*) с целью образования расчетной схемы поперечной рамы с жесткими узлами примыкает к колоннам сбоку. Крайними стойками металлической фермы

являются элементы надкрановых частей колонн. Поэтому статический расчет стропильной металлической фермы должен выполняться или в составе поперечной рамы здания, или по отдельной шарнирно-стержневой расчетной схеме на вертикальные и горизонтальные нагрузки (рис. 1.3, δ). Значения горизонтальных внешних нагрузок получают из предварительного статического расчета поперечной рамы, как отношение момента, действующего в уровне условного ригеля рамы (фермы), к расстоянию между поясами фермы: H = M/d.

3. При расчете любой конструкции всегда используются три группы уравнений: 1) геометрические (соотношения между деформациями и перемещениями); 2) физические (соотношения между напряжениями и деформациями); 3) статические (уравнения равновесия). При решении большинства учебных задач по расчетам строительных конструкций в вузах обычно используют статические уравнения, иногда геометрические (в методе сил и методе перемещений), а про физические как таковые студентам часто просто не упоминают. Но на самом деле при формировании (выборе) математической модели (расчетной схемы) конструкции в первую очередь должна быть корректно определена геометрическая модель (вид напряженного состояния, учитываемые в расчете деформации). Также необходимо держать в голове (понимать), какие физические соотношения будут использованы в расчетах. Если проектировщик не знает, какие соотношения он закладывает в численное решение задачи с помощью специализированной программы, то он просто играет в «русскую рулетку», когда с большой долей вероятности он «проиграет» – выполнит некорректные расчеты. Поэтому проектировщик должен полностью знать, какие геометрические и физические гипотезы использует конкретный тип КЭ.

Приведем пример по моделированию железобетонных плит в ПК «Лира-САПР», работающих на изгиб в двух направлениях (плиты перекрытия и покрытия, фундаментные плиты). Тонкие плиты, в которых учитываются только изгибные усилия, моделируются КЭ 11 или КЭ 12. Пластины, в которых необходимо учитывать полную группу внутренних усилий (изгибные и мембранные), моделируются оболочечными КЭ – 41 (прямоугольный), 42 (треугольный), 44 (четырехугольный).

4. Другим обязательным требованием к квалификации проектировщика является знание им основных положений нормативных документов (СП, ГОСТ и т.д.), регламентирующих деятельность инженера-строителя. Поэтому, решая любую задачу по расчетам конструкций, необходимо внимательно изучить основные требования нормативных документов, связанных с ней. Какими бы ни полезными, ясными для понимания были учебники, пособия и другие источники, если хотя бы одно положение нормативного документа не будет соблюдено – экспертиза не примет выполненную работу. В самом начале работы с ПК «Лира-САПР» необходимо проверить настройку нормативных документов (рис. 1.4).

a)		б)
Параметры расчета Статика и динамика Конструирозание Ж/б расчет Дополнительно Стальной расчет Подбор Коэффициенты по нагрузке Сейсмика	Нормы для РСУ Нормы для РСН СП 20.13330.2016 СП 20.13330.2016 СП 20.13330.2016 СП 20.13330.2016 СП 20.13330.2012/2018 СП 63.13330.2012/2018 СП 63.13330.2016 СП 63.13330.2012/2018 СП 63.13330.2016 СП 63.13330.2016 СП 63.13330.2012/2018 СП 63.12300.2012/2018 СП 63.123000000000000	Список вариантов конструирования схемы
	Средний коэфф. надежности по нагрузке (не менее 1) [1.15 Средняя доля длительности (не более 1) [1.00 Поникающий коэф. для моментов при продавливании [0.50]	 € Усилия Железобетонный расчет Нормы СП 63.13330.2012/2018 ✓ Параметры ✓ Подбор армирования Проверка заданного армирования
	Нормы для кладки: СП 16.13330.2017 СП 15.13330.2012 СП 25.13330.2012 СП 25.133300.2012 СП 25.1333000.2012 СП 25.133000.2012 СП 25.13330000000000000000000000000000000000	Стальной расчет Нормы СП 16.13330.2017 V Кооффициенты Гасчет артокателных конструкций Нормы СП 15.13330.2012 V Параметры

Рис. 1.4. Настройка актуальных нормативных документов в ПК «Лира-САПР»: а – основные настройки программы; б – варианты конструирования

5. Процесс проектирования строительных конструкций состоит обычно из трех этапов: 1) статический (динамический) расчет; 2) конструктивный расчет; 3) конструирование. Необходимо ясно понимать, какие цели решаются на каждом этапе и какие методы (инструменты) при этом используются. Основной целью статического расчета является опреdeление параметров напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкции (усилия, перемещения, напряжения). Основной целью динамического расчета является определение динамических характеристик (частоты, формы, периоды колебаний). Основной целью конструктивного расчета является подбор или проверка сечений для металлических и деревянных конструкций, подбор или проверка армирования для железобетонных конструкций.

Для решения задач первого этапа в аналитических расчетах обычно используется метод сил или метод перемещений, а в численных расчетах – МКЭ.

Для решения задач второго этапа в аналитических расчетах используются, как правило, уравнения равновесия предельной стадии, а в численных расчетах железобетонных конструкций – нелинейная деформационная модель.

6. Проектировщик должен знать особенности расчета и проектирования конструкций, выполненных из разных материалов:

для железобетонных элементов

• три стадии работы железобетона: 1) расчет образования трещин; 2) расчет прогибов и ширины раскрытия трещин; 3) расчет по прочности и устойчивости;

• учет в расчете по прочности только сжатого бетона (бетон устанавливается преимущественно в сжатую зону, арматура – в растянутую зону);

для металлических конструкций

• различные варианты потери устойчивости;

• различные методики вычисления геометрических характеристик элементов (в первую очередь расчетных длин);

для деревянных конструкций

• учет анизотропности материала (различные сопротивления в зависимости от направления приложенной внешней нагрузки);

• учет ослаблений элементов (коэффициенты ослаблений, методики определения расчетных сечений).

7. Проектировщик должен визуально представлять возможные процессы деформирования и разрушения конструкций. Только тогда он сможет осмысленно выполнять расчеты строительных конструкций, понимая смысл каждой математической формулы.

Один из самых наглядных примеров – расчет металлической балки на устойчивость. Возможны в общем случае три варианта потери устойчивости (рис. 1.5).



Рис. 1.5. Варианты потери устойчивости металлической балки: а – общая потеря устойчивости; б – потеря устойчивости стенки; в – потеря устойчивости сжатой полки

8. Практически все специализированные расчетные комплексы реализуют алгоритмы МКЭ. Одним из основных отличий методики расчета по МКЭ от аналитических расчетов является одновременное использование трех групп уравнений – статических (динамических), геометрических, физических. Как следствие этого, при формировании исходных данных для расчетного файла необходимо корректно задать (выбрать) много различных параметров. В ПК «Лира-САПР» – это признак схемы, тип КЭ, жесткости, материалы, граничные условия, загружения, РСУ, РСН, целый ряд коэффициентов и т.д. Любая ошибка может привести к получению неверных результатов расчета.

9. Для гарантии проведения достоверных и надежных расчетов специалист должен иметь программу-инструмент, автоматизирующую аналитические расчеты или просто позволяющую анализировать полученные численные результаты. Многие пользователи думают, что все расчетные комплексы при задании правильных исходных данных безошибочно выполняют расчеты. На самом деле, очень редко, но достаточно регулярно (обычно при выходе новых версий программ) ошибки в численных результатах все же случаются. Кроме того, есть ряд задач, где расчетные комплексы дают значительные погрешности по сравнению с аналитическим расчетом и эти погрешности желательно «отлавливать».

10. Специалист должен иметь навыки и опыт проведения количественных и качественных проверок, основанных на теоретических знаниях строительной механики и строительных конструкций. Перечислим самые простые, но от того не менее важные контрольные проверки: картина деформированного состояния, форма эпюр внутренних усилий, значения моментов в шарнирах и жестких заделках.

Далее, согласно приведенным выше основным положениям по выполнению расчетов строительных конструкций, рассмотрим сначала конструктивные схемы многоэтажных железобетонных каркасных зданий. Создадим в ПК «Лира-САПР» пространственные расчетные схемы для рамно-связевого и связевого каркасов и проведем анализ перехода к плоским расчетным схемам отдельных конструкций.

1.2. Конструктивные схемы многоэтажных железобетонных каркасных зданий

1.2.1. Классификация конструктивных схем

Каркасные здания по способу восприятия горизонтальных усилий делят на три группы: 1) связевые; 2) рамные; 3) рамно-связевые (рис. 1.6).

В связевых каркасах сопряжение вертикальных и горизонтальных элементов как в поперечном, так и в продольном направлении является шарнирным. В рамных каркасах все вертикальные и горизонтальные элементы имеют жесткое сопряжение. В рамно-связевом каркасе, как правило, все узлы поперечных рам являются жесткими, а в продольных рамах вертикальные и горизонтальные элементы соединяются шарнирно.



Рис. 1.6. Расчетные схемы каркасных зданий: 1 – колонна; 2 – перекрытие; 3 – шарнирный узел; 4 – жесткий узел

В зависимости от конкретного вида конструктивной схемы разные элементы будут воспринимать горизонтальные нагрузки.

В здании с рамным каркасом (рис. 1.7) все вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются поперечными или продольными рамами каркасов с жесткими узлами ригелей перекрытий и колонн с замоноличиванием их стыков.

В здании со связевым каркасом (рис. 1.8) стержневые элементы (колонны и ригели) рассчитываются только на действие вертикальных нагрузок, а вся горизонтальная нагрузка передается на систему продольных и поперечных диафрагм, связей жесткости, соединенную с примыкающими к ним колоннами, при этом соединение колонн и ригелей является шарнирным.

Здание с рамно-связевым каркасом (рис. 1.9) представляет собой пространственную систему, состоящую из плоских поперечных рам с жесткими узлами сопряжения ригеля с колонной, объединенных между собой с помощью плит междуэтажных перекрытий и покрытия, образующих жесткий в своей плоскости диск, и элементов жесткости по колоннам продольного направления. Таким образом, горизонтальные нагрузки воспринимаются как связевой системой диафрагм жесткости, так и рамами каркаса.



Рис. 1.7. Здание с рамным каркасом (серия 1.420-12): 1 – вертикальные связи по колоннам; 2 – железобетонные колонны; 3 – железобетонные ригели; 4 – связевые плиты; 5 – двускатные балки покрытия



Рис. 1.8. Здание со связевым каркасом (серия 1.020.1): 1 – продольные связи, расположенные на всех этажах здания; 2 – поперечные связи, расположенные на всех этажах здания; 3 – связевые плиты



Рис. 1.9. Здание с рамно-связевым каркасом (серия 1.020.1): 1 – железобетонные ригели; 2 – железобетонные колонны на один этаж; 3 – железобетонные колонны на два этажа; 4 – диафрагмы жесткости; 5 – наружные стеновые панели

В учебном пособии рассматриваются расчеты несущих конструкций двух каркасных многоэтажных зданий:

1. Здание со связевым каркасом [9]. На рис. 1.10 показаны план перекрытия и поперечный разрез здания. Здание имеет 16 этажей, три поперечных и пять продольных пролетов с сеткой колонн 6,3×6 м. Основные несущие конструкции – многопустотные плиты перекрытия и покрытия, ригели таврового сечения, колонны с короткими консолями, отдельно стоящие столбчатые фундаменты мелкого заложения.



б)



Рис. 1.10. Здание со связевым каркасом: а – план перекрытия; б – поперечный разрез

2. Здание с рамно-связевым каркасом [8]. На рис. 1.11 показаны план перекрытия и поперечный разрез здания. Здание имеет три надземных этажа и один подвальный, три поперечных и пять продольных пролетов с сеткой колонн 7×6,2 м и высотой типового этажа 4,2 м. Основные несущие конструкции – ребристые плиты перекрытия и покрытия, ригели прямоугольного сечения, колонны, отдельно стоящие столбчатые фундаменты мелкого заложения.



Рис. 1.11. Здание с рамно-связевым каркасом: а – план перекрытия; б – поперечный разрез

1.2.2. Пространственная модель здания с рамно-связевой схемой в ПК «Лира-САПР»

Основной целью пособия является рассмотрение примеров расчета отдельных железобетонных конструкций по плоским расчетным схемам. Но студенты должны понимать, каким образом осуществляется переход к упрощенным моделям от общей пространственной расчетной схемы здания.

С этой целью в ПК «Лира-САПР» создадим пространственную расчетную модель здания, состоящую только из колонн, ригелей, плит перекрытия. Модель необходима не для выполнения расчетов, а для демонстрации процедур вычленения из нее плоских расчетных схем отдельных конструкций.

Выпишем основные исходные данные для здания с рамно-связевой системой [8]. Число этажей – 4. Высота этажа (длина колонны) $H_{3T} = 4,2$ м; сетка колонн – 7×6,2 м (длина ригеля × длина плиты); сечение колонны $h_c = b_c = 0,4$ м; сечение ригеля $b_b = 0,25$ м, $h_b = 0,6$ м; сечение ребристой плиты примем в виде тавра (рис. 1.2 [8]); класс бетона ригеля и колонны B20; класс бетона плиты B30.

После запуска ПК «Лира-САПР» появится диалоговое окно, в котором необходимо выбрать признак схемы (тип расчетной задачи), задать имя задачи (файла) и при необходимости дать краткое описание задачи (рис. 1.12). Для нашей задачи выбираем признак схемы 5. Также рекомендуется приводить краткое описание задачи, чтобы в дальнейшем было проще понять, какую именно задачу решает данный файл.



Рис. 1.12. Задание признака схемы

Перед тем как выполнять дальнейшие действия, настоятельно рекомендуем проверить (или исправить) начальные настройки ПК «Лира-САПР» (используемые нормативные документы, размерности). С подробной информацией о начальных настройках ПК «Лира-САПР» можно ознакомиться в п. 2.1.2 [12]. При описании алгоритмов выполняемых задач предполагается, что студент ранее уже выполняя в ПК «Лира-САПР» статические расчеты фермы, балки, рамы, поэтому детально основы функционала программы здесь не раскрываются. В пособии кратко приводятся сведения по алгоритмам решаемых задач, а особое внимание уделяется анализу получаемых результатов численных расчетов и сравнению с аналитическими решениями.

Геометрическую схему каркаса создадим с помощью окна «Генерация пространственных рам». Откроем это окно щелчком левой кнопки мыши по пиктограмме **П**, расположенной на закладке «Создание».

В открывшемся окне зададим шаг по осям Ox и Oy, размеры и количество поперечного и продольного пролетов, по оси Oz – высоту и количество этажей (рис. 1.13). При этом снимем отметки с опций «Создавать плиты перекрытия и разбивать стержни» и «Создавать фундаментную плиту». Вертикальную отметку начального узла зададим равной -2,8 (отметка низа подвального этажа).



Рис. 1.13. Задание геометрии

После применения команды в рабочем поле отобразится созданная геометрическая схема (рис. 1.14).



Рис. 1.14. Геометрическая схема

Зададим три жесткости (колонна, ригель, плита) с помощью диалогового окна «Жесткости и материалы» – закладка «Жесткости» (рис. 1.15).



Рис. 1.15. Окна: а – «Жесткости и материалы»; б – жесткости колонны; в – жесткости ригеля; г – жесткости плиты

Далее последовательно присвоим созданные жесткости колоннам, плитам и ригелям. Для этого последовательно выделим сначала все элементы, моделирующие колонны (вертикальные элементы), и при текущей жесткости «Колонны» применим действие. Далее аналогичную операцию необходимо провести для ригелей (горизонтальные элементы по оси Ox) и плит (горизонтальные элементы по оси Oy).

После назначения жесткостей желательно провести контроль выполненной операции. Это можно сделать различными способами: просмотром созданной 3*D*-модели, выводом на экран номеров или цветов жесткостей. На рис. 1.16 показана 3*D*-модель созданной расчетной схемы.

Созданная модель не полностью отображает реальную расчетную стержневую схему здания. Программа автоматически создала все колонны и ригели, а вот плиты перекрытия (покрытия) «разложила» только по осям. Поэтому дальше растиражируем плиты перекрытия, учитывая тот факт, что стержни (моделирующие плиты) должны быть расположены с шагом, равным 1,4 м (ширина плиты).



Рис. 1.16. Пространственная модель (3*D*-графика) здания



Рис. 1.17. Копирование плит перекрытия и покрытий: а – копируемые стержни; б – параметры копирования

Операция копирования будет состоять из следующих этапов:

1. Отображение расчетной схемы на плоскость *Оху* – пиктограмма на панели «Проекция».

2. Выбор стержней, расположенных на крайней левой вертикальной оси здания (рис. 1.17, *a*).

3. Копирование стержней по оси Ox с шагом 1,4 м в количестве пятнадцати: пять плит в каждом поперечном пролете (рис. 1.17, δ).

4. Выполнение команды упаковки (удаления совпадающих узлов и элементов, полученных в результате копирования) с помощью пиктограммы «Упаковка» (расположенной на панели «Редактирование». 5. Расчетная схема здания практически создана, но мы не учли тот факт, что сборные плиты опираются на ригели шарнирно. Плиты крепятся к ригелям сваркой на закладных деталях, которые не могут воспринимать изгибающие моменты, и поэтому далее необходимо для всех плит создать шарниры (в начальном и конечном узлах КЭ по оси *Oy*).

Для задания шарниров первоначально выделим плиты на расчетной схеме. Один из самых простых способов выделения элементов (узлов) – это включение команды «Полифильтр» Я на панели «Выбор». Далее на закладке для элементов отметим опцию «По типу жесткости» (рис. 1.18).





Рис. 1.18. Выделение плит здания с помощью команды «Полифильтр»

Рис. 1.19. Задание шарниров для плит

После того как все плиты оказались выделены, зададим для них шарниры, открыв диалоговое окно «Шарниры» с помощью пиктограммы **Т** (рис. 1.19).

В результате проведенных операций мы получили пространственную расчетную схему здания с рамно-связевым каркасом (рис. 1.20).



Рис. 1.20. Пространственная расчетная схема рамно-связевого каркаса

Выведем далее на экран последовательно проекции этой расчетной схемы на три стандартные плоскости (рис. 1.21).





Вертикальные проекции практически совпадают с рис. 1.6 (для рамно-связевого каркаса), за исключением не совсем понятных промежуточных шарниров в ригелях. Фактически никаких шарниров в ригелях нет, так как это просто отображение примыкающих шарниров, заданных в плитах.

В дальнейших разделах пособия мы будем обращаться к этой созданной пространственной расчетной схеме для объяснения принципов выбора плоских расчетных схем отдельных конструкций.

1.2.3. Пространственная модель здания со связевой схемой в ПК «Лира-САПР»

В этом пункте приведем краткие сведения (рисунки со «скриншотами» выполняемых операций) по созданию пространственной модели здания со связевым каркасом. Сама процедура разработки абсолютно идентична вышеописанной, за одним главным исключением: шарниры врезаются не только для плит, но и для ригелей.

Исходные данные для здания со связевой системой взяты из методических указаний [9]. Число этажей – 16. Высота этажа (длина колонны) $H_{\rm эт} = 2,8$ м. Сетка колонн – $6,3 \times 6$ м (длина ригеля × длина плиты). Расчетные сечения ригеля и многопустотной плиты приведены ниже на рис. 1.22. Класс бетона ригелей В30, колонн В50, плит перекрытия и покрытия В20.



Рис. 1.22. Расчетные сечения конструкций связевого каркаса: а – для ригеля связевого каркаса; б – для многопустотной плиты; в – для колонны

Алгоритм разработки пространственной модели здания со связевым каркасом:

1. Создание новой задачи в ПК «Лира-САПР» с признаком схемы 5 (рис. 1.23).

Описание схемы	×
Признак схемы	
5 - Шесть степеней свободы в узле (X,Y,Z,Ux,Uy,Uz) 🗸 🗸	?
Имя задачи Связевой каркас	
Результаты расчета в отдельной папке	
Описание задачи Упрощенная пространственная модель	^

Рис. 1.23. Задание признака схемы для новой задачи

2. Создание геометрической схемы каркаса с помощью окна «Генерация пространственных рам» (рис. 1.24).



Рис. 1.24. Задание геометрии здания со связевым каркасом

3. Создание жесткостей для колонн, ригелей, плит связевого каркаса с помощью диалогового окна «Жесткости и материалы» – закладка «Жесткости» (рис. 1.25).



Рис. 1.25. Окна: а – «Жесткости и материалы»; б – жесткости колонны; в – жесткости ригеля; г – жесткости плиты

4. Задание жесткостей колоннам, плитам, ригелям (последовательное выделение определенной группы элементов и присваивание соответствующей жесткости).

5. Контроль задания жесткостей (визуализация 3*D*-графики, вывод номеров или цвета жесткостей).

6. Задание шарниров для ригелей. Эту операцию необходимо выполнить до того, как будут созданы плиты в пролетах, которые автоматически «дробят» ригели на отдельные КЭ, тогда трудоемкой будет задача выделения сечения ригелей в местах стыковки с колоннами.

7. Тиражирование плит перекрытия (покрытия) крайнего левого ряда с помощью операции «Копирование по параметрам» с шагом, равным 1,26 м (рис. 1.26).

8. Упаковка схемы с помощью пиктограммы «Упаковка» 🖆, расположенной на панели «Редактирование» (с целью удаления совпадающих узлов и элементов, полученных в результате копирования).

9. Задание шарниров для всех плит (в начальном и конечном узлах каждой плиты).

В результате выполненных операций мы должны получить трехмерную пространственную модель здания со связевым каркасом (рис. 1.27).

Копирование объектов					
🖂 В нов	ый блок				
9 члако	вать совпадаю	щие			
Копировать объедин. пер					
Копирование по параметра					
ď×	1.26	M			
ď٢	0] м			
ďZ	0] м			
N	15]			

Рис. 1.26. Окно параметров копирования плит перекрытия и покрытий



Рис. 1.27. 3*D*-графика пространственной модели связевого каркаса

Выведем далее на экран последовательно проекции созданной расчетной схемы связевого каркаса на три стандартные плоскости (рис. 1.28).



Рис. 1.28. Проекции пространственной расчетной схемы: а – на плоскость xOy; б – на плоскость xOz; в – на плоскость yOz

Вертикальные проекции практически совпадают с рис. 1.6 (для связевого каркаса). «Лишние» шарниры в промежуточных сечениях ригеля – это так же, как и для связевого каркаса, лишь проекции шарниров примыкания плит к ригелям, а не фактические шарниры в самих ригелях.

После того как мы определились с упрощенными пространственными стержневыми расчетными схемами зданий с рамно-связевым и связевым каркасами, рассмотрим в следующем подразделе базовые сведения о МКЭ на примере расчета железобетонной балки.

1.3. Расчет строительных конструкций методом конечных элементов

1.3.1. Основная идея метода конечных элементов. Расчет балки методом конечных элементов в программе MathCAD

Первое практическое применение МКЭ было связано с решением задач космических исследований в 1950 гг. Сейчас МКЭ широко применяется для решения технических задач практически во всех сферах деятельности человечества. Поэтому по МКЭ в открытом доступе есть большое множество монографий, учебников, пособий. Но большинство из них рассматривают в основном теоретические вопросы математической сути МКЭ, а приводимые численные решения, как правило, заканчиваются на определении неизвестных МКЭ в узлах расчетной схемы (перемещений или усилий). Тогда как в инженерных задачах конечным результатом статического или динамического расчетов является задача определения всех параметров НДС по области исследуемого объекта.

Еще более острой проблемой для эффективного, а главное, надежного применения МКЭ для решения инженерных задач является практическое отсутствие литературы, где бы описывались внутренние алгоритмы специализированных расчетных комплексов. Например, для ПК «Лира-САПР» имеются десятки учебных пособий, но практически все они описывают в основном только функционал программы. Это касается и вопроса того, как ПК «Лира-САПР» решает задачу конструктивного расчета элементов. Поэтому в приведенном ниже примере постараемся делать как можно более полные пояснения для раскрытия сути проводимых численных расчетов. Главная цель этого – понимание пользователем действий, которые производит ПК «Лира-САПР» в ответ на конкретную выполненную команду.

Рассмотрим суть МКЭ на примере статического расчета однопролетной железобетонной балки пролетом L = 6 м, загруженной сосредоточенной внешней силой P = 28 кН (рис. 1.29). Размеры поперечного сечения балки: b = 0,25 м, h = 0,6 м. Балка выполнена из бетона класса B20 с модулем упругости $E = 2,75 \cdot 10^7$ кПа. В линейном статическом расчете МКЭ армирование железобетонных элементов не учитывается в жесткостных характеристиках сечения. Армирование вносит свой вклад в общую жесткость сечения только в задачах расчета железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности.



Рис. 1.29. К статическому расчету балки: а – расчетная схема балки; б – сечение балки

Балка жестко защемлена в крайнем левом узле и имеет шарнирноподвижное опирание в крайнем правом. Жесткая заделка исключает все виды перемещений, вертикальная шарнирно-подвижная опора допускает продольное перемещение и угол поворота сечения балки.

Рассматриваемая балка является однократно статически неопределимой. Общее число неизвестных реактивных усилий равно четырем (три реакции в заделке и одна в шарнирно-подвижной опоре), а число независимых уравнений статики для плоской задачи равно трем. Поэтому внутренние усилия в балке удобнее всего найти с помощью метода сил. Аналитическое решение для рассматриваемой расчетной схемы известно и входит в таблицу готовых решений, которые использует в своем алгоритме классический метод перемещений строительной механики.

Рассмотрим пример расчета балки МКЭ в программе MathCAD. Сначала просто перечислим основные этапы расчета стержневых конструкций МКЭ, а затем дадим им подробное объяснение и пошагово приведем численное решение задачи. Будут приводиться скриншоты вычислений в программе MathCAD, которые необходимо будет повторить студентам.

Метод конечных элементов в зависимости от того, что принимается в нем за основные неизвестные, имеет две формы: 1) форму метода перемещений; 2) форму метода сил. В МКЭ в форме метода сил неизвестными являются усилия в узлах расчетной конечно-элементной схемы. В МКЭ в форме метода перемещений неизвестными являются перемещения в узлах расчетной конечно-элементной схемы. Наибольшее практическое применение в численных расчетах строительных конструкций имеет МКЭ в форме метода перемещений, так как он имеет ясную физическую трактовку и удобные алгоритмы расчетов.

Программный комплекс «Лира-САПР» (как и большинство других расчетных) реализует МКЭ именно в форме метода перемещений.

Основное уравнение МКЭ для задач статики имеет вид

$$K_s \cdot Z = P$$
,

где K_s – матрица жесткости конструкции (квадратная матрица, порядок которой равен общему числу неизвестных узловых перемещений); Z – вектор неизвестных узловых перемещений; P – вектор внешних узловых сил.

По мере решения задачи будем акцентировать внимание на основных теоретических положениях, которые раскрывают суть МКЭ. Рассматриваемая задача статического расчета относительно простая, но именно эта простота позволяет численно отследить все этапы реализации алгоритма МКЭ.

Алгоритм расчета балки МКЭ:

1. Задание исходных численных данных (геометрия, жесткости, нагрузки).

2. Разбиение конструкции на отдельные КЭ.

3. Формирование матриц жесткости отдельных КЭ.

4. Формирование матриц жесткости отдельных КЭ с учетом совместности перемещений и граничных условий.

5. Формирование общей матрицы жесткости конструкции.

6. Формирование вектора внешних узловых усилий.

7. Решение уравнения МКЭ.

8. Формирование векторов узловых перемещений для отдельных КЭ.

9. Вычисление (построение) линий прогибов, углов поворота сечений, кривизн балки.

10. Вычисление (построение) функции распределения изгибающих моментов по длине балки.

Расчет балки МКЭ в программе MathCAD:

1. Зададим исходные данные для расчета балки (рис. 1.30).

Длина балки L=6 м L := 6 м Внешняя нагрузка P := 28 кН Ширина сечения балки b := 0.25 м Высота сечения балки h := 0.6 м Класс бетона B20 Модуль упругости бетона B20 E := $2.75 \cdot 10^7 \frac{\text{кH}}{\text{м}^2}$ Момент инерции сечения балки I := $\frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0045 \text{ m}^4$ Изгибная жесткость сечения балки EI := E·I = 123750 кH·м²

Рис. 1.30. Исходные данные для расчета балки МКЭ

При расчете балки МКЭ в программе MathCAD будем учитывать только изгибную жесткость в плоскости *Oxz*, в которой происходит изгиб. ПК «Лира-САПР» автоматически формирует полную группу жесткостей для заданного поперечного сечения: изгибные, продольные, сдвиговые, крутильные. Но в расчете МКЭ фактически будут участвовать только те жесткости, которые необходимы для формирования матриц жесткости конкретного типа КЭ. Так, например, для моделирования работы элементов плоской фермы, в которых возникают только продольные усилия растяжениясжатия, для расчетов будет необходима только продольная жесткость.

Ниже на рис. 1.31 показаны жесткостные характеристики, вычисленные в ПК «Лира-САПР», для поперечного сечения рассматриваемой балки.





Хотя основное назначение ПК «Лира-САПР» – это полноценный расчет строительных конструкций, но ее можно также эффективно использовать и для решения частных задач, например для автоматического вычисления жесткостных характеристик сечений сложной формы. Особенно это актуально для металлических конструкций с составными сечениями.

Кроме того, необходимо дать пользователям программы очень важный совет: обязательно контролируйте правильность заданных жесткостей в ПК «Лира-САПР». Выполняйте расчеты жесткостных характеристик параллельно в одном из расчетных калькуляторов типа программы MathCAD.

2. Разобьем балку на два КЭ. Само название МКЭ объясняется тем, что он предполагает разбиение конструкции на отдельные простые объекты – КЭ. Такая процедура разбиения называется дискретизацией. КЭ объединяются в расчетную модель в определенных точках, называемых узлами.

На рис. 1.32 показаны два КЭ, каждый из которых имеет по четыре степени свободы (по две в каждом узле).



Рис. 1.32. Разбиение балки на два КЭ: 1, 3, 5, 7 – неизвестные линейные перемещения; 2, 4, 6, 8 – неизвестные угловые перемещения

В задачах расчета поперечного изгиба учитываются только нормальные перемещения и углы поворота сечений. Продольными перемещениями в этой задаче мы пренебрегаем. При решении этой же задачи в ПК «Лира-САПР» в расчетах продольные перемещения будут учитываться, но в итоге все они получатся нулевыми. Поэтому для данного этапа МКЭ, когда мы имеем два необъединенных КЭ, общее число неизвестных МКЭ будет равно восьми.

Сделаем еще небольшое пояснение по термину «узел». Хотя узлы на расчетных схемах изображаются в виде точек, но фактически они представляют сечение КЭ. Поэтому когда мы говорим «поворот узла», то фактически это означает «поворот сечения КЭ» (для точки понятие «поворот» не имеет физического смысла).

Ниже на рис. 1.33 показана процедура задания в MathCAD общего числа КЭ и вектора с их длинами.

NFE := 2 Цикл по числу КЭ
$$i := 1..$$
 NFE $L := \begin{pmatrix} 5 \\ 1 \end{pmatrix}$ м

Рис. 1.33. Задание геометрии расчетной схемы

Дискретизация расчетной схемы на отдельные КЭ – это первая идея, в которой заключается суть МКЭ. Для определения параметров НДС отдельной конструкции, здания, сооружения предлагается разбить его на мелкие объекты (КЭ), для которых имеется готовое аналитическое решение. Геометрия КЭ зависит от исходной математической модели объекта. Стержневые строительные конструкции разбиваются на стержневые КЭ. Стены, монолитные плиты перекрытий и покрытий, диафрагмы жесткости, фундаментные плиты разбиваются на пластинчатые КЭ. Оболочечные конструкции в ПК «Лира-САПР» тоже разбиваются на плоские пластинчатые КЭ. Криволинейных КЭ в библиотеке ПК «Лира-САПР» нет! Массивные объекты (плотины, основания и т.п.) разбиваются на объемные КЭ.

Лет двадцать назад в МКЭ главной проблемой был вопрос недостатка вычислительных мощностей компьютеров. В первую очередь это касалось нехватки оперативной памяти. Связано это с тем, что даже для небольших объектов общее число неизвестных МКЭ составляет сотни и тысячи. А, например, для высотного монолитного железобетонного здания счет неизвестных МКЭ идет уже на десятки и сотни тысяч. Поэтому в то время активно развивались различные модификации классического МКЭ – метод редуцированных элементов, метод пространственных КЭ и т.д. Сейчас возможности вычислительной техники возросли на несколько порядков, и классическая форма МКЭ заняла главенствующее положение в численных расчетах. Этот небольшой экскурс в историю был сделан по следующей простой, но важной причине. Двадцать лет назад пространственные расчеты зданий и сооружений могли выполнять только проектные организации, у которых имелись большие вычислительные машины, а главное, высококвалифицированные специалисты. Сейчас большинству пользователей доступны персональные компьютеры и специализированные расчетные комплексы, и они вроде бы без проблем могут выполнять численные расчеты самых сложных объектов. Но предостерегаем от таких необдуманных действий всех, кто не обладает полным комплексом знаний, умений и навыков, приведенных ранее в подразд. 1.1.

И еще раз выделим основное требование для пользователей специализированных расчетных комплексов – обязательное знание и понимание процедуры реализации МКЭ в автоматизированных расчетах.

Далее приступаем к самому важному этапу МКЭ – формированию матриц жесткости для отдельных КЭ, в которых будут заложены все основные геометрические и физические свойства реального объекта.

3. Сформируем матрицы жесткости отдельных КЭ. Вторая основная идея МКЭ в форме метода перемещений заключается в том, что итоговое получаемое решение для конструкции складывается из готовых решений для отдельных КЭ на действие единичных кинематических воздействий, сформированных в специальные таблицы – матрицы жесткости. Размерность матриц жесткости зависит от числа неизвестных. Ниже на рис. 1.34 приведены структура матрицы жесткости балочного КЭ в формульном виде и результаты вычислений элементов матриц жесткости двух КЭ рассматриваемой в примере балки.

a)

$$K_{i} := \begin{bmatrix} \frac{12 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{3}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{12 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{3}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} \\ \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{4 \cdot \text{EI}}{L_{i}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{2 \cdot \text{EI}}{L_{i}} \\ \frac{12 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{2 \cdot \text{EI}}{L_{i}} \\ \frac{12 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{3}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{12 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{3}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} \\ \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{3}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{12 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{3}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} \\ \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{2 \cdot \text{EI}}{L_{i}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{4 \cdot \text{EI}}{L_{i}} \\ \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{2 \cdot \text{EI}}{L_{i}} & \frac{-6 \cdot \text{EI}}{(L_{i})^{2}} & \frac{4 \cdot \text{EI}}{L_{i}} \\ \end{bmatrix}$$

$$K_{2} = \begin{pmatrix} 1485000 & -742500 & 1485000 & -742500 \\ -742500 & 495000 & -742500 & 247500 \\ 1485000 & -742500 & 1485000 & -742500 \\ -742500 & 247500 & -742500 & 495000 \\ \end{pmatrix}$$

Рис. 1.34. Матрицы жесткости балочного КЭ: а – универсальная параметрическая таблица; б – вычисленные в программе MathCAD матрицы жесткости КЭ 1 и КЭ 2

Метод конечных элементов имеет много общего с классическим методом перемещений строительной механики. Поэтому понять смысл элементов матрицы жесткости будет проще тем студентам, которые хорошо усвоили теоретические знания по методу перемещений. Значения коэффициентов матрицы жесткости, по сути, представляют реакции (рис. 1.35) жестко защемленной балки на действие единичного кинематического воздействия (вынужденного единичного перемещения или угла поворота).



Рис. 1.35. Реакции жестко защемленной балки на действие единичных кинематических воздействий

Поясним значения коэффициента K_{11} матрицы жесткости. Это линейная реакция на вынужденное единичное перемещение, равная $12EI/L^3$. По аналогии определяются и другие коэффициенты матрицы жесткости. Но несмотря на то, что алгоритмы МКЭ и метода перемещений для решения линейных задач стержневых конструкций практически совпадают, эти два метода имеют разную математическую основу.

Метод перемещений является одним из основных методов в строительной механике, который используется для расчета и анализа конструкций. Он основан на представлении конструкции в виде системы связанных точек, где перемещения точек являются основными неизвестными величинами. Наибольшее применение метод перемещений нашел для расчетов стержневых конструкций.

Метод конечных элементов является более универсальным методом. В основе математической формулировки МКЭ в форме метода перемещений лежит вариационный принцип Лагранжа, т.е. принцип минимума потенциальной энергии системы. В отличие от метода перемещений МКЭ позволяет решать задачи для объектов практически любой сложности.

Для получения решения в МКЭ изначально задаются аппроксимирующие функции по области КЭ. Для рассматриваемого типа балочного КЭ линии прогибов по длине балки задаются с помощью полиномов Эрмита (рис. 1.36). Каждый из четырех полиномов представляет линию прогибов КЭ от воздействия единичного узлового перемещения (линейного перемещения или угла поворота). Полиномы Эрмита

$$\Im_1(\mathbf{x}) := \left[-1 + 3 \cdot \frac{\mathbf{x}^2}{\left(\mathrm{L1} \right)^2} \right]$$

 $\Im_{2}(x) := \begin{bmatrix} x - 2 \cdot \frac{x^{2}}{L1} + \frac{x^{3}}{(L1)^{2}} \end{bmatrix} - aппроксимирующая функция, определяющая вклад углового перемещения (поворота сечения) в первом узле конечного элемента в общую картину деформирования балки (линию прогибов) - aппроксимирующая функция, определяющая вклад вертикального линейного перемещения в торого узла конечного элемента в общую картину деформирования балки (линию прогибов) - aппроксимирующая функция, определяющая вклад вертикального линейного перемещения в торого узла конечного элемента в общую картину деформирования балки (линию прогибов) - aппроксимирующая функция, определяющая вклад вертикального линейного линейного перемещения в торого узла конечного элемента в общую картину деформирования балки (линию прогибов)$

 $\Im_4(\mathbf{x}) := \left[\frac{-\mathbf{x}^2}{\mathbf{L}^2} + \frac{\mathbf{x}^3}{(\mathbf{L}^2)^2} \right]$

x³/(L1)³ - аппроксимирующая функция, определяющая вклад вертикального линейного перемещения первого узла конечного элемента в общую картину деформирования балки (линию прогибов)

- аппроксимирующая функция, определяющая вклад углового перемещения (поворота сечения) во втором узле конечного элемента в общую картину деформирования балки (линию прогибов)



Рис. 1.36. Графики полиномов Эрмита

С помощью полиномов Эрмита после нахождения неизвестных МКЭ (узловых перемещений) определяются все параметры НДС КЭ. Итоговая линия прогибов КЭ получается как сумма четырех функций полиномов $\Im_i(x)$, умноженных на соответствующее узловое перемещение Z_i :

$$y(x) = \sum_{i=1}^{n} (\Theta_i(x) \cdot Z_i).$$

Функция распределения изгибающих моментов по длине КЭ (эпюры) определяется с помощью известной аналитической зависимости

$$M(x) = EI \cdot \frac{d^2}{dx^2} y(x).$$

В рассматриваемом ниже примере расчета балки в программе MathCAD мы будем использовать эти зависимости для построения линии прогибов и эпюры изгибающих моментов.

4. Сформируем матрицы жесткости отдельных КЭ с учетом совместности перемещений и граничных условий. Поясним смысл проводимой операции. КЭ, показанные на рис. 1.32, пока никак не связаны между собой, хотя по факту имеют общий узел, в котором по логике должны возникать одни и те же перемещения. То есть в итоговой расчетной схеме должны остаться только три узла. Кроме того, в первом узле все перемещения по условию закрепления (жесткая заделка) должны быть равны нулю, а в крайнем правом узле исключается вертикальное линейное перемещение (в узле установлена вертикальная шарнирно-подвижная опора). Итоговая конечно-элементная расчетная схема с оставшимися ненулевыми неизвестными перемещениями МКЭ показана ниже на рис. 1.37.



Рис. 1.37. Расчетная схема балки в МКЭ

Исключим лишние неизвестные МКЭ в программе MathCAD с помощью матриц инцидентности. В результате мы получим матрицы жесткости КЭ 1 и КЭ 2 размерностью 3×3 (рис. 1.38).
$$A_{1} := \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \end{pmatrix} \qquad A_{2} := \begin{pmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \qquad KO_{i} := A_{i}^{T} \cdot K_{i} \cdot A_{i}$$
$$KO_{1} = \begin{pmatrix} 11880 & -29700 & 0 \\ -29700 & 99000 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \qquad KO_{2} = \begin{pmatrix} 1485000 & 742500 & 742500 \\ 742500 & 495000 & 247500 \\ 742500 & 247500 & 495000 \end{pmatrix}$$

5. Сформируем общую матрицу жесткости конструкции суммированием матриц жесткости отдельных КЭ (рис. 1.39).

$$KS := \sum_{i=1}^{NFE} KO_i \quad KS = \begin{pmatrix} 1496880 & 712800 & 742500 \\ 712800 & 594000 & 247500 \\ 742500 & 247500 & 495000 \end{pmatrix}$$

Рис. 1.39. Итоговая матрица жесткости конструкции

6. Вектор внешних узловых сил будет иметь один ненулевой элемент – значение внешней сосредоточенной силы, приложенной по направлению первого неизвестного $\mathbf{P} := \begin{pmatrix} 28 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$ МКЭ (рис. 1.40). Если бы внешняя нагрузка была приложена по длине КЭ, то ее значение необходимо было распределить между двумя узлами КЭ.

7. Линейную систему уравнений МКЭ в программе MathCAD решим с помощью матричного метода. Этот метод разумно применять только для задач с малым числом неизвестных. ПК «Лира-САПР» для решения системы линейных алгебраических

Рис. 1.40. Задание вектора внешних узловых сил

уравнений использует метод Гаусса. На рис. 1.41 показаны вычисленные узловые перемещения. Линейное перемещение имеет размерность – метры, угловые перемещения – радианы.

$$KS \cdot Z = P \quad Z := KS^{-1} \cdot P \qquad Z = \begin{pmatrix} 0.0002073 \\ -0.0001506 \\ -0.0002357 \end{pmatrix}$$

8. С помощью ранее заданных матриц инцидентности сформируем векторы узловых перемещений для КЭ 1 и КЭ 2 (рис. 1.42).

$$Um_{i} := A_{i} \cdot Z \qquad Um_{1} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.0002073 \\ -0.0001506 \end{pmatrix} \qquad Um_{2} = \begin{pmatrix} -0.0002073 \\ -0.0001506 \\ 0 \\ -0.0002357 \end{pmatrix}$$

Рис. 1.42. Векторы вычисленных узловых перемещений для отдельных КЭ

Дальнейшие вычисления параметров НДС балки (построение линии прогибов и эпюры изгибающих моментов) приведены на рис. 1.43. Пояснения к этим вычислениям были даны выше.

 $y(x) = q_1 \cdot \vartheta_1(x) + q_2 \cdot \vartheta_2(x) + q_3 \cdot \vartheta_3(x) + q_4 \cdot \vartheta_4(x)$

Задание длин КЭ в виде переменных, а не элементов вектора

$$L1 := L_1 = 5 \text{ M}$$
 $L2 := L_2 = 1 \text{ M}^+$

Полиномы Эрмита

$$y(x) = \sum_{i=1}^{n} \Im_{i}(x) \quad n := 4 - число аппроксимирующих функций равно общему числу неизвестных узловых перемещений конечного элемента
$$\Im_{1}(x) := \left[-1 + 3 \cdot \frac{x^{2}}{(L1)^{2}} - 2 \cdot \frac{x^{3}}{(L1)^{3}} \right]^{-} aппроксимирующая функция, определяющая вклад вертикального линейного перемещения первого узла конечного элемента в общую картину деформирования балки (линию прогибов)
$$\Im_{2}(x) := \left[x - 2 \cdot \frac{x^{2}}{L1} + \frac{x^{3}}{(L1)^{2}} \right] \quad -$$
аппроксимирующая функция, определяющая вклад углового перемещения (поворота
сечения) в первом узле конечного элемента в общую картину деформирования балки
(линию прогибов)
$$\Im_{3}(x) := \left[3 \cdot \frac{x^{2}}{(L1)^{2}} - 2 \cdot \frac{x^{3}}{(L1)^{3}} \right] \quad -$$
аппроксимирующая функция, определяющая вклад вертикального линейного
перемещения в торого узла конечного элемента в общую картину деформирования балки
(линию прогибов)
$$\Im_{4}(x) := \left[\frac{-x^{2}}{L1} + \frac{x^{3}}{(L1)^{2}} \right] \quad -$$
аппроксимирующая функция, определяющая вклад углового перемещения (поворота
сечения) в ов второго узла конечного элемента в общую картину деформирования
балки (линию прогибов)
- аппроксимирующая функция, определяющая вклад углового перемещения (поворота
сечения) во втором узле конечного элемента в общую картину деформирования
балки (линию прогибов)
- аппроксимирующая функция, определяющая вклад углового перемещения (поворота
сечения) во втором узле конечного элемента в общую картину деформирования
сечения) во втором узле конечного элемента в общую картину деформирования
сечения) во втором узле конечного элемента в общую картину деформирования
сечения) во втором узле конечного элемента в общую картину деформирования
сечения) во втором узле конечного элемента в общую картину деформирования
сечения) во втором узле конечного элемента в общую картину деформирования
сечения) но рогибов)$$$$

Уравнения прогибов по длине отдельных конечных элементов

$$f1(x,q_1,q_2,q_3,q_4) := \left(-1 + 3 \cdot \frac{x^2}{L1^2} - 2 \cdot \frac{x^3}{L1^3}\right) \cdot q_1 + \left(x - 2 \cdot \frac{x^2}{L1} + \frac{x^3}{L1^2}\right) \cdot q_2 + \left(3 \cdot \frac{x^2}{L1^2} - 2 \cdot \frac{x^3}{L1^3}\right) \cdot q_3 + \left(\frac{-x^2}{L1} + \frac{x^3}{L1^2}\right) \cdot q_4$$

$$f2(x,q_1,q_2,q_3,q_4) := \left(-1 + 3 \cdot \frac{x^2}{L2^2} - 2 \cdot \frac{x^3}{L2^3}\right) \cdot q_1 + \left(x - 2 \cdot \frac{x^2}{L2} + \frac{x^3}{L2^2}\right) \cdot q_2 + \left(3 \cdot \frac{x^2}{L2^2} - 2 \cdot \frac{x^3}{L2^3}\right) \cdot q_3 + \left(\frac{-x^2}{L2} + \frac{x^3}{L2^2}\right) \cdot q_4$$

 $y1(x) := f1(x,0,0,Z_1,Z_2) \quad y2(x) := f2(x,-Z_1,Z_2,0,Z_3)$

Рис. 1.43. Вычисления параметров НДС балки в программе MathCAD (начало)

Фактическая линия прогибов для первого конечного элемента (см)



Рис. 1.43. Вычисления параметров НДС балки в программе MathCAD (продолжение)

X



Рис. 1.43. Вычисления параметров НДС балки в программе MathCAD (окончание)

Приведенный выше пример расчета балки позволяет наглядно проследить все этапы реализации МКЭ: от задания исходных данных до графического вывода полученных параметров НДС. Полученные функции распределения прогибов и изгибающих моментов по длине КЭ дают возможность вывести на экран значения этих параметров в любом сечении балки.

Алгоритм расчета балки МКЭ в ПК «Лира-САПР» будет практически идентичным, за исключением некоторых особенностей. Одна из них заключается в том, что ПК «Лира-САПР» вычисляет перемещения и внутренние усилия только в узлах КЭ и дополнительных расчетных сечениях, если таковые заданы пользователем. Поэтому при проверке изгибаемых элементов по второй группе предельных состояний (предельно допустимых прогибов) необходимо учитывать этот факт.

И еще на что хотелось бы обратить особое внимание начинающих пользователей ПК «Лира-САПР» (и других аналогичных расчетных комплексов). Для выполнения достоверного статического расчета достаточно знать основную информацию по приведенному выше алгоритму МКЭ. Но для проведения качественного конструктивного расчета (подбора или проверки сечений элементов, подбора или проверки армирования) помимо хорошего знания теории строительных конструкций необходимо понимать, каким образом задаются в программе все исходные параметры, определяемые требованиями метода расчета по предельным состояниям.

1.3.2. Библиотека основных стержневых типов конечных элементов в ПК «Лира-САПР»

Перед тем как выполнить расчет балки в ПК «Лира-САПР», рассмотрим основные типы КЭ, применяемые для моделирования строительных конструкций.

Хотя в данном пособии рассматривается решение только линейных задач, приведем классификацию КЭ библиотеки ПК «Лира-САПР» в зависимости от вида проводимого расчета:

1) КЭ, применяемые для решения линейных задач (номера с 1-го по 84-й);

2) КЭ, применяемые для решения физически нелинейных задач (но-мера с 201-го по 284-й);

3) КЭ, применяемые для решения геометрически нелинейных задач (номера с 308-го по 344-й);

4) КЭ, применяемые для решения задач с одновременным учетом геометрической и физической нелинейностей (номера с 410-го по 444-й).

Для расчета стержневых конструкций в линейной постановке используются следующие типы КЭ:

1. КЭ 1 – ферменный КЭ, моделирующий работу плоских шарнирностержневых систем. В таком элементе могут возникать только продольные усилия растяжения-сжатия. В каждом узле КЭ 1 имеет две линейных степени свободы. Как следствие, матрица жесткости КЭ 1 имеет размерность 4×4.

2. КЭ 2 – КЭ, моделирующий работу балок и плоских рам. В таком элементе могут возникать поперечные силы и изгибающие моменты в плоскости изгиба, а также продольные усилия растяжения-сжатия. В каждом узле КЭ 2 имеет две линейных степени свободы и одну угловую. Как следствие, матрица жесткости КЭ 2 имеет размерность 6×6.

3. КЭ 4 – ферменный КЭ, моделирующий работу пространственных шарнирно-стержневых систем. В таком элементе могут возникать только продольные усилия растяжения-сжатия. В каждом узле КЭ 4 имеет три линейных степени свободы. Как следствие, матрица жесткости КЭ 4 имеет размерность 6×6.

4. КЭ 10 – универсальный пространственный стержневой КЭ. В таком элементе могут возникать все виды внутренних усилий стержневых элементов – поперечные силы и изгибающие моменты в двух плоскостях изгиба, а также крутящие моменты и продольные усилия растяжениясжатия. В каждом узле КЭ 10 имеет три линейных степени свободы и три угловых. Как следствие, матрица жесткости КЭ 10 имеет размерность 12×12. КЭ 1, КЭ 2 и КЭ 4 являются частными случаями КЭ 10.

По умолчанию для признаков схем 1, 2, 4 и 5 ПК «Лира-САПР» всегда моделирует стержневые конструкции КЭ типа КЭ 10!

На рис. 1.44 показаны структуры матриц жесткости КЭ 1, КЭ 2 и КЭ 10.

a)												
	(<u>EA</u> L 0	$\frac{12EI_z}{T^3}$										
	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$									
	0	0	0	$\frac{GI_X}{L}$				сим	аетриг	чно		
	0	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{4EL_y}{L}$							
	0	$\frac{\delta EI_Z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EI_z}{L}$						
	$-\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{EA}{L}$					
	0	$-\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0		0	$\frac{12EI_z}{L^3}$				
	0	0	$-\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$\frac{6EL_y}{L^2}$	0	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$			
	0	0	0	$\frac{-GI_x}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GI_{\rm X}}{L}$		
	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{2EI_y}{L}$	0	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{4EI_y}{L}$	
	0	$\frac{\delta E L_{z}}{L^{2}}$	0	0	0	2EIz L	0	$\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	4EL _z
б)									B)			
		$\frac{A}{L} = 0$ $\frac{12E}{L^2}$	$\frac{1}{3} - \frac{-6E}{1^2}$		$\frac{A}{L}$	0 $\frac{2EI_z}{L^3}$	$0 = -6EI_z$					
		-6E	$\frac{4EI_z}{2} = \frac{4EI_z}{L}$	z - () —($\frac{5EI_z}{L^2}$	2·EI _z					
		$\frac{BA}{L}$ 0	0	$\frac{E}{I}$	A	0	0					

 $\begin{bmatrix} L & L & L \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{-6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2 \cdot EI_z}{L} & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \\ -\frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{pmatrix}$ Рис. 1.44. Структура матриц жесткости стержневых КЭ:

Рис. 1.44. Структура матриц жесткости стержневых КЭ а – КЭ 10; б – КЭ 2; в – КЭ 1 Приведенные выше основные сведения по характеру работы стержневых КЭ пригодятся нам ниже для объяснения алгоритма расчета балки в ПК «Лира-САПР».

1.3.3. Пример расчета балки методом конечных элементов в ПК «Лира-САПР»

Выполним численный расчет балки МКЭ в ПК «Лира-САПР». При этом будем не сколько описывать функционал программы, а пояснять, что происходит внутри этого «черного ящика» под названием ПК «Лира-САПР» при конкретных действиях пользователя.

Создадим новую задачу (рис. 1.45).

Описание схе	мы	\times
Признак сх	емы	
2 - Три сте	пени свободы в узле (перемещения XZ,Uy) > 🗸	?
Имя задачи	Расчет балки МКЭ	

Рис. 1.45. Задание основных параметров задачи

Хотя пока никаких действий по созданию геометрии мы еще не выполняли, но программа уже «понимает», что для выбранного признака схемы 2 в стержнях могут возникать только определенные виды внутренних усилий (см. п. 1.3.2). По умолчанию в задаче используется КЭ 10, но программа автоматически преобразовала его в КЭ 2 – исключила в каждом узле степени свободы, не характерные для признака 2 (линейное переме-

щение по оси Oy и два угловых перемещения относительно осей Ox и Oz).

Вызовем диалоговое окно «Создание плоских фрагментов и сетей», выбрав команду \square . В таблице диалогового окна зададим вдоль оси Ox два КЭ длиной 5 и 1 м (рис. 1.46).

Программа отобразила на экране два созданных КЭ и выполнила две математические (логические) операции: сформировала мат-



Рис. 1.46. Диалоговое окно «Создание плоских фрагментов и сетей»

рицы жесткости для двух КЭ (тип КЭ 2) и объединила их с учетом совместного общего узла (рис. 1.47). Два необъединенных КЭ имеют двенадцать степеней свободы, а объединенные КЭ – девять (три степени свободы для КЭ 1 и КЭ 2 общие в узле 2). В отличие от расчета балки в программе MathCAD в ПК «Лира-САПР» степени свободы по оси Ox учитываются в расчете. Хотя, как указывалось выше, при поперечном изгибе балки они имеют нулевые значения.



Рис. 1.47. Формирование геометрии балки с учетом совместного общего узла 2: а – созданная геометрическая схема; б – структура необъединенных матриц жесткости КЭ 1 и КЭ 2; в – структура объединенных матриц жесткости КЭ 1 и КЭ 2

На данном этапе расчета балки в ПК «Лира-САПР» формально матрицы жесткости заданы в алгоритме МКЭ. Но численные значения элементов матриц не вычислены, так как еще не заданы жесткости (и не присвоены КЭ).

Далее зададим связи. В первом узле смоделируем жесткую заделку, исключив три степени свободы (две линейных по осям Ox и Oz, угловую относительно оси Oy). В третьем узле расчетной схемы балки создадим шарнирно-подвижную, исключив линейную степень свободы по оси Oz.

На рис. 1.48 показана геометрическая иллюстрация действий в алгоритме МКЭ программы на выполненные действия. После задания граничных условий общее число неизвестных МКЭ стало равным пяти.



Рис. 1.48. Формирование итоговой матрицы жесткости балки с учетом граничных условий: а – исключение четырех степеней свободы; б – структура итоговой матрицы жесткости балки

Далее согласно исходным данным зададим жесткость сечения для балки и назначим ее КЭ (рис. 1.49).



Рис. 1.49. Задание жесткости балки

Программа автоматически сформировала жесткостные характеристики для КЭ 10, но в расчете по признаку схемы 2 используется в нашем случае только изгибная жесткость EI_y . Продольная жесткость EF, по сути, не будет участвовать в расчете, так как в балке при поперечном изгибе не возникают внутренние продольные усилия.

После задания жесткостей КЭ программа заполнит ячейки итоговой матрицы жесткости балки численными значениями.

Последней операцией по созданию расчетного файла для статического расчета балки будет задание внешней сосредоточенной нагрузки в узел 2 (рис. 1.50).



Рис. 1.50. Задание сосредоточенной нагрузки

Сохраним задачу и запустим на расчет. Перейдем на закладку «Анализ» и последовательно выведем на экран вычисленные узловые перемещения и эпюру изгибающих моментов в режиме простора результатов по РСУ (рис. 1.51). Убедимся, что результаты статического расчета балки в ПК «Лира-САПР» полностью совпали с расчетом МКЭ в программе MathCAD (см. рис. 1.41 и рис. 1.43). Отличие будет заключаться только в размерностях вычисления неизвестных узловых перемещений. В ПК «Лира-САПР» линейное перемещение имеет размерность – сантиметры, а угловые перемещения – радиан×1000.





Узловые перемещения (см. рис. 1.51, *a*) выведены на экран последовательно с помощью инструмента «Фонарик» .



Рис. 1.52. Прогибы балки в сечении, отстоящем от крайней левой опоры на 1 м: а – расчеты в программе MathCAD; б – расчеты в ПК «Лира-САПР»

Для получения перемещений в других сечениях балки предлагаем самостоятельно разбить балку на большое количество КЭ, выполнить численный расчет и сравнить полученные результаты. Мы же выведем значение прогиба балки в сечении, отстоящем от крайней левой опоры балки на 1 м (рис. 1.52).

1.3.4. Конструктивный расчет изгибаемых железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели в ПК «Лира-САПР»

Инженерные расчеты по прочности железобетонных элементов, как правило, выполняются с использованием уравнений для предельных состояний материалов. При этом принимаются три основные упрощающие гипотезы для бетона:

1. Работа растянутого бетона в расчетах на прочность не учитывается.

2. Напряжение в сжатом бетоне в предельном состоянии принимают равным расчетному сопротивлению R_b .

3. Фактическая криволинейная эпюра напряжений в сжатом бетоне принимается прямоугольной, а фактическая высота сжатой зоны бетона уменьшается на 20 %.

В результате мы имеем расчетную схему для железобетонного изгибаемого элемента с одиночным армированием (рис. 1.53).



Именно по такой расчетной схеме студентов учат в вузах решать задачи по подбору и проверке армирования железобетонных элементов.

В то же время основной нормативный документ по проектированию железобетонных конструкций [2] рекомендует выполнять конструктивные расчеты на основе нелинейной деформационной модели (НДМ), а расчеты на основе предельных усилий только допускает.

Программный комплекс «Лира-САПР» выполняет конструктивный расчет согласно рекомендациям СП [2], как раз на основе НДМ. Ниже на рис. 1.54, *a* – *б* приведены диаграммы работы сжатого бетона, которые использует ПК «Лира-САПР». На этом же рис. 1.54, *в* также приведен фрагмент диалогового окна задания материалов для бетона в ПК «Лира-САПР».



Рис. 1.54. Диаграммы состояния сжатого бетона: а – трехлинейная диаграмма [2]; б – двухлинейная диаграмма [2]; в – выбор диаграммы сжатого бетона в ПК «Лира-САПР»

То есть в отличие от расчета по предельным состояниям в НДМ напряжения в сжатом бетоне меняются по высоте. Поэтому при использовании НДМ для нахождения итоговых сжимающих усилий в бетоне для большинства типов задач приходится дробить сечение элемента на отдельные полосы (признак расчетных схем 2, 3) или прямоугольники (признак расчетных схем 4, 5, 6).

На рис. 1.55 показаны способы дробления сечения в зависимости от признака расчетной схемы.



Рис. 1.55. Способы дробления сечения

Суммарное усилие в сжатом бетоне находится путем численного интегрирования – суммированием элементарных напряжений, действующих по элементарным площадкам, выделенным в расчетном сечении.

Для наглядного представления о нелинейном характере работы железобетона приведем результаты нелинейного расчета рамы типового этажа из пособия [12] (рис. 1.56).



Рис. 1.56. Эпюры изгибающих моментов в ригеле от сочетания нагружений 1 + 2: а – линейный расчет; б – нелинейный расчет

При учете нелинейной работы материала произошло перераспределение усилий. Опорные моменты уменьшились, а пролетные – увеличились. Приведем ниже характер распределения напряжений по высоте сечения для различных участков ригеля (рис. 1.57).



Рис. 1.57. Распределение напряжений по высоте сечения: $a - x = 0; \ 6 - x = L/8; \ B - x = L/4; \ \Gamma - x = L/2$

Как мы видим, распределение напряжений по высоте сечения имеет нелинейный характер. На левой опоре максимальные сжимающие напряжения возникают в нижней зоне. В следующем сечении (x = L/8) эпюра сжатого бетона имеет уже треугольный характер за счет понижения расчетного изгибающего момента. Далее меняются знаки отдельных участков эпюр: сжата уже верхняя зона, и эпюра имеет треугольный вид. А в центре пролета, где возникает максимальный изгибающий момент, растягивающий нижние волокна, эпюра напряжений в сжатом бетоне имеет нелинейный характер.

Вышеприведенные результаты нелинейного расчета в ПК «Лира-САПР» определяют фактическое НДС в каждом расчетном сечении. При этом, как видим, сечения работают на разных стадиях НДС.

При линейном расчете основная задача другая. Для сечений, в которых возникают основные расчетные усилия, необходимо найти сечение продольной рабочей арматуры в предположении наступления в нем 3-й стадии НДС. Первоначально решается задача подбора сечения с одиночным армированием и рассматривается только пластический вариант разрушения железобетона. При этом максимальное напряжение в сжатом бетоне и напряжение в растянутой арматуре равны расчетным сопротивлениям материалов. Если же в результате расчета получается хрупкий вариант разрушения (напряжение в растянутой арматуре не достигает предела текучести), то ПК «Лира-САПР» выполняет расчет сечения с двойным армированием. Практические расчеты показывают, что конструктивные расчеты изгибаемых элементов по методу предельных состояний и НДМ дают в большинстве случаев хорошую сходимость. Это мы увидим и в дальнейших примерах параллельных расчетов плит, ригеля, фундамента в программе MathCAD и ПК «Лира-САПР». Сложнее получить сходимость конструктивных аналитических и численных решений для сжатых железобетонных элементов. ПК «Лира-САПР» во всех случаях выполняет подбор армирования сжатых элементов для случая косого внецентренного сжатия. Тогда как аналитические допускают использование упрощенных методик расчета (например, для центрально-сжатых железобетонных элементов).

2. РАСЧЕТ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

В этом и последующих разделах будут рассмотрены численные расчеты отдельных строительных конструкций (плита, ригель, фундамент) с применением ПК «Лира-САПР» и программы MathCAD. Предполагается, что ранее студенты в рамках дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» уже выполняли подобные расчеты, но только аналитическими методами. Как ранее было уже отмечено, для большинства примеров исходные данные будут браться из пособия [8] и методических указаний [9].

Исходя из этих допущений, при выполнении численных расчетов не будет приводиться подробная информация по сбору нагрузок, определению расчетных длин элементов и другая, учитывая еще тот факт, что подобные операции обычно выполняются вручную. В начале решения каждой задачи просто будут приводиться основные исходные данные: геометрия расчетной схемы, собранные нагрузки, принятые материалы.

Также при изложении материала особое внимание будет уделяться не сколько функционалу решения конкретной задачи в ПК «Лира-САПР», а алгоритмам решения задач: почему приняты именно такая расчетная схема и расчетное сечение в численном расчете; есть ли другие альтернативные варианты; на что необходимо обратить особое внимание при задании исходных данных в МКЭ; чем принципиально методика численных расчетов отличается от аналитических расчетов и т.д.

После объяснения постановки задачи и выполнения расчета в ПК «Лира-САПР» для каждого примера будет приводиться решение задачи в программе MathCAD. Основные цели выполнения параллельных расчетов – контроль проведенных ранее численных расчетов и приобретение навыков автоматизации аналитических расчетов в программе MathCAD.

Особое внимание как студентов, так и начинающих проектировщиков хочется обратить на *основной принцип проектирования железобе-* тонных конструкций: в растянутой зоне бетона обязательно должна быть установлена рабочая арматура, а бетон преимущественно располагаться в сжатой зоне. Теория железобетона по целому ряду причин очень сложна для освоения, но знание этого простого принципа может помочь в понимании как многих теоретических положений, так и принимаемых конструктивных решений.

2.1. Расчетные схемы сборных железобетонных плит

Сборные железобетонные плиты очень часто применяются для строительства объектов самого разного назначения. Можно выделить два основных типа сборных плит (рис. 2.1).



Рис. 2.1. Сборные железобетонные плиты: а – многопустотная; б – ребристая

Многопустотные плиты используют обычно для возведения жилых зданий. Одна из главных причин такого применения – многопустотные плиты имеют гладкую нижнюю поверхность, облегчая тем самым устройство потолков. В пособии будет рассматриваться пример расчета такой плиты для связевого каркаса [8].

Ребристые плиты чаще всего применяются для зданий промышленного типа, где на перекрытия действуют значительные нагрузки. Для плит покрытия одноэтажных промышленных зданий наличие ребер позволяет обеспечить передачу нагрузок в узлы ферм, что дает возможность рассчитывать такие конструкции, как шарнирно-стержневые системы. В пособии будет рассмотрен пример расчета ребристой плиты для рамно-связевого каркаса [9].

Сборные плиты в каркасных зданиях обычно имеют длину пролета не менее 6 м, что согласно требованиям нормативных документов ведет к необходимости изготовления их предварительно напряженными. Предварительное напряжение железобетонных конструкций выполняется в первую очередь для того, чтобы повысить трещиностойкость и уменьшить прогибы изгибаемых элементов. Но предварительное напряжение также несколько увеличивает несущую способность конструкций. В расчетах это увеличение учитывается введением коэффициента условий работы для напрягаемой арматуры γ_{s3}.

При сравнении численных и аналитических результатов мы просто будем делать поправку на тот факт, что в ПК «Лира-САПР» коэффициент γ_{s3} не учитывается.

В численных расчетах сборные железобетонные плиты могут моделироваться как стержневыми, так и пластинчатыми КЭ. Какой конкретный вид КЭ необходимо будет выбрать для плит, зависит от цели (вида) проводимого расчета и той функции, которую выполняют плиты в данной расчетной схеме.

В рассматриваемых многоэтажных каркасных зданиях сборные плиты (как несущие конструкции) выполняют две основные функции:

1) воспринимают вертикальные нагрузки;

2) обеспечивают пространственную жесткость здания за счет создания жестких горизонтальных дисков перекрытия (покрытия).

В первом случае *(расчет на вертикальные нагрузки)* многопустотные плиты работают на изгиб в одном направлении и их расчет ведется как шарнирно опертых однопролетных балок (рис. 2.2).



Рис. 2.2. Расчетная схема сборных железобетонных плит на изгиб в продольном направлении

Подбор основной рабочей арматуры для ребристых плит выполняется по такой же схеме, как и для многопустотных плит. Но так как ребристые плиты имеют полку малой толщины (стандартная толщина обычно равна 5 см), то ее армирование подбирается по другой расчетной схеме, которая будет приведена ниже.

Для того чтобы понять, как была получена эта схема из пространственной модели каркасного здания (см. рис. 1.27), сначала поясним, почему для сборных плит статический расчет на вертикальные нагрузки выполняется как для балок, а не для пластин.

На рис. 2.3 приведены результаты тестового численного примера железобетонной плиты класса В20 толщиной 22 см и размерами в плане $1,5 \times 6$ м на равномерно распределенную нагрузку q = 10 кH/м. Плита раз-

бита на КЭ размером 0,5×0,5 м. Расчет выполнен для двух вариантов граничных условий (закрепления плиты):

1) плита шарнирно закреплена по двум коротким сторонам (как в реальности и происходит опирание сборных плит на ригели, балки или стены);

2) плита шарнирно закреплена по контуру.

На рис. 2.3 показаны результаты статического расчета для двух вариантов граничных условий.





Проанализируем полученные результаты. Во-первых, исходя из картины деформирования плит, мы видим, что изгиб плиты, опертой только по двум сторонам, происходит практически только в продольном направлении. Для плиты, опертой по контуру, изгиб идет уже в двух плоскостях, причем больше плита изгибается даже в поперечном направлении. Приведенные мозаики изгибающих моментов уже численно обосновывают предварительно сделанные выводы. Для первого случая максимальный момент в продольном направлении равен 45 кН·м, а в поперечном – не превышает 1 кН·м. Для плиты, опертой по контуру, наоборот – поперечные моменты превышают продольные.



Рис. 2.4. Монолитные железобетонные плиты перекрытий: а – для кирпичного здания; б – для здания из монолитного железобетона

По второй расчетной схеме (с закреплением по четырем сторонам) обычно выполняется расчет монолитных железобетонных плит перекрытий (покрытий). В рассмотренном выше примере расчетная схема железобетонной плиты соответствует конструктивному решению – монолитная плита перекрытия здания с кирпичными стенами (рис. 2.4, *a*). Такие решения сейчас очень распространены не только при возведении новых зданий, но и при реконструкциях старых объектов. Зачастую старые перекрытия со временем теряют свои эксплуатационные свойства (особенно это касается деревянных перекрытий), и одним из эффективных решений является устройство монолитной железобетонной плиты, опирающейся на старые

стены. Часть монолитной плиты в этом случае просто заводится в стену без всякой анкеровки, поэтому такое опирание принимается в расчетах шарнирным. Необходимо сделать небольшое замечание по вопросу устройства монолитных железобетонных плит при реконструкции. В этом случае обязательно должна быть проверена не только несущая способность плиты, но также и стен и фундаментов с учетом приложения к ним новых измененных нагрузок.

На рис. 2.4, *а* показана плита, армированная двойными сетками (в нижней и верхней частях сечения), но рабочей будет только нижняя сетка, а верхняя ставится по конструктивным соображениям. Растягивающие усилия в таком расчетном случае будут действовать только в нижней зоне сечения плиты.

При возведении здания целиком из монолитного железобетона (рис. 2.4, *б*) арматура плит перекрытий соединяется с сетками и каркасами балок, колонн, стен. Такие соединения в расчетах принимаются жесткими, сетки по расчету ставятся как в нижней, так и в верхней зонах.

Строительство из монолитного железобетона в настоящее время все более широко применяется по целому ряду причин. Одна из них – более эффективная работа плит. Поменяв только граничные условия, мы в нашем вышерассмотренном примере получили почти на порядок меньшие расчетные усилия и перемещения (по сравнению с балочной схемой). С подробной информацией по проектированию монолитных железобетонных плит можно ознакомиться в пособии автора [11].

Приведенный выше пример наглядно показывает, почему в практических расчетах на действие вертикальных нагрузок для сборных железобетонных плит принимаются упрощенные балочные модели.

Но здесь возникает другой вопрос. Ведь сборные плиты входят в общую пространственную модель здания. Что дает нам право «вырезать» отдельную балку из общей модели здания? Ответ на этот вопрос дает строительная механика. В шарнире возникают в общем случае три линейных реакции – по осям Ox, Oy и Oz. Поэтому мы можем «вырезать» балку из общей пространственной расчетной схемы здания, заменив согласно методу сечений влияние отсеченных конструкций здания неизвестными реакциями. При этом в расчетной схеме также исключаем две реакции в опорах по оси Oy, так как мы переходим к расчету задачи в плоскости Oxz, и одну реакцию по оси Ox, так как на плиту действуют только вертикальные нагрузки по оси Oz.

Именно по балочной схеме решается основная задача проектирования сборных железобетонных плит, которая заключается *в подборе или проверке заданного армирования*, в отличие от металлических деревянных, где главным является *подбор или проверка сечений элементов*. Приведем далее основную информацию по расчетным схемам сборных плит для второго случая (пространственный расчет на горизонтальные нагрузки).

В расчетах каркасных зданий по пространственным расчетным схемам плиты перекрытия перераспределяют усилия между вертикальными элементами (колоннами, диафрагмами, связями) и моделируются пластинчатыми элементами с достаточной условностью. В алгоритме МКЭ матрицы жесткости КЭ для плит перекрытий (покрытий) должны иметь коэффициенты, определяющие продольные жесткости, а коэффициенты для изгибных жесткостей могут даже отсутствовать. Самый наглядный пример –

моделирование целых пролетов зданий одним КЭ балка-стенка (КЭ 21 в ПК «Лира-САПР»). Для получения большей достоверности расчетов сборные плиты часто моделируют ортотропными: с разными модулями упругости в продольном и поперечном направлениях.

На рис. 2.5 показан пример задания жесткости для ортотропной пластины в ПК «Лира-САПР». Продольная жесткость (модуль упругости сборной плиты) значительно превышает поперечную жесткость, так как основная рабочая арматура плит располагается в плитах в



Рис. 2.5. Задание жесткости ортотропной плиты

продольном направлении. Значения модулей упругости плит будут влиять на перераспределение усилий между вертикальными элементами.

2.2. Расчет многопустотной плиты перекрытия

Многопустотная плита (как любой другой изгибаемый железобетонный элемент) армируется основной рабочей продольной и поперечной арматурой. **Продольная арматура необходима для восприятия изгибающих моментов** и в сборных плитах, как правило, располагается в нижней растянутой зоне. Теория железобетона достаточно сложна для понимания, в первую очередь из-за неоднородности материала и необходимости учета физической нелинейности даже в самых простых расчетах. Но условие прочности для изгибаемых элементов (независимо от того, из какого материала они изготовлены) всегда имеет вид

$$M_{\rm BHEIIIH} \leq M_{ult}.$$

Изгибающий момент от внешней нагрузки не должен превысить предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечени-

ем элемента. Максимальный расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки для сечений элементов определяется из статического расчета. Предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента, определяется из условий равновесия внутренних усилий.

Поперечная арматура необходима в первую очередь для восприятия поперечных сил, которые принимают максимальные значения на приопорных участках. Но если изгибаемый элемент имеет значительное ослабление (как раз на приопорном участке), то в этом случае необходимо проверить возможность возникновения разрушения от действия изгибаемого элемента по наклонным сечениям. Алгоритм расчета сечения поперечной арматуры в изгибаемых элементах является итерационным и сложным для программной реализации. Поэтому вычислительные комплексы, как правило, дают результаты, имеющие большие расхождения с аналитическими решениями.

Ниже приведен пример расчета продольной арматуры плиты перекрытия в программе MathCAD. Именно такая методика «ручных» аналитических расчетов используется в практике проектирования. Проектировщик обязательно должен иметь хорошие навыки ручного счета, но никто ему не позволит выполнять реальные расчеты «на бумаге» с помощью простого калькулятора. Необязательно использовать MathCAD, есть много других хороших альтернативных расчетных программ – Excel, SmathStudio и т.д. Но выпускник должен уже прийти на производство с хорошими навыками и умениями выполнения автоматизированного расчета строительных конструкций.

Но еще более важным аргументом в пользу выполнения «ручных» расчетов является факт обязательной верификации результатов проведенных численных расчетов. Человеку свойственно ошибаться. Причины ошибок могут быть самого разного характера – от низкой квалификации до простой невнимательности. Но результат все равно будет отрицательным, может привести к печальным последствиям (обеспечение несущей способности конструкций – это безопасность людей, проживающих или просто находящихся в проектируемом здании).

Не все об этом знают, но не такими уже исключительными случаями на практике являются примеры ошибок, которые допускают сами вычислительные комплексы. Можно привести такой наглядный пример. Разработчики специализированных комплексов с определенной периодичностью выпускают новые версии своих продуктов. И зачастую через непродолжительное время выходят так называемые «релизы» новых версий программ с доработками, улучшениями, с исправлениями ошибок в алгоритмах программ, которые обычно находят наиболее опытные пользователи.

2.2.1. Расчет многопустотной плиты перекрытия в программе MathCAD

Исходные данные для примера расчета возьмем из методических указаний [9] (см. разд. 3, с. 11):

а) расчетная длина плиты L = 5,69 м;

б) высота сечения плиты h = 22 см;

в) ширина сечения сжатой верхней полки $b_f = 146$ см;

г) ширина сечения ребра b = 37,7 см;

д) ширина сечения растянутой нижней полки $b_f = 149$ см;

е) класс бетона В20;

ж) класс рабочей продольной арматуры плиты А600;

з) класс рабочей поперечной арматуры плиты В500;

и) расстояние от грани плиты до центра тяжести арматуры 3 см.

На плиту действует расчетная полная равномерно распределенная нагрузка *q* = 10,88 кH/м.

Расчет плиты ведется без учета предварительного напряжения арматуры.

Ниже на рис. 2.6 приведены алгоритмы расчета продольного и поперечного армирований плиты в программе MathCAD.

Исходные данные для расчета многопустотной плиты

Ширина сечения сжатой полки b_f := 146 см Высота сечения сжатой полки $h_f := 3.05$ см Ширина сечения ребра b := 37.7 см Высота сечения плиты h := 22 см Материалы: - бетон тяжелый класса B20; арматура класса A600 - призменная прочность бетона класса на сжатие В20 $R_{\rm b} := 11.5 \text{ M}\Pi a$ $R_{bt} := 0.9 M \Pi a$ - призменная прочность бетона класса на растяжение В20 $E_b := 2.75 \cdot 10^4$ МПа - начальный модуль упругости бетона класса B20 $R_s := 520$ MIIa - расчетное сопротивление арматуры класса Аб00 $E_s := 2 \cdot 10^5$ MIIa - модуль упругости арматуры класса А600 - расчетный максимальный момент M := 44.03 кН·м - расчетная поперечная сила от полной нагрузки Q := 30.95 кН - коэффициент, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки $\gamma_{b1} := 1$

Рис. 2.6. Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы в программе MathCAD (начало)

Расчет прочности плиты по нормальным сечениям. Подбор сечения продольной арматуры

1 Определяем рабочую высоту сечения, приняв защитный слой $a:=3\ c_M$ $h_0:=h-a=19\ c_M$

2 Определяем коэффициент α_{m}

$$\alpha_{\rm m} \coloneqq \frac{{\rm M} \cdot 10^3}{{\rm R}_{\rm b} \cdot \gamma_{\rm b1} \cdot 100 \cdot {\rm b_f} \cdot {\rm h_0}^2} = 0.073$$

3 Определяем форму сечения, вводимую далее в расчет

Отно сительная высота сжатой зоны бетона равна

$$\xi := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{\rm m}} = 0.075$$

Абсолютная высота сжатой зоны бетона равна

 $x := \xi \cdot h_0 = 1.434$ см

Форма расчетного сечения = "прямоугольное"

4 Вычисляем коэффициент, определяющий характер разрушения железобетонного элемента

$$\varepsilon_{b2} \coloneqq 0.0035$$

$$\varepsilon_{s_el} \coloneqq \frac{R_s}{E_s} = 0.0026$$

$$\xi_R \coloneqq \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s_el}}{\varepsilon_{b2}}} = 0.459$$

$$\alpha_R \coloneqq \xi_R \cdot \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right) = 0.354$$

.

5 Определяем характер разрушения

Разрушение := $\|$ "пластическое" if $\alpha_m \le \alpha_R$ "хрупкое" if $\alpha_m > \alpha_R$

Разрушение = "пластическое"

6 Определяем расчетную площадь рабочей арматуры

$$A_{s} := \frac{R_{b} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot b_{f} \cdot h_{0} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m}})}{R_{s} \cdot 100} = 4.631 \text{ cm}^{2}$$

Рис. 2.6. Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы в программе MathCAD (продолжение)

7 По результатам расчета принимаем 6 стержней диаметром 10 мм

класса A600 с площадью сечения; равной 4.71 см²

$$A_{s6d10} := \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \cdot 6 = 4.71 \text{ cm}^2$$

Определение несущей способности плиты по принятой продольной арматуре. Проверка заданного армирования

1 Вычисляем высоту сжатой зоны сечения

$$x_{6d10} := \frac{R_s \cdot A_{s6d10}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b_f} = 1.459$$
 cm

2 Вычисляем несущую способность сечения

$$M_{6d10} := \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot b_f \cdot x_{6d10} \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x_{6d10})}{10^5} = 44.77 \quad кH \cdot м$$

3 Находим коэффициент запаса армирования по прочности

$$K_3 := \frac{M_{6d10}}{M} = 1.017$$

Расчет прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы

1 Расчет по сжатой бетонной полосе между наклонными сечениями производим на действие поперечной силы из условия

 $Q \leq \phi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

где $\varphi_{b1} := 0.3$ — коэффициент, принимаемый равным по СП "Бегонные и железобегонные конструкции"

Выполняем проверку

$$\begin{split} \Pi \text{poчность_пo_cжатой_полосe} &:= \begin{bmatrix} \text{"oбеспечена"} & \text{if } Q \leq \phi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \\ \\ \text{"he_oбеспечена"} & \text{if } Q > \phi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \\ \end{bmatrix} \end{split}$$

Прочность по сжатой полосе = "обеспечена"

2 Расчет по наклонному сечению на действие поперечной силы производим из условия

Рис. 2.6. Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы в программе MathCAD (продолжение)

 $Q \leq \, Q_b + Q_{sw}$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении;

Q_b - поперечная сила, во спринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, во спринимаемая поперечной арматурой в

наклонном сечении.

Сначала проверим, требуется арматура по расчету, исходя из предположения, что поперечная сила, воспринимаемая бетоном в расчетном наклонном сечении Q_{b_i} не меньше, чем расчетная поперечная сила в наклонном сечении Q, определенная по результатам статического расчета плиты. То есть $Q \le Q_b$

Если это условие выполняется, то поперечная арматура по расчету не требуется

Окончательное значение поперечной силы, воспринимаемой бегоном в наклонном сечении, принимается исходя из трех условий:

1) Минимально возможное значение (граница снизу) для значения поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении:

 $Q_{b1 \text{ min}} := 0.5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot 100 \cdot b \cdot h_0 \cdot 10^{-3} = 32.234$ kH

2) Максимально возможное значение (граница сверху) для значения поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении:

 $Q_{b1 max} := 2.5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot 100 \cdot b \cdot h_0 \cdot 10^{-3} = 161.167$ kH

3) Значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, для конкретного расчетного случая, в зависимости от длины проекции наклонной трещины С на продольную ось элемента, определяется по формуле

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot 100 \cdot b \cdot h_0}{C}$$

В нашем случае оказалось, что минимально возможное значение (граница снизу) поперечной силы $Q_{b1\ min}=32,23\ kH$, воспринимаемой бетоном в

наклонном сечении, оказалось больше поперечной силы, действующей в наклонном сечении Q = 30.95 кН

Это значительно упрощает расчет - тогда нет необходимости вычислять значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, в зависимости от длины проекции наклонной трещины С.

Рис. 2.6. Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы в программе MathCAD (окончание)

2.2.2. Подбор армирования многопустотной плиты перекрытия в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных состояний

Создадим новую задачу (рис. 2.7).

Описание схемы	\times
Признак схемы 2 - Три степени свободы в узле (перемещения XZ,Uy) > ~	?
Имя задачи Многопустотная плита Результаты расчета в отдельной папке	
Описание задачи (до 255 символов)	~ >

Рис. 2.7. Задание основных параметров задачи

Сделаем очень важное замечание по использованию терминов «плита» и «балка» далее для описания алгоритмов расчета многопустотной и ребристой плит в ПК «Лира-САПР». Хотя фактически по выбранному второму расчетному признаку схемы конструкции моделируются стержневыми КЭ (в нашем случае балочными КЭ), все же более логично представляется писать именно «плита», а не «балка», по целому ряду причин. Одна из главных таких причин заключается в том, что в пособии большее внимание уделяется конструктивному расчету, когда необходимо говорить об армировании плиты, несущей способности плиты и т.д.

Вызовем диалоговое окно «Создание плоских фрагментов и сетей», выбрав команду . В таблице диалогового окна зададим шаг конечно-элементной сетки только вдоль оси *Ox*, равный расчетной длине многопустотной плиты 5,69 м (рис. 2.8).

Разобьем созданный КЭ на четыре равных КЭ, чтобы в дальнейшем иметь возможность задать различное поперечное армирование для плиты на приопорных участках и в пролетной части. Для этого выделим созданный элемент и на закладке





«Создание и редактирование» раскроем меню «Добавить элемент», отметим команду «Разделить на *N* равных частей». В открывшемся окне «Добавить элемент» укажем число дробления 4 и применим команду (рис. 2.9).



Рис. 2.9. Разбиение плиты на четыре КЭ

Далее зададим связи: в первом узле – шарнирно-подвижную, исключив линейную степень свободы по оси *Oz*, и шарнирно-неподвижную в последнем узле расчетной схемы плиты, исключив линейные степени свободы по осям *Ox* и *Oz*.

В аналитическом расчете статический расчет (определение внутренних усилий) выполнялся на действие полной расчетной нагрузки. *Но при работе в ПК «Лира-САПР» необходимо взять за правило прикладывать нагружения раздельно в зависимости от их вида (постоянное, кратковременное, длительное и т.д.).* Объясняется это тем, что при «ручном» счете мы сами выбираем значение коэффициента γ_{b1} , учитывающего влияние длительности действия статической нагрузки, а в ПК «Лира-САПР» значение этого коэффициента «вшито» в алгоритмы конструктивного расчета железобетонных элементов.

В нашем примере мы создадим три загружения и приложим их на плиту отдельно: g = 7,05 кH·м, $v_1 = 0,9$ кH·м, $v_{sh} = 2,925$ кH·м (рис. 2.10).





Далее перейдем на закладку «Расчет» и щелчком мыши по пиктограмме «Таблица РСУ» ²²¹ откроем диалоговое окно для задания параметров РСУ (рис. 2.11). В этом окне для каждого загружения подтвердим его вид в зависимости от длительности действия. Здесь же задаются коэффициенты надежности по нагрузке для перехода от расчетных усилий к нормативным.

Расчетные сочетания усилий		×
Номер таблицы РСУ 🍴 📫		2
Имя таблицы РСУ СП_1		?
Строительные нормы СП 20.133	30.2016 ~	
Номер загружения 1 т	нное	
Вид загружения Постоянное(0)	∽ По умол	лчанию
N группы объединяемых 0	Коэффициенты для РСУ	
временных загружений	# 1 основ. 2 основ. Осо	об.(C) Особ.(б C) 5 сочет. 6 сочет.
Учитывать знакопеременность	1 1.00 1.00	0.90 1.00 0.00 0.00
N группы взаимоисключа- ющих загружений 0	2 1.00 1.00	0.80 1.00 0.00 0.00
NN сопутствующих 0 0	3 1.00 1.00	0.50 0.80 0.00 0.00
Коэффициент надежности 1.10		
Доля длительности 1.00		
Не учитывать для II-го пред. сост.		
Ограничения для кранов и тормозов		
Кран Тормоз	•	•
Сводная таблица для вычисления РСУ:		
N±. Имя загруже Вид	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
1 Постоянное Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
2 Длительное Длительное	1 0 0 0 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.80 1.00
3 Кратковреме Кратковреме	2 0 0 0 0 0 0 1.20 0.35	1.00 1.00 0.50 0.80

Рис. 2.11. Окно задания расчетных сочетаний усилий

Задана вся исходная информация для статического расчета плиты кроме жесткостей. В этом примере (так же, как и далее для ребристой плиты) мы проведем простой численный эксперимент.

Чтобы показать наглядно одну из основных гипотез метода предельный состояний, которая говорит о том, что растянутый бетон в расчетах на прочность железобетонных конструкций не учитывается, мы зададим два варианта жесткости для многопустотной плиты (рис. 2.12).

Жесткости и материалы									
Назначить элементам схемы	Ε	2.75e+007	кH/н ²		↑ Z1	Е	2.75e+007	KH∕n²	↑ Z1
Жесткость: Же 1. двутавр 37.7 X 22 (Двутавровое с)	. В	37.7]сн			в	146	 _ CM	. vi
	Н	22] с м	8.2	146.00	н	22	СМ	
Материалы: СП 63.13330.2012,	B1	149	см	, ²²	149.00	Ro	0	KH∕n³	146.00
1. Балка. 1. 820. 1	H1	3.05	сы						
	B2	146	сы						
Заданное армирование:	H2	3.05	сы	н	оисовать				
	Ro	25	ĸH/n³		******				
Жесткости Ж/Б Сталь Кладка ТЗА									
Список типов жесткостей									
 № 1. Двутавр 37.7 X 22 (Двутавровое се- № 2. Брус 146 X 22 (Прямоугольное) 									

Рис. 2.12. Два варианта жесткости многопустотной плиты

Еще одна причина, почему все численные расчеты для многопустотной плиты будут проведены не только для фактического двутаврового сечения, но и виртуального прямоугольного, – это возможность дать пояснения в дальнейшем по типам заданного армирования в ПК «Лира-САПР».

Чтобы иметь возможность выполнить в одном файле два варианта расчета многопустотной плиты с разными сечениями, сделаем еще одну копию плиты и назначим соответствующие жесткости каждой плите.

В 3*D*-пространственной графике можно увидеть изображения полученных моделей (рис. 2.13).



Рис. 2.13. Две модели многопустотной плиты

Сохраним задачу и запустим на расчет. Перейдем на закладку «Анализ», выведем эпюры полученных усилий в режиме простора результатов по РСУ 🔊 (рис. 2.14) и убедимся, что результаты полностью совпали с аналитическим расчетом [9, подразд. 3.2].



Рис. 2.14. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в плите

1	The second second	Вид рас	Синм	Низ (Bepx 8	Бок (II г	пр Про	Henp.	Шаг	Знач.	. Дли.	. Pac	Ly	Lz	Вид расчета Балка
		Балка	н	3.00	3.00	3.00 -	-	-	-	-	0.00	крд	0.00	0.00	Арнирование Несимнетричное Система Статически определяет
															Расчет Точность предварит. расчета, % 20
<														2	Точность основного расчета, % 1 Максимальный % армирования 10
	ПЛАСТИН	A													Учитывать конструктивные требова Выделять угловые арматурные стер
# Co3	Название	Вид ра	счета В	уд. П I	Низ X (Bepx X	Низ Ү (Bepx Y	1кв.м.	II np	ед П	родо	Henpo	Шаг/Д.	 Располагать боковую арматуру в пол Учитывать совместное действие уси
															Учитывать многоконтурность Учитывать поправки к п.3.52 Пособи 52-101-2003
															Расстояние к и.т. арматуры, см
<														3	1 3 2 3 a
OBETO	DH			1	1		_	_					_		Расчет по предельным состояниям II Трещина продолжительного
1	Название	Класс 820	Rbn, 15.0	Rbtn, 1.4	ЕБ, МПа 27500	Вид б тяжел	Марка 2000	. Диагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b 1.00	G_b 1.00	Относ 80.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	раскрытия, ни Ол. Трещина непродолжительного раскрытия, ни О.4 Шаг арматурных стержней, ни Лиметр алматульту стержней 10
Oapm	АТУРА														Длина элемента, Расчетные длина Длина элемента О
#	Название	RX Пр	Rs, MI	a Rsw,	. RY Пр	. Rs, M⊓a	Rsw,	RT По	Rs, M⊓a	Rsw,	S1, K	S2, K	D m.	N,	ОРасчетная длина LY 0 Коэффициент LZ 0
1	62 12220 2017	A600	520.0	300.0	A400	. 350.0	280.0	B500	435.0	300.0	1.00	1.00	32	1	При Ly=Lz=0 игнорируется N<0.
	05.15550.2012	2018 Mat	ериалы д	ля расчет	а ж/ъ кон	струкций									
#	Название	Вид рас	Синн	Низ (Bepx E	іок (Ш п	р Про.	Henp.	Шаг	Знач	. Дли	. Pac	Ly	Lz	СП 63.13330.2012/2018 Название
1		Балка	н	3.00	3.00 3	- 00.	-	-	-	-	0.00	крд	0.00	0.00	
															класс beтона 820 ~ Вид бетона тяжелый
															Заполнитель Силикатный заполн
۲	COLORA I													>	Марка легкого бетона по средней плотности 2000
#	Название	Вид рас	мета Ву	/д.П H	іиз X (Bepx X	Низ Ү (Bepx Y	1 кв.м	II np	ед П	родо	Henpo	Шаг/Д.	. Υ _{b2} 1 Υ _{b3} 1 Υ _{b5} 1
C03	r asea sic	or at part						espa i m				Population			
<															2-х линейная диаграмма состояния ока Случайные эксцентриоитеты (стерж
● GETO							_							,	По высоте сечения ЕУ 0 0
	ж)	По высоте сечения ЕУ 0 а По ширине сечения ЕZ 0 а
# 1	ЭН Название	Класс 820	Rbn, 15.0	Rbtn, 1.4	ЕЬ, МПа 27500	Вид б тяжел	Марка 2000	Диагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b 1.00	G_b 1.00	Относ 80.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕУ 0 о о По ширине сечения ЕZ 0 о В20 (ИПа) Eb 27500.00 Rbn 15.00 Rbtn 1.35
# 1	Н	Knacc 820	Rbn, 15.0	Rbtn, 1.4	ЕЬ, МПа 27500	Вид б тяжел	Марка 2000	Диагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b 1.00	G_b 1.00	Относ 80.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	Do macrot occesses EY 0 o Do uspree occesses EX 0 0 Bo 27500.00 Rbn 15.00 Rbm 1.5.00 Rbm 1.35 Rb 1.1.50 Rbt 0.90 Fact Additional Additiona Additiona Additional Additional Additional Additional Additiona
# 1 () APM/	Н Название АТУРА Название	Knacc 820 RX Do	Rbn, 15.0	Rbtn, 1.4	ЕЬ, МПа 27500	Вид б тяжел В.s. МПа	Марка 2000	Диагр 2-х ли RT По	G_b 1.00 Rs. MDa	G_b 1.00	G_b 1.00	Относ 80.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	Do macrot occesses EY 0 o Do usepse 0 0 0 0 Bo usepse 0 0 0 0 Bo usepse 27500,00 0 0 0 Rbn 1.500 Rbn 1.35 0 Rbn 1.35 0 0 0 Bo usepse 0.90 0 0 0
# 1 0 APM# # 1	он Название Атура Название 62 12220 201	Класс 820 RX Пр Аб00	Rbn, 15.0 Rs, MR: 520.0	Rbtn, 1.4 a Rsw, 300.0	Еb, MПа 27500 . RY Пр А400	Вид б тяжел Rs, MПа 350.0	Марка 2000 Rsw, 280.0	Диагр 2-х ли RT По BS00	G_b 1.00 Rs, МПа 435.0	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 . S1, K. 1.00	Относ 80.00 S2, К. 1.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	Do macrot occesses EY 0 o Do uspree occesses EX 0 0 B20 (M1a) B20 (M1a) 0 0 Bb 27500.00 Rbn 15.00 Rbn 1.50 Rbn 1.50 Rbn 0.90 Exet. M. (Minorit) 2.00
	Н Название АТУРА Название 63.13330.201. СТЕРЖРН	Класс 820 RX Пр Аб00 2/2018 Мат ь	Rbn, 15.0 Rs, MПа 520.0 гериалы ,	Rbtn, 1.4 а Rsw, 300.0 для расче	ЕЬ, МПа 27500 . RY Пр А400 та Ж/Б кон	Вид б тяжел . Rs, МПа . 350.0 нструкций	Марка 2000 Rsw, 280.0	Диагр 2-х ли RT По 8500	G_b 1.00 Rs, МПа 435.0	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 . S1, K. 1.00	Относ 80.00 S2, К 1.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	По высоте сечения FY 0 о о По ширине сечения EZ 0 о о В 22 (V1а) Eb 27500 00 Rbn 15:00 Rbn 1:50 Rb 11:50 Rbt 0.90 Ema. bo.fit.com 2 00
# 1 О АРМИ # 1 СП О ТИП #	Н Название АТУРА Название 63.13330.201. СТЕРЖЕН Название	Класс 820 RX Пр Аб00 2/2018 Мат ь Вид рас	Rbn, 15.0 Rs, MПа 520.0 гериалы ,	Rbtn, 1.4 а Rsw, 300.0 для расче Низ (Еb, МПа 27500 . RY Пр А400 та Ж/Б кон Верх	Вид б тяжел . Rs, MПа . 350.0 нструкций Бок (II	Марка 2000 Rsw, 280.0	Диагр 2-х ли RT По 8500	G_b 1.00 Rs, МПа 435.0	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 . S1, K. 1.00	Стнос 80.00 S2, К. 1.00 и Рас	SEY 0.00	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕХ 0 о о По ширине сечения ЕХ 0 о В 20 (Vrla) Eb 27500.00 Rbn 15.00 Rbn 1.35 Rb 11.50 Rb 11.50 Rb 10.90 Em. bo.ft.rooth 2.00
# 1 О АРМИ # 1 О ТИП # 1	Н Название АТУРА Название 63.13330.2011 СТЕРЖЕН Название	Класс 820 RX Пр А600 2/2018 Мат ь Вид рас Балка	Rbn, 15.0 Rs, MПа 520.0 гериалы, Н	Rbtn, 1.4 а Rsw, 300.0 для расчее Нися (3.00	Еb, МПа 27500 А400 та Ж/Б коп Верх 3.00	Вид б тяжел . Rs, MПа . 350.0 нструкций Бок (II 3.00 –	Марка 2000 Rsw, 280.0	Диагр 2-х ли RT По B500	G_b 1.00 Rs, Mīla 435.0 p Шаг -	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 . S1, K. 1.00	Относ 80.00 S2, К 1.00 и Рас 0 КР/	SEY 0.00 D m. 32 Ly 1 0.00	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕГ 0 о По ширине сечения ЕС 0 0 В20 (ИПа) 820 (ИПа) 0 Eb 27500.00 0 Rbm 1.5.00 Rbm Rbm 1.50 Rbt 0.90 Em. In /#x0003 2.00
# 1 О АРМИ # 1 О ТИП # 1	н Название Название 63.13330.2011 СТЕРжЕн Название	Класс 820 RX Пр Аб00 2/2018 Мат в Вид рас Балка	Rbn, 15.0 Rs, МПа 520.0 гериалы , Скен H	Rbtn, 1.4 а Rsw, 300.0 для расче Низ (3.00	Еb, MПа 27500 RY Пр A400 та Ж/Б коп Bepx 3.00	Вид б тяжел . Rs, МПа . 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 Rsw, 280.0	Диагр 2-х ли 8500 ж Неп -	G_b 1.00 Rs, Mfla 435.0	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 \$1,K. 1.00	Относ 80.00 52, К 1.00 и Рас 0 КРД	SEY 0.00	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕГ 0 о о По шириев сечения ЕГ 0 о о В 220 (МТа) Eb 27500.00 Rbm 15.00 Rbm 1.35 Rbm 1.35 Rbm 1.35 Rbm 0.90 Eon. bd. /#x0001 0 0.90 CTI 63.13330.2012/2018 Название Ариатура I типа ПРОДОЛЬНАЯ ВДОЛЬ X АбООСС Поводения вдоль X АбООСС
# 1 1 П сп 0 тип # 1	Н Название АТУРА Название 63.13330.201. СТЕРЖЕН Название	Класс 820 RX Пр А600 2/2018 Мат b Вид рас Балка	Rbn, 15.0 Rs, MTL 520.0 сериалы, Н	Rbtn, 1.4 а Rsw, 300.0 для расче Нися (3.00	ЕЬ, МПа 27500 400 та Ж/Б кон Верх 3.00	Вид б тяжел 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 Rsw, 280.0	Анагр 2-х ли 2-х ли 8500 хо Неп -	G_b 1.00 Rs, MTa 435.0	G_b 1.00 8.5w, 300.0	G_b 1.00 S1, K. 1.00	Относ 80.00 S2, К 1.00 и Рас 0 КРД	SEY 0.00 D m. 32	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕГ 0 о По ширине сечения ЕС 0 0 Во 20 (МТа) 6 0 Во 20 (МТа) 8 0 0 Во 20 (МТа) 8 11.50 0 Rbn 1.500 Rbn 1.50 Rbn 1.150 Rbn 0.90 Во 11.50 8.00.400.000 2.00 0 По целота 2.00 4.00.400.000 2.00 0 По собления вдоль У Аното 4.0000 4.000.400.000 0 По перечняя вдоль У Аното 4.0000 1.0000 0
# 1 1 П Спип # 1	Н Название АТУРА Название 63.13330.201. СТЕРЖЕН Название ПЛАСТИН	Класс 820 RX Пр Аб00 2/2018 Мап b Вид рас Балка	Rbn, 15.0 Rs, MD 520.0 Сиен Н	Rbtn, 1.4 а Rsw, 300.0 для расче Низ (3.00	ЕЬ, МПа 27500 . RY Пр А400 та Ж/Б коп Верх 3.00	Вид б тяжел 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 Rsw, 280.0	Диагр 2-х ли 8500 ж Неп -	G_b 1.00 Rs, Mīla 435.0	G_b 1.00 300.0	G_b 1.00	Относ 80.00 S2, К. 1.00 Рас	SEY 0.00 32 1y 0.00	SEZ 0.00	СП 63.13330.2012/2018 Которонизана вдоль У Абоос и Подальная вдоль У Абоос и Подальная вдоль У Абоос и Поперечная аркатура (Басс и СП 63.13330.2012/2018 СП 63.1330.2012/2018 СП 63.1330.2012/2018 СП 63.1330.2012/2018 СП 63.13300.2012/2018 СП 63.13300 СП 63.13000 СП 63.13000 СП 63.13000 СП 63.13000 СП 63.13000 СП 63.13000 СП 63.130
# 1 1 1 1 1 0 1 0 1 0 1 0 1 0 1 0 1 0 1	Н Название АТУРА Название 63.13330.201. СТЕРЖЕН Название	Класс 820 RX Пр Аб00 2/2018 Мат b Вид рас Балка А Вид рас	Rbn, 15.0 Rs, MD 520.0 Сиен Н	Rbtn, 1.4 9 Raw, 300.0 Hbts (3.00	ЕЪ, МЪа 27500 RY Пр A400 та Ж/Б кон Верх 3.00	Вид б тяжел 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Пр -	Диагр 2-х ли RT По 8500 хо Неп -	G_b 1.00 Rs, MTa 435.0	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 ч Ал 0.0	Относ 80.00 и S2, К 1.00 и Рас КРД	SEY 0.00 Jm. 32 Ly 1, 0.00 	SEZ 0.00 1 1 1 	По высоте сечения ЕГ 0 о о По ширине сечения ЕС 0 о В20 (ИПа) Eb 227500.00 Rbm 15.00 Rbm 15.00 Rbm 1.35 Rb 11.50 Rbt 0.90 Eb 27500.00 Rbm 1.35 Rb 11.50 Rbt 0.90 Eb 27500.00 Rbm 1.35 Rb 11.50 Rbt 0.90 Eb 27500.00 Rbm 1.35 Rb 11.50 Rbt 0.90 Rbm 1.50 Rbm 1.35 Rb 11.50 Rbt 0.90 Rbm 1.50 Rbm 1.
# 1 1 1 1 1 1 0 ТИП # 1 1	Н Название АТУРА Название Балазарие Балазарие Пластин Название	Класс 820 RX Пр Аб00 2/2018 Мат ь Вид рас Балка Вид рас	Rbn, 15.0 8520.0 сериалы , Н	Rbtn, 1.4 9 Raw, 300.0 Нися (3.00	ЕЪ, МПа 27500 А400 Верх 3.00	Вид б тяжел 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Пр Нез Y (Днагр 2-х ля 8500 20 Неп -	G_b 1.00 Rs, MTa 435.0	G_b 1.00 300.0	G_b 1.00 4 Дл 0.0	Относ 80.00 и \$2, К 1.00 и Расс Проде	SEY 0.00 32 Ly 0.00 Herpo.	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕГ 0 о о По ширине сечения ЕС 0 0 0 В20 (МПа) B5 27500.00 0 Rbm 15.00 Rbm 1.50 Rbm 1.50 Rbm 0.90 Eb 27500.00 0 0 Rbm 1.50 Rbm 0.90 Eb 2.00 0 0 Rbm 1.50 Rbm 0.90 Ease Add Attorn 2.00 0 0 Aperatypa I Turna Aperatypa I Turna Aperatypa I Turna TPOQLOTB-HAR 8_DOTB X A6000 d 0 Tonepe-Hara Raphatypa ESOCC ESOC Ran 600.00 Ran 600.00 Ran 600.00 Ran 600.00
# 1 1 0 АРМИ # 1 1 1 1 Соз	н Название АТУРА Название 63.13330.2011 СТЕРЖЕН Название ПЛАСТИН Название	Класс 820 RX Пр Аб00 2/2018 Мат b Вид рас Балка А Вид ра	Rbn, 15.0 Rs, MTL 520.0 Сериалы, Н	Rbtn, 1.4 300.0 Нис (3.00	Eb, MTa 27500 A400 Bepx 3.00	Вид б тюкел 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Пр неа Y (Диагр 2-х ли 8500 хо Неп -	G_b 1.00 Rs, Mfla 435.0	G_b 1.00 300.0 - -	G_b 1.00	Относ 80.00 и Рас 0 КР/ Продо	SEY 0.00 32 1 4 0.00	> SEZ 0.00	По высоте сечения ЕГ 0 о о По шярине сечения ЕС 0 0 0 В20 (МПа) 820 (МПа) 0 0 В20 (МПа) 850 (МПа) 15.00 Rbm 1.15.00 Rbm 1.35 1.150 Rbm 1.150 Rbm 0.90 0 0 0 CTI 63.13330.2012/2018 Название 1 1 ПРОДОЛЬМАЯ ВДОЛЬ X Абхос 4 10.00 0 CTI 000, Правля вдоль Y Мобо 4 1 1 ПРОДОЛЬМАЯ ВДОЛЬ X Абхос 4 1 1 Res 20000.00 Rs 5 2000 Res 520,00 Rs 520,00 Rs Row 300,00 Rs 520,00 Rs
# 1 1 1 1 1 1 Солип # 1	н Название Название 63.13330.201. СТЕРЖЕН Название ПЛАСТИН Название	Класс 820	Rbn, 15.0 Rs, МП 520.0 Сеериалы, Н	Rbtn, 1.4 а Raw, 300.0 Ныа (3.00	Eb, MTla 27500 RY Np A400 Bepx 3.00	Вид б тякел 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 Rsw, 280.0 - -	Диагр 2-х ли 8500 ж Неп -	G_b 1.00 Rs, MDa 435.0 	G_b 1.00 300.0	G_b 1.00 4 Дл 0.0	Относ 80.00 и Рас и Рас Продо	SEY 0.00	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕГ 0 о о По шярине сечения ЕС 0 о В 220 (VTIa) Eb 275000 00 Rbm 15:00 Rbm 15:00 Rbm 13:50 Rbm 14:50 Rbm 14:
я 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	Н Название АТУРА Название 63.13330.201 СТЕРЖЕН Название Название	Класс 820	Rbn, 15.0 8520.0 Сеен Н	Rbtn, 1.4 а Row, 300.0 Нас (3.00	ЕЪ, МПа 27500 RY Пр A400 Bepx 3.00	Вид б тяжел 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 RSw, 280.0 - - - -	Диагр 2-х ли 8500 ж Неп -	G_D 1.00 Rs, MDa 435.0 - - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G_b 1.00 300.0	G_b 1.00 4 Дл 0.0	Относ 80.00 и \$2, К 1.00 и Расс КРД	SEY 0.00	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕГ 0 о о По ширине сечения ЕZ 0 0 0 По ширине сечения EZ 0 0 0 В 2500 (VTIa) 0 0 Eb 2500 00 Rbn 15.00 Rbn Rbn 1.50 Rbn 1.150 Rbt 0.90 0 0 CIT 63.13330.2012/2018 4000 0 Посеренная вдоль X Аскост Анодо 0 Посеренная вдоль X Аскост 400.00 0 Ran 600.00 Ran 520000.00 Ran 600.00 Ran 600.00 Ran 600.00 Ran 520.00 Wer сейсинеского воздейс 1
# 1 1 1 1 1 1 1 1 1 Солип # 1 1 Соз 4 Соз	Н Название АТУРА Название 63.13330.201. СТЕРЖЕН Название ПЛАСТИН Название ОН	Класс 820	Rbn, 15.0 кв., МТи 520.0 сериалы, Н	Rbh, 1.4 а Rsw, 300.0 Низ (3.00	ЕЪ, МПа 27500 А400 Верх 3.00	Вид б тяжел 350.0 нструкций Бок (II 3.00 -	Марка 2000 Rsw, 280.0 ньс Y (Диагр 2-х ли 8500 ю Неп -	G_b 1.00 Rs, MDa 435.0	G_b 1.00 330.0	G_b 1.00 ч Ал о.0	Относ 80.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	ССП 63.13330.2012/2018 В 20 (ИПа) В 20 (ИПа) В 20 (ИПа) В 27500.00 Rbm 15.00 Rbm 15.00 Rbm 1.35 Rb 11.50 Rbm 0.50 В 20 (ИПа) В 27500.00 Rbm 1.35 Rb 11.50 Rbm 1.35 Rbm 1.35 Rb 11.50 Rbm 1.35 Rbm 1.3
	н Название АТУРА Название 63.13330.2011 СТЕРЖЕН Название ПЛАСТИН Название	Класс 820 RX Пр Аб00 2/2018 Мат b Внд рас Балка А Внд ра Класс 820	Rbn, 15.0 Ка, МП 520.0 Сеен Н Сеен Н	Rbtn, 1.4 9 Raw, 300.0 Huts (3.00 Ууд. П 1.4	Eb, MTa 27500 A400 A400 Bepx 3.00 Hea X (Вид б тяжел 350.0 Кот (II Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Гр - - - - - 2000	Диагр 2-х ли 8500 2-х ли в500 2-х ли.	G_b 1.00 P Шаг - - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G_b 1.00 RSw, 300.0 - - 4 II f	G_b 1.00 ч Ал 0.0	Относ 80.00 и S2, К 1.00 и Рас 0 КР/ Гродо	SEY 0.00 32 1, 0.00 1, 0.00 	SEZ 0.00	По высоте сечения ЕГ 0 0 0 По шярине сечения ЕГ 0 0 0 В20 (ИТа) B5 27500.00 0 Rbn 1.5.00 Rbn 1.50 Rbn 1.50 Rbn 1.50 Rbn 1.50 Rbn 0.90 Exa Lot Attorn 2.00 0 CT 63.13330.2012/2018 Название Арнатура I типа Арнатура I типа Продольная вдоль Y Абоос с Поперечная арнатура 85000 с Ran 600.00 Ra 520.00 Ras 520.00 Raw 300.00 Rac 470.00 Vert сейонческого воздейс 1 Vert сейонческого воздейс Коффизиент на т.6 СП Коффизиент на т.6 СП Арнатура II типа Buбрать Выбрать

Рис. 2.15. Диалоговое окно «Материалы для расчета Ж/Б конструкций»: а – режим «Стержень»; б – режим «Бетон»; в – режим «Арматура» Для подбора продольного армирования плиты задания жесткостей недостаточно. Программа должна многое еще «знать»: для какого типа элемента выполняется расчет (балки, стержня, колонны и т.д.); из каких материалов изготовлена плита (классы бетона и арматуры и их соответствующие характеристики) и т.д. Очень детально процедура задания материалов описана в пособии автора, посвященном расчету неразрезного ригеля [12, п. 2.2.2]. Поэтому без комментариев приведем заполненные таблицы материалов плиты (рис. 2.15).

При дальнейшем назначении материалов двум моделям плиты необходимо сделать два замечания.

Первое замечание. Можно сразу задать материалы двум моделям, но в окне задания жесткостей и материалов (рис. 2.16, *a*) необходимо снять отметку с задания жесткостей, а оставить активным только задание материалов. Иначе программа для обеих расчетных моделей назначит одну и ту же жесткость, которая на данный момент является активной («Прямоугольное»).

Второе замечание. Если стержневые КЭ будут иметь расчетные сечения (сечения, в которых программа вычисляет РСУ) только в узлах КЭ, то при выполнении конструктивного расчета будут «потеряны» опасные сечения по длине КЭ. Поэтому программа и предлагает создать дополнительно еще три расчетных сечения помимо двух имеющихся уже по умолчанию (рис. 2.16, δ).



Рис. 2.16. Диалоговое окно «Материалы для расчета Ж/Б конструкций»: а – задание материалов; б – задание расчетных сечений стержней

После задания материалов элементам можно запустить программу на расчет. Но до выполнения конструктивного расчета необходимо обязательно проверить, по каким усилиям программа будет подбирать армирование. То, что мы задали таблицу РСУ, не говорит о том, что именно по ее данным будет вестись расчет! Поэтому необходимо проверить еще настройки варианта конструктивного расчета (рис. 2.17). В этом же окне следует проверить, чтобы были установлены актуальные нормы (СП 63.13330.2018). Только после этих проверок запустим файл на расчет.

После завершения расчета перейдем на закладку «Железобетон» и проанализируем результаты конструктивного расчета.

На рис. 2.18 показаны эпюры требуемого продольного армирования для двух вариантов расчетных сечений многопустотной плиты. Результаты практически совпали.

В аналитическом расчете (см. рис. 2.6) получено несколько меньшее значение расчетного сечения продольного армирования, так как в этом расчете учитывается ко-



Рис. 2.17. Настройки варианта конструктивного расчета плиты

эффициент ү_{s3} условий работы для напрягаемой арматуры.



Рис. 2.18. Эпюры требуемого продольного армирования: а – двутавровое сечение; б – прямоугольное сечение

Исходя из результатов проведенных расчетов, напрашивается сделать следующий вывод: расчеты многопустотной плиты на прочность по нормальным сечениям в ПК «Лира-САПР» проще выполнять для прямоугольного сечения. Но это неверно!

1. В этом примере, как и далее для ребристой плиты, просто продемонстрирована корректность допущения о расчете продольного армирования железобетонных элементов на прочность с учетом только сжатой зоны бетона для случая, когда нейтральная ось проходит в полке плиты (рис. 2.19, *a*). *Но теоретически может получиться и так, что сжатая зона захватит не только сечение верхней полки плиты, но и часть ребра: нейтральная ось пройдет по ребру* (рис. 2.19, б). В аналитическом расчете вероятность расчета плиты (как элемента таврового сечения) контролируется (см. рис. 2.6). Тогда как ПК «Лира-САПР» при заданном прямоугольном расчетном сечении будет выполнять расчеты именно для такой формы сечения.



Рис. 2.19. Два случая сжатой зоны бетона плиты: а – сжата только часть полки; б – сжаты полностью верхняя полка плиты и часть ребра

2. В расчете по наклонным сечениям в ПК «Лира-САПР» должна быть задана фактическая ширина ребра расчетного сечения (в нашем примере для двутаврового расчетного сечения b = 37,7 см). Задав условное прямоугольное расчетное сечение, мы для расчета по наклонным сечениям принимаем завышенное значение ширины сечения. Далее в конструктивном расчете ребристой плиты мы увидим, что эта ошибка приводит к неверным результатам расчета поперечного армирования в ПК «Лира-САПР».

Выше были получены численные значения требуемого продольного армирования для двух вариантов расчета. Дадим задачу программе подобрать количество и диаметр фактического армирования с очевидным условием. Площадь сечения подобранного армирования должна быть не меньше требуемой по расчету площади.

По умолчанию ПК «Лира-САПР» для балок подбирает продольные стержни в количестве двух. Поменяем количество требуемых стержней на шесть, изменив параметры шкалы армирования, находясь также на заклад-ке «Железобетон» (рис. 2.20).



Рис. 2.20. Операции по настройке шкалы армирования (изменение количества подбираемых стержней)

Далее проверим необходимость установки в плите поперечной арматуры по расчету. Аналитические расчеты показали, что бетон сам может воспринять расчетную поперечную силу (см. п. 2.2.1). Есть три основных варианта вывода требуемого по расчету армирования: 1) с помощью эпюр арми-

рования (рис. 2.21, *a*); 2) с помощью стандартных или интерактивных таблиц (рис. 2.21, δ); 3) с помощью инструмента «Фонарик» (рис. 2.21, *в*).





Информация об армировании с помощью стандартных таблиц и инструмента «Фонарик» была выведена для крайнего КЭ. Как мы видим, во всех трех вариантах получено нулевое значение требуемого поперечного армирования. То есть сжатый бетон способен самостоятельно воспринять максимальную расчетную поперечную силу, возникающую в плите.

2.2.3. Проверка несущей способности сборной железобетонной плиты перекрытия в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных состояний

В рамках учебного процесса подготовки инженеров-строителей обычно превалируют задачи подбора армирования для железобетонных элементов – то, чем на производстве обычно занимаются проектировщики. Но не менее важной является обратная задача – проверка несущей способности и пригодности конструкций к эксплуатации. Это одна из основных трудовых функций инженеров-обследователей. В примере расчета много-пустотной плиты в программе MathCAD аналитическое решение задачи проверки несущей способности было приведено ранее в п. 2.2.1. Решим далее эту задачу численно в ПК «Лира-САПР».

Армирование для рассматриваемой многопустотной плиты показано на рис. 2.22. В нижней зоне установлены шесть продольных стержней диаметром 10 мм. По конструктивным требованиям на приопорных участках установлены четыре каркаса с хомутами диаметром 5 мм класса B500C с шагом 100 мм. Шаг поперечной арматуры не должен превышать на опорных участках половины высоты сечения (220/2 = 110 мм) [9, п. 8.3.11].



Рис. 2.22. Принятое продольное армирование для многопустотной плиты

Программный комплекс «Лира-САПР» позволяет проверить несущую способность железобетонных конструкций с заданным армированием на заданную нагрузку с помощью вычисления коэффициента запаса по прочности *K*₃. Для каждого заармированного КЭ вычисляется коэффи-
циент запаса, который должен быть не менее единицы. С подробной информацией о процедуре создания ТЗА (типов заданного армирования) и о назначении их КЭ можно ознакомиться в пособии [12, подразд. 3.2 – 3.3]. Здесь мы просто приведем краткую информацию по «армированию» плиты. Но более детально опишем, как задается продольное армирование для элементов таврового и двутаврового профи-



Рис. 2.23. Открытие окна «Типы заданного армирования»

лей, а также процедуру задания поперечного армирования.

Продольное армирование

Находясь в режиме создания и редактирования схемы, откроем диалоговое окно «Задание и корректировка типов заданного армирования», раскрыв меню пиктограммы «Заданное армирование» и щелкнув кнопкой мыши по опции «Типы заданного армирования» (рис. 2.23).

В открывшемся окне «Задание и корректировка типов заданного армирования» зададим параметры армирования для расчетного сечения в виде двутавра. На рис. 2.24 указаны закладки для четырех видов заданного армирования в зависимости от формы сечений элементов и их типа.



Рис. 2.24. Четыре вида армирования в зависимости от формы сечения

По умолчанию при открытии окна «Задание и корректировка типов заданного армирования» активной является закладка задания армирования для тавров и двутавров. Для нашей задачи мы сначала на этой закладке зададим параметры армирования именно для двутаврового сечения, а потом переключимся на другую закладку для задания армирования для прямоугольного сечения.

Опишем ниже задаваемые параметры армирования для двутаврового сечения (рис. 2.25):

1. Армируемая часть сечения – «нижняя полка». Можно было выбрать и часть сечения «стенка» (это никак не повлияет на результаты численных расчетов для плоского расчета балки). Но если бы решалась пространственная задача с кручением, то тогда необходимо было армировать именно нижнюю полку.

2. Промежуточные продольные стержни в сечении снизу.

3. Задание диаметра и количества стержней (возможно также численное задание площади сечения армирования).

4. Расстояние до центра тяжести арматуры (возможно также задание защитного слоя, а не расстояния).

5. Задание имени армирования по физическому смыслу «Армирование двутавр» (это является очень важным для задач, где много разных типов армирования).

6. Кнопка «Просмотр» для контроля расстановки стержней по площади сечения.



Рис. 2.25. Задание продольного армирования для двутаврового расчетного сечения

После подтверждения задания «Армирование двутавр» перейдем на закладку армирования прямоугольных сечений и зададим параметры армирования для второго варианта расчетного сечения (рис. 2.26).

Параметры армирования для двух типов сечений практически идентичные, за исключением того, что для двутавра необходимо было указать конкретную часть сечения (нижнюю полку), которую требуется заармировать.



Рис. 2.26. Задание продольного армирования для прямоугольного расчетного сечения

Поперечное армирование

Далее кратко опишем процедуру задания поперечного армирования для двух вариантов сечений. На рис. 2.27 показаны три типа хомутов, ко-

торыми можно заармировать поперечное сечение: 1 – вертикальные промежуточные стержни; 2 – вертикальные крайние стержни; 3 – горизонтальные стержни.

Установка крайних вертикальных и горизонтальных хомутов обязательна для конструкций, воспринимающих крутящие моменты. Для простой балки, работающей на изгиб, мы можем установить как вертикальные крайние стержни, так и аналогичные промежуточные. По аналогии с продольным армированием таврового сечения



Рис. 2.27. Поперечное армирование стержней в ПК «Лира-САПР»

(стенка или нижняя полка) это никак не повлияет на расчет.

Ниже приведены рис. 2.28 – 2.29 с заданными параметрами поперечного армирования для двутаврового и прямоугольного сечений.

Задаются следующие основные параметры:

- 1. Имя армирования «Армирование двутавр поперечное».
- 2. Вид поперечного армирования «Стержни поперечной арматуры» (может быть также комбинированное армирование — одновременно задаваемые продольное и поперечное армирования).

- 3. Задаваемый тип хомутов вертикальные крайние стержни.
- 4. Шаг стержней 100 мм.
- 5. Диаметр стержней 5 мм.



Рис. 2.28. Задание поперечного армирования для двутаврового расчетного сечения



Рис. 2.29. Задание поперечного армирования для прямоугольного расчетного сечения

Далее необходимо присвоить созданные ТЗА элементам расчетной схемы. Для этого откроем окно «Жесткости и материалы» и перейдем на закладку ТЗА (рис. 2.30).

Жесткос	ти Ж/Б Сталь Кладка	ТЗА	
Список	типов заданного армирования		
	1. Полка н. AS.B 6d10 a3.0/3.0(A	рмирование двутавр продолы	ное)
	2,Брус AS.B 6d10 a3.0/3.0(Армат	ура для прямоугольного сече	ния)
	3. Стенка ASW(Армирование дву	утавр поперечное)	
	4. Брус ASW(Арматура для прям	оугольного сечения)	

Рис. 2.30. Список созданных ТЗА

Соответствующие ТЗА для продольного армирования зададим всем КЭ плит (ТЗА 1 – плита прямоугольного сечения, ТЗА 2 – плита двутаврового сечения). А поперечное армирование зададим только для крайних элементов (ТЗА 4 – плита прямоугольного сечения, ТЗА 3 – плита двутаврового сечения). Выведем на экран присвоенные ТЗА (рис. 2.31).

Выбор						👻 🗙 🖓 🖓 🗸	• ×
なる・田田・	10 ⇒ -∂ ‡ • 10	• ②•世夕	₿消4 甚」	「「「「「「」」の「」」	Q X Y .4.	· / 😕 🔪 ۲	атерналы
Вариант констру Типы заданного 1. Попка н. А.S. 2. Брус AS.B 6 3. Стенка ASW 4. Брус ASW(A	лирования:Вари о армирования В 6d10 а3.0/3.0(d10 а3.0/3.0(Ар» (Армирование д Арматура для пр	ант 1 Армирования иатура для пр вутавр попер ямоутольног	е двутавр попе эямоугольного эечное) го сечения)	речное) о сечения)			20 K 4 - K 6 K 4 - K
1, 3	1, 3	1	1	1	1	1, 3	1, 3

2,4 2,4 2 2 2 2,4 2,4

Рис. 2.31. Задание ТЗА для отдельных КЭ

Сохраним файл и запустим на расчет, но предварительно проверим, стоит ли в настройках конструктивного расчета опция ^{Проверка заданного} Если эта опция не активна, то отметьте ее. Кроме того, этапы расчета, которые должна будет выполнить программа, можно настроить, запустив не просто расчет, а расчет с контролем параметров.

Особенно рекомендуем обратить на эту возможность программы студентам (или проектировщикам), которые выполняют расчеты задач зданий и сооружений с очень большим количеством неизвестных МКЭ. Самый наглядный пример – это высотные монолитные железобетонные здания, где число неизвестных МКЭ составляет обычно сотни тысяч, даже самый мощный компьютер будет выполнять расчет длительное время. И такие расчеты приходится выполнять много раз, по мере создания расчетной схемы.

После завершения расчета перейдем на закладку «Железобетон» и выведем на экран эпюры коэффициентов запаса по прочности для двух плит (рис. 2.32). Результаты численного расчета проверки несущей способности плит полностью совпали с аналитическим решением (см. п. 2.2.1).



Рис. 2.32. Эпюры коэффициентов запаса по прочности для двух расчетных случаев

Еще раз обратим внимание, что в этом пособии рассматриваются задачи расчета железобетонных конструкций только по первой группе предельных состояний. Полноценный расчет подразумевает обязательный расчет и по второй группе предельных состояний – расчет прогибов и трещин. И может оказаться так, что определяющим требованием по расчетной площади армирования может оказаться не выполнение условий прочности, а условий по трещиностойкости. Для пояснения этого положения проведем небольшой численный эксперимент.

Сначала посмотрим значение подобранной ранее продольной арматуры в КЭ 3 с помощью инструмента «Фонарик» \square ТЗА (рис. 2.33, *a*). А затем вернемся на закладку «Создание и редактирование», в таблице задания материалов активируем требование по необходимости выполнения расчета по второй группе предельных состояний (рис. 2.33, *б*). Заново выполним расчет и после его завершения посмотрим новые результаты конструктивного расчета (рис. 2.33, *в*).

a)	б)	B)
і 🗉 Элемент 3 🛛 🗙		🖭 Элемент 3 🛛 🗙
Номера узлов		Номера узлов
3, 4		4, 5
N ² 3 Блок N 1 Отмеченный		№ 3 Блок N 1 Отмеченный Тип жесткости
5. Брис 146 × 22 (Прямоугольное) V		1. Двугавр 37.7 × 22 (Двугавровое сечени ∨
Тип КЭ К-во сечений Ортотропия 10 5		Тип КЗ К-во сечений Ортотропия 10 5
Длина, координаты центра тяжести L=1.4225м, Xc=2.13375м, Yc=0м, Zc=0м		Длина, координаты центра тяжести L=0.71125м, Xc=1.77813м, Yc=0м, Zc=1м
		┛⋞∑闡ஜஜк
Вариант Сечение 1 0 Показать NMQ		Вариант Сечение 1 ÷ 1 ÷ Показать NMQ
АРМАТУРА продольная		АРМАТУРА продольная
Apma AU1 AU2 AU3 AU4		Apma AU1 AU2 AU3 AU4
ПЛН ПРЧН	Расчет по предельным состояниям II группы	ПЛН ПРЧН
Ар AS1 AS2 AS3 AS4 % ПЛН 4.66 0.14 0.14 ПРЧН 4.66 0.14 0.14	грещина продолжительного 0.3 раскрытия, мм Трещина непродолжительного 0.4	Ар AS1 AS2 AS3 AS4 % ПЛН 6.82 0.46 ПРЧН 3.52 0.23

Рис. 2.33. Армирование, вычисленное ПК «Лира-САПР» для КЭ 3

Проанализируем результаты двух расчетов. Значения требуемого расчетного армирования, стоящие в строках «ПРЧН», соответствуют армированию, для которого выполняются требования только по первой группе предельных состояний, и они получились одинаковыми для обоих расчетов, как и следовало ожидать.

А вот значения требуемого расчетного армирования, стоящие в строках «ПЛН», соответствующие расчетным армированиям, для которых выполняются требования по двум группам предельных состояний, получились разными. Во втором случае, для того чтобы максимальный прогиб плиты и ширина раскрытия трещин не превышали предельно допустимые значения, необходима установка арматуры с площадью сечения, почти в два раза превышающая первоначально вычисленное значение.

Именно для повышения трещиностойкости в железобетонных плитах и выполняют предварительное напряжение продольной арматуры. В нашем примере предварительное напряжение не было учтено, поэтому требование по второй группе и не было выполнено. ПК «Лира-САПР» позволяет выполнять расчеты предварительно напряженных железобетонных конструкций, но эти расчеты являются достаточно сложными и выходят за рамки настоящего пособия.

2.3. Расчет ребристой плиты перекрытия

Технология расчетов по определению требуемого армирования для обеспечения несущей способности ребристых плит во многом идентична расчетам многопустотных плит, но есть ряд особенностей, которые необходимо отметить:

1. Ребристая плита вследствие наличия только одной относительно тонкой полки (стандартная толщина полки обычно равна 5 см) является более гибкой конструкцией в поперечном направлении по сравнению с пустотной плитой. Поэтому для ребристой помимо основной рабочей арматуры, расположенной вдоль плиты, вычисляется также сечение рабочей арматуры полки плиты, воспринимающей изгибающий момент, действующий в поперечном направлении. Если расчетная схема на общий изгиб ребристой плиты также представляет собой однопролетную шарнирно опертую балку, то расчетная схема для подбора сечения рабочей сетки, которой армируется нижняя часть сечения полки, – это однопролетная жестко защемленная балка (рис. 2.34).

2. Ребристая плита имеет менее развитое сечение (ширину) в поперечном направлении, чем многопустотная. В рассмотренном ранее примере расчета многопустотной плиты ширина приведенного ребра сечения составляет почти 40 см, а для ребристой плиты стандартное значение равно 14 см (сумма толщин двух фактических ребер по 7 см). Как следствие, очень редко в ребристых плитах только бетон может воспринять поперечную силу в расчете по наклонным сечениям. Поэтому в ребристых плитах практически всегда поперечная арматура устанавливается по расчету, а не по конструктивным требованиям.



Рис. 2.34. Расчетная схема для статического расчета полки ребристой плиты

3. Количество рабочих продольных стержней в ребристой плите, как правило, принимается равным двум или четырем, в отличие от многопустотной плиты, где принимается относительно равномерное распределение армирования по ширине плиты (большое число стержней).

Ниже мы проведем численные расчеты ребристой плиты по исходным данным из примера [8, подразд. 1.6] в ПК «Лира-САПР». Так как эти расчеты во многом идентичны расчетам многопустотной плиты, то мы будем подробно останавливаться только на моментах, характерных именно для расчета ребристых плит. Но сначала, как обычно, приведем аналитический конструктивный расчет ребристой плиты в программе MathCAD.

2.3.1. Расчет ребристой плиты перекрытия в программе MathCAD

Приведем основные данные, необходимые для выполнения конструктивного расчета ребристой плиты в программе MathCAD.

Фактическое поперечное сечение и приведенное расчетное сечение ребристой плиты, используемое в аналитическом расчете, показаны ниже на рис. 2.35.



Рис. 2.35. Ребристая плита: а – фактическое поперечное сечение; б – приведенное расчетное сечение

Расчетная длина плиты L = 6,075 м. Материалы плиты: класс бетона В30; класс рабочей продольной арматуры плиты А800; класс рабочей поперечной арматуры плиты В500С; расстояние от грани плиты до центра тяжести арматуры 3 см.

На плиту действуют следующие расчетные равномерно распределенные нагрузки:

1) постоянная *g* = 5,525 кН/м;

2) кратковременная v = 7,98 кH/м.

Расчет плиты ведется без учета предварительного напряжения арматуры.

Ниже на рис. 2.36 приведен алгоритм расчета рабочей арматуры плиты в программе MathCAD.

Исходные данные для расчета ребристой плиты

Ширина сечения сжатой полки b_f := 136 см Высота сечения сжатой полки $h_{f} := 5 \text{ cm}$ Ширина сечения приведенного ребра $b := 2 \cdot 7 = 14$ см Высота сечения плиты h := 30 см Материалы: - бетон тяжелый класса B30; арматура класса A800 - призменная прочность бетона класса на сжатие В30 $R_{\rm b} := 17 \ {\rm M}\Pi{\rm a}$ $E_b := 3.25 \cdot 10^4$ МПа - начальный модуль упругости бетона класса В30 $R_s := 695 M\Pi a$ - расчетное сопротивление продольной арматуры, расположенной в ребрах класса А800

Рис. 2.36. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы в программе MathCAD (начало)

- расчетное сопротивление рабочей арматуры полки плиты класса В500

- модуль упругости арматуры класса А800 $E_s := 2 \cdot 10^5$ МПа

- расчетный максимальный момент М := 62.3 кН·м

Расчет прочности плиты по нормальным сечениям на общий изгиб. Подбор сечения продольной арматуры

1 Определяем рабочую высоту сечения, приняв защитный слой a:=3~ см $h_0:=h-a=27~$ см

2 Определяем коэффициент α_m

$$\alpha_{\rm m} := \frac{{\rm M} \cdot 10^5}{{\rm R}_{\rm b} \cdot \gamma_{\rm b1} \cdot 100 \cdot {\rm b_f} \cdot {\rm h_0}^2} = 0.037$$

3 Определяем форму сечения, вводимую далее в расчет

Относительная высота сжатой зоны бетона равна

$$\xi := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m}} = 0.038$$

Абсолютная высота сжатой зоны бетона равна

$$\mathbf{x} := \mathbf{\xi} \cdot \mathbf{h}_0 = 1.017$$
 см

 Φ орма_расчетного_сечения := "прямоугольное" if $x \le h_f$ "тавровое" if $x > h_f$

Форма_расчетного_сечения = "прямоугольное"

4 Вычисляем коэффициент, определяющий характер разрушения железобегонного элемента

$$\varepsilon_{b2} \coloneqq 0.0035$$

$$\varepsilon_{s_el} \coloneqq \frac{R_s}{E_s} = 0.00347$$

$$\xi_R \coloneqq \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s_el}}{\varepsilon_{b2}}} = 0.401$$

$$\alpha_R \coloneqq \xi_R \cdot \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right) = 0.321$$

Рис. 2.36. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы в программе MathCAD (продолжение)

5 Определяем характер разрушения

Разрушение := "пластическое" if
$$\alpha_m \le \alpha_R$$

"хрупкое" if $\alpha_m > \alpha_R$

хрупкое" if
$$\alpha_m > \alpha_R$$

Разрушение = "пластическое"

6 Определяем расчетную площадь рабочей арматуры

$$A_{s} \coloneqq \frac{R_{b} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot b_{f} \cdot h_{0} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m}}\right)}{R_{s} \cdot 100} = 3.384 \text{ cm}^{2}$$

7 По результатам расчета принимаем 2 стержня диаметром 16 мм класса A800 с площадью сечения, равной 4.71 см²

$$A_{s2d16} := \frac{\pi \cdot 1.6^2}{4} \cdot 2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Определение несущей способности плиты по принятой продольной арматуре. Проверка заданного армирования

1 Вычисляем высоту сжагой зоны сечения

$$x_{2d16} := \frac{R_s \cdot A_{s2d16}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b_f} = 1.209$$
 см

2 Вычисляем несущую способность сечения

$$M_{2d16} := \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot b_f \cdot x_{2d16} \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x_{2d16})}{10^5} = 73.769 \quad \text{kH} \cdot \text{M}$$

3 Находим коэффициент запаса армпрования по прочности

$$K_3 := \frac{M_{2d16}}{M} = 1.184$$

Расчет прочности плиты по нормальным сечениям на местный изгиб. Подбор сечения продольной арматуры

Расчет ведем для полосы плиты шириной 1 м $B_f := 100$ см Высота сечения сжатой полки $h_f = 5 cM$ Расчетный пролет полки равен L_f := 1.19 м

Полная расчетная нагрузка на 1 м² плиты равна

$$q := 9.65 \quad \frac{\kappa H}{\frac{2}{M}}$$

Расчетный момент определяем как для однопролетной жестко защемленной балки

$$M_{f} := \frac{q \cdot L_{f}^{2}}{11} = 1.242$$
 кH · м

Рис. 2.36. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы в программе MathCAD (продолжение)

Класс бетона остается как и в расчете на общий изгиб - ВЗО

1 Определяем рабочую высоту сечения, приняв защитный слой a:=1.5 $h_{0f}:=h_f-a=3.5\,$ см

2 Определяем коэффициент α_m

$$\alpha_{m} \coloneqq \frac{M_{f} \cdot 10^{3}}{R_{b} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot B_{f} \cdot {h_{0f}}^{2}} = 0.05965$$

3 Вычисляем относительную высоту сжатой зоны полки

$$\xi \coloneqq 1-\sqrt{1-2\cdot\alpha_m}=0.06155$$

4 Определяем расчетную площадь рабочей арматуры сетки, расположенной в нижней части полки

$$A_{sf} \coloneqq \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot B_f \cdot h_{0f} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}\right)}{R_{sf} \cdot 100} = 0.882 \quad cm^2$$

5 По сортаменту принимаем 8 стержней диаметром 4 мм класса В500

Шаг стержней равен $s := \frac{B_f}{8} = 12.5$ см

Площадь сечения 8 стержней диаметром 4 мм равна

$$A_{s8d4} := \frac{\pi \cdot 0.4^2}{4} \cdot 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Рис. 2.36. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы в программе MathCAD (окончание)

В программе MathCAD были проведены расчеты армирования ребристой плиты (как на общий изгиб, так и на местный). Далее будет описана процедура выполнения статического и конструктивного расчетов ребристой плиты в ПК «Лира-САПР» только на общий изгиб. Также в следующем разделе будет показана методика приближенного учета предварительного напряжения арматуры путем введения «пользовательского» материала арматуры.

2.3.2. Подбор армирования ребристой плиты перекрытия в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных состояний

Создадим новую задачу (рис. 2.37).

Описание схемы	×
Признак схемы 2 - Три степени свободы в узле (перемещения XZ,Uy) > >>	?
Имя задачи Ребристая плита Результаты расчета в отдельной папке	
Описание задачи (до 255 символов)	^



Создание плоских фрагмен	нтов и сетей 🛛 🗙
	222
Генерация рамы	1
Угол поворота относитель	эно оси Z 0
Координаты первого узла	Выбор плоскости ХОУ © ХОZ УОZ
Y O M	О Произвольная
Z 0 M	Указать узлы
Шаги вдоль первой оси Значение Количество	Шаги вдоль второй оси Значение Количество
L(M) N 6.075 1	L(M) N



Вызовем диалоговое окно «Создание плоских фрагментов и сетей», выбрав команду \square . В таблице диалогового окна зададим шаг конечноэлементной сетки только вдоль оси *Ox*, равный расчетной длине ребристой плиты 6,075 м (рис. 2.38).

Разобьем созданный КЭ на четыре равных КЭ. Для этого выделим созданный элемент, на закладке «Создание и редактирование» раскроем меню «Добавить элемент» и отметим команду «Разделить на N равных частей». В открывшемся окне «Добавить элемент» укажем число дробления 4 и применим команду (рис. 2.39).



Рис. 2.39. Разбиение плиты на четыре КЭ

Далее зададим связи: в первом узле – шарнирно-подвижную, исключив линейную степень свободы по оси *Oz*, и шарнирно-неподвижную в последнем узле расчетной схемы плиты, исключив линейные степени свободы по осям *Ox* и *Oz*.

Создадим	два	загружения	И	приложим	ИХ	на	плиту	отдельно:
g = 5,525 кH·м, v	$_{sh} = 7$,98 кН·м (рис	2.	.40).				

a)	5.525	5.525	5.525	5.525	5.525	5.525	5.525	5.525	5.525
		Ý	¥	¥	¥	¥	¥	V	
б)	7.98	7.98	7.98	7.98	7.98	7.98	7.98	7.98	7.98
-		Ý	V	V	V.	V	Į.	Į.	

Рис. 2.40. Загружения, действующие на плиту: а – постоянное; б – кратковременное

Далее перейдем на закладку «Расчет» и щелчком мыши по пиктограмме «Таблица РСУ» откроем диалоговое окно для задания параметров РСУ (рис. 2.41). В этом окне для каждого загружения подтвердим его вид в зависимости от длительности действия.

🔳 Расчетные сочетания усилий		×
Номер таблицы РСУ 1 🗘 🖷 Имя таблицы РСУ СП_1		?
Строительные нормы СП 20.1333 Номер загружения С Краткое Вид загружения Длительное (1 N группы объединяемых 0 Учитывать знакопеременность О N группы взаимоисключа- ющих загружений 0 NN congrottayoщих 000	0.2016 ременное 1) Козффициенты для РСУ # 1 основ. 2 основ. Особ.(С) 1 1.00 1.00 0.90 2 1.00 1.00 0.80	o 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
Коз ффициент надежности 1.20 Доля длительности 1.00 Не учитывать для II-го пред. сост. Ограничения для кранов и тормозов Кран Тормоз	• [
Сводная таблица для вычисления РСУ:	Đ	
Nº. Имя загруже Вид	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
1 Полное Постоянное(0) 2 Кратковреме Длительное	D 0 0 0 0 0 0 1.10 1.00 1 0 0 0 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00 1.00 1.00 0.80 1.00

Рис. 2.41. Окно задания расчетных сочетаний усилий

В этом примере мы также выполним расчет для двух расчетных сечений (рис. 2.42).

Так же, как и для многопустотной плиты для создания двух вариантов расчета ребристой плиты с разными сечениями сделаем еще одну копию плиты и назначим соответствующие жесткости каждой плите.

Жесткости и материалы	Задание	стандартно	о сечения			Задан	ие стандартного	сечения	
Назначить элементам схемы	Сечение	Жёсткость				Сечен	ME Wertworth		
☑ Жесткость: 27 ■ 1. Тавр_Т 14 X 30 (Тавровое)	Жест	костные хара Вычислять ав	ктеристики сече томатически по	ния размерам сечени	я	же	сткостные харак: Вычислять авто	геристики о матически	ечения по размерам сечения
□ Материалы: СП 16.13330.2017 -	0	Редактироват Учет нелиней	ъ на закладке) ности	Кёсткость'		0	○Редактировать ○Учет нелинейн	на закладк ости	е 'Жёсткость'
<het> <het></het></het>									
	Е 3	.25e+007	ĸH/n²		↑ ^{Z1}	Е	3.25e+007	KH/n ²	↑ ^{Z1}
Заданное армирование:	в [1	4	CM			в	136	_ CM	
	н 3	0	CM	81	136.00	н	30	C M	
Жесткости Ж/Б Сталь Кладка ТЗА	B1 [1	36	CM	S,		Ro	25	KH/H3	136.00
Список типов жесткостей 97 1. Тавр_Т 14 X 30 (Тавровое)	н1 5	i	CM	1	4.00			_	
2. Брус 136 Х 30 (Прямоугольное)	Ro 2	5	ĸH/n²				Параметры мате	риала	Нарисовать
	1	Учет сдвига		Hap	исовать				

Рис. 2.42. Два варианта жесткости ребристой плиты

В 3*D*-пространственной графике можно увидеть изображения полученных моделей (рис. 2.43).



Рис. 2.43. Две модели ребристой плиты

Сохраним задачу и запустим на расчет. Перейдем на закладку «Анализ», выведем эпюры полученных усилий в режиме просмотра результатов по РСУ (рис. 2.44) и убедимся, что результаты полностью совпали с аналитическим расчетом [8, подразд. 1.3].



Рис. 2.44. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в плите

Для выполнения конструктивного расчета (подбора арматуры) зададим материалы (рис. 2.45) и назначим их всем элементам расчетной схемы.

-	Название	Вид рас	Симм	. Низ (Bepx 8	Бок (II п	р Про.	Непр	War	Знач	Дли	Pac	Lv	Lz ·	Вил расчета	Francis	_
1	- appearing	Балка	н	3.00	3.00	3.00 -	-	-	-	-	0.00	КРД	0.00	0.00	онд расчета	Балка	_
															армирование	Несимметричное	
															Система	Статически неопре	де
															Точность пред	цварит. расчета, %	E
															Точность осно	вного расчета, %	1
<														>	Максимальный	й % армирования	
	пластин	A													Учитывать	конструктивные треб	508
#	Название	Вид рас	чета в	Вуд. П	Низ X (Bepx X	Низ Ү (Bepx Y	1кв.м	II пред.	Про	до н	Непро	Шаг/Д	Располагат	угловые арматурные с гь боковую арматуру в	з по
Co3															Учитывать	совместное действие	yo
															Учитывать	многоконтурность поправки к п.3.52 Пос	соб
															52-101-200		5
															Pacer	ояние к ц.т. арматуры.	. 01
															a1 3	1.5.3 3	F)
<														>			
) GETON	н									_					Трещина прод	редельным состояния олжительного	1
# F	Название	Класс	Rbn,	Rbtn, .	ЕЪ, МПа	Вид б	Марка	Диагр	G_b G	_b G_	b 0	тнос	SEY	SEZ	раскрытия, м Трешина непр	1	-
1		B30	22.0	1.8	32500	. тяжел	2000	2-х ли	1.00	1.00 1.	.00 8	30.00	0.00	0.00	раскрытия, м	1	0
П СП	63.13330.20	12/2018 Mar	ериаль	ы для расч	ета Ж/Б ко	нструкций											
Отип	СТЕРЖЕ	нь														CT 63.13330.2012/20	18
#	Название	Вид рас	Симм.	Низ (. Bepx	Бок (II	пр Про	o Henp.	War	Знач	Дли	. Pac	. Ly	Lz	-	Название	
1		Балка	н	3.00	3.00	3.00 -	-	-	-	-	0.00	крд	0.00	0.00			
															Класс бетон	a 830	
															Вид бетона	тяжелый	-
															Заполнител	ть Силикатный з	3an
								_							Марка легко	ого бетона по	20
<	0040704													>	средней пло	отности иффициенты условий р	200
	TUIACTIVI	па	_												- X . 1	%	γ.,
#	Название	Вид ра	счета	Вуд. П	Низ X (Bepx X	Низ Ү (Bepx Y	1 KB.M	. II npe,	д Пр	родо	Непро	Шаг/Д			· 85
															Относителы Диагра 2-х линей	ная влажность воздух амма напряжение-деф ная диаграмма состоян	а, б орн
															Относителы Диагри 2-х линей Случайн По высоте	ная влажность воздух амма напряжение-деф ная диаграмма состоя вые эксцентриситеты сечения ЕУ 0	а, ^с орн ния (ст
<	н													>	Относителы Диагра 2-х линей Случайн По высоте По ширине	ная влажность воздух амма напряжение-дефи ная диаграмма состоян вые эксцентриситеты сечения EY 0 сечения EZ 0	а, б орн ния (ст
<	Н	Knace	Rbn.	Rbtn	Eb. MD	а Вил Б	Марка	. Диаго	6 b	6 b (5 b	Относ	SEY	> 5E7	Относителы Диагри 2-х линей Случайн По высоте По ширине	ная влажность воздух амна напряжение-деф ная диаграмна состоя- вые эксцентриоитеты сечения ЕУ 0 сечения ЕZ 0 ВЗО (МПа)	а, ^с орм ния (ст
<	IH Название	Класс 830	Rbn, 22.0	Rbtn, 1.8	ЕЬ, МП 32500.	а Вид б тяжел	Марка	Диагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b 0 1.00	5_b 1.00	Относ 80.00	SEY	> SEZ 0.00	Относителы Диагр 2-х линей Случайн По высоте По ширине ВЬ	ная влажность воздух, амна напряжение-деф ная диаграмна состовя веі эксцентрионтеты веі эксцентрионтеты сечення ЕУ 0 ВЗО (МПа) 32500.00	а, ^с орм ния (ст
<	Н Название	Класс В30	Rbn, 22.0	Rbtn, 1.8	ЕЬ, МП 32500.	а Вид б тяркел	Марка 2000	Диагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b (1.00	5_b 1.00	Относ 80.00	. SEY 0.00	> SEZ 0.00	Относителы Диагр 2-х личей По высоте По ширине Еb Rbn Rbtn	ная влажность воздух, анча напряжение-деф ная диаграина остовя ве эксцентрионтеты і сечення ЕХ 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75	а, ^с орм ния (ст
<	н Название	Класс В 30	Rbn, 22.0	Rbtn, 1.8	ЕЬ, МП 32500.	а Вид б тяжел	Марка 2000	Диагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b (1.00	5_b 1.00	Относ 80.00	. SEY 0.00	> SEZ 0.00	Относителы Диагря 2-х личей Случайн По высоте По ширине Eb Rbn Rbn Rb	ная влажность воздух, амча напряжение-деф ная диагранча остоя» ве эксцентрионтеты і сечення ЕУ 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00	а, ^с орн ния (ст
<	Н Название	Класс В30	Rbn, 22.0	Rbtn, 1.8	ЕЬ, МП 32500.	а Вид б тяркел	Марка 2000	Диагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b (1.00	5_b 1.00	Относ 80.00	. SEY 0.00	> SEZ 0.00	Относителы Диагра 2-х личей Случайн По высоте По ширине Вь Rbn Rbh Rb Rbt	ная влажность воздух амна напряжение - деф мая диаграния состоя» вые эксцентрионтеты сечения ЕУ 0 830 (MTa) 830 (MTa) 222.00 1.75 1.70 1.15	а, оре ния (ст
<	н Название СТЕРЖЕ	Класс 830 Нь	Rbn, 22.0	Rbtn, 1.8	ЕЬ, МП 32500.	іа Вид б тяжел	Марка 2000	Диагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b (1.00	5_b 1.00	Относ 80.00	. SEY 0.00	> SEZ 0.00	Относителы Диагра <u>2-х личей</u> По высоте По шириче Вb Rbn Rbn Rbt Rbt	ная влажность воздух анна напряжение - деф ная диаграниа состоя- вые эксцентрикитеты сечения ЕУ 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75 1.70 1.15	а, '
<	Н Название СТЕРЖЕ Название	Класс 830 Нь Вид рас	Rbn, 22.0	Rbtn, 1.8	ЕЬ, МП 32500.	іа Вид б тяркел Бок (II	Марка 2000	Диагр 2-х ли 2 Непр.	G_b 1.00	G_b (1.00 Знач	5_Ь 1.00 Дли	Относ 80.00 Рас	. SEY 0.00	> SEZ 0.00	Относителы Диагра <u>2-х личей</u> По высоте По шириче Вb Rbn Rbbn Rbbn Rbb	ная влажность воздух, анна напряжение - деф ная дияграниа состоя- вые эксцентрикитеты сечения ЕУ 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75 1.70 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Назеание	а, '
<	н Назеание Стерже Назеание	Класс 830 Но Вид рас Балка	Rbn, 22.0 Синн. Н	Rbtn, 1.8 Низ (3.00	Eb, MI 32500. . Bepx 3.00	а Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Прс	Диагр 2-х ли 2 Непр.	G_b 1.00	G_b (1.00 Энач	5_Б 1.00 Дли 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	. SEY 0.00	> SEZ 0.00	Orneorrens Avarpi 2-x needs Cnyvadin To socore To wapwee Rbn Rbn Rb Rb Rb Rb	ная влажность воздух, анча напряжение -деф мая диаграниа состоя- вые эксцентриоитеты сечения ЕХ 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 20 63.13330.2012/2018 Название	а, '
< Э БЕТО # 1 О ТИП # 1 (1)	н Назеание Стерже Назеание	Класс 830 Нь Вид рас Балка	Rbn, 22.0 Cumm. H	Rbtn, 1.8	Eb, MI 32500. . Bepx 3.00	іа Вид б тяркел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Про -	. Диагр 2-х ли 2 Непр	G_b 1.00	G_b (1.00 Энач	5_b 1.00 Дли 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	. SEY 0.00	SEZ 0.00	Отностель Диарр 2-х личей По высоте По шириче В В Rbn Rbtn Rb Rb Rb Rb Rb Rb C	ная влажность воздух анна напряжение -деф ная дияграниа состоя- вые эксцентриоитеты сечения ЕХ 0 830 (MTla) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Арматура I типа 8800b X 2000	а, ¹ орн (ст
<	Н Название Стерже Название	Класс 830 Но Вид рас Балка	Rbn, 22.0 Current H	Rbtn, 1.8	Eb, MN 32500. . Bepx 3.00	іа Вид б тяркел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Про -	. Диагр 2-х ли 2 Непр. –	G_b 1.00	G_b (1.00 Энач	5_b 1.00 Дли 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	. SEY 0.00	SEZ 0.00	Отностель Диагр [2-х личебя Случайн По высоте По шархнее В В Rbn Rbn Rbn Rbn Rbt Rbt	ная влажность воздух вина напряжение - деф ная диагранна состоя- вые эксцентрионтеты (сечения EZ 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.5 СП 63.13330.2012/2018 Название Арнатура I типа я 8ДОЛЬ X А000	а, ^с орн (ст d=:)
<	Н Название Стерже Название	Класс 830 Нь Вид рас Балка	Rbn, 22.0 Creer. H	Rbtn, 1.8	Eb, MI 32500. 	а Вид Б тюкел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Про -	Диагр 2-х ли 2-х Непр	G_b 1.00	G_b (1.00 Знач -	<u>з</u> _b 1.00 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	. SEY 0.00	> SEZ 0.00	Относттелы Диагр [2-х личей По высоте По шириче В В В В В В В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух вина напряжение - деф ная дияграния осстоя- вые эксцентрионтеты сечения ЕХ 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 CT 65.13330.2012/2018 Навение Арматура I типа 8 ВДОЛЬ X А800 с арматира	а, ^с орн ныя (ст d=t
<	н Название Стерже Название	Класс 830 Но Вид рас Балка	Rbn, 22.0 Cereret H	Rbtn, 1.8 Heg (3.00	Eb, MN 32500. . Bepx 3.00	Ia Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	Марка 2000	. Диагр 2-х ли Э Непр. -	G_b 1.00	G_b (1.00 Знач -	5_b 1.00 Дли 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	. SEY 0.00	> 5EZ 0.00	Отностелы Диарр [2-х личей По высоте По шарине В В В В В В В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух анжа напряжение - деф ная дияграния осстоя- вые эксцентрионтеты сечения ЕУ 0 830 (МПа) 830 (МПа) 22.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Аркатура I типа Я 6ДОЛЬ Х А800 с вдоль У А400 с аркатура	а, ^с орн ния (ст d=6 d=6
<	н Название Стерже Название	Класс 830 Нь Вид рас Балка	Rbn, 22.0 Creen. H	Rbtn, 1.8 Hets (3.00	Eb, MI 32500. . Bepx 3.00	la Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	марка 2000	Диагр 2-х ли Э Непр.	G_b 1.00	G_b (1.00 Знач	5_b 1.00 Дли 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	. SEY 0.00	> SEZ 0.00	Отностелы Диагр [2-х личей По высоте По ширине В В В В В В В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух амна напряжение - деф мая дияграния состоя- вые эксцентрионтеты сечения ЕУ 0 830 (МПа) 32500.00 222.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Арматура Гтипа Я ВДОЛЬ Х А800 с вдоль У А400	d=1 d=6 d=6
<	н Название Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс 830 Нь Вид рас Балка НА Вид ри	Rbn, 22.0 Cueen H	Rbtn, 1.8 Hsg (3.00	Eb, MI 32500. . Bepx 3.00 	la Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Про -	Диагр 2-х ли 2-л. Непр. - -	G_b 1.00	G_b (1.00 Энач	<u>Б.</u> 1.00 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	Ly 0.00	> SEZ 0.00	Отностелы Диагр [2-х личей По высоте По ширине В В В В В В В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух анна напряжение - деф ная дияграния состоя- вые эксцентрикитеты сечения EY 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Арматура I типа я ВДОЛЬ X Арматура I типа я ВДОЛЬ X Арматура I типа арматура А240 с	d=1 d=6 d=6 d=6
< Э БЕТО # 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	н Название Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс 830 Нь Вид рас Балка НА	Rbn, 22.0 Сиен. Н	Rbtn, 1.8 Нися (3.00 Вуд. П	Eb, MI 32500. . Bepx 3.00 	ia Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 - Низ Y (. Диагр 2-х ли Э Непр. -	G_b 1.00	G_b (1.00 Энам -	5_b 1.00 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	SEY 0.00	> SEZ 0.00 Lz 0.00 	Отностелы Диагр 2-х личей По высоте По ширине В В Rbn Rbn Rbn Rbn Rbt Rbt ПРОДОЛЬНА: Продольная Поперечная : Продольная В	ная влажность воздух анка напряжение - деф мая дияграниа состоя- вые эксцентрикитеты сечения EY 0 взо (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Аркатура I типа Я БДОЛЬ Х А800 d=1032 200000.00	d=1 d=6 d=6
< Э БЕТО # 1 1 1 1 1 1 1 Соз	н Название Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс 830 Нь Вид рас Балка Вид ра	Rbn, 22.0 Соен. Н	Rbtn, 1.8 Hscs (3.00 Byg. fl	Eb, MN 32500. . Bepx 3.00	а Вид Б тажел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Про -	. Диагр 2-х ля 2-х ля - - Верх Ү	G_b 1.00	G_b (1.00 Энач -	<u>з_</u> b 1.00 <i>Дли</i> 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	Ly 0.00	> SEZ 0.00 LZ 0.00 >	Отностель Диагр [2×личей По высоте По высоте По шаржее В В Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn	ная влажность воздух мная наленость воздух ная миарана состоя: вые эксцентриситеты (сечения EZ 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Арнатура I типа арнатура I типа арнатура I алоо 20000.00 800.00 695.00	а, ч орн ния (сто (сто d=1 d=6 d=6 d=6 + 2 (М
< Э БЕТО # 1 1 1 (1) 4 Соз	н Название Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс 830 Нь Вид рас Балка НА НА	Rbn, 22.0 Синин Н	Rbtn, 1.8 Нис (3.00	Eb, MI 32500. . Bepx 3.00	а Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Прс -	. Диагр 2-х ли 2-х ли 	G_b 1.00	G.b (1.00 Энач -	<u>а</u> _р 1.00 Дли 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	SEY 0.00	> SEZ 0.00 Lz 0.00 	Относттелы Днагр [2-х личей По высоте По шириче В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух аная наленость воздух аная диаграная осстоя- вна из диаграная осстоя- вна висцентрионтеты (сеченяя EY 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	a, ' ope Hists (cr d=1 d=6 d=6 d=6
< Э БЕТО # 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	н Назеание Стерже Назеание Пласти Назеание	Класс 830 Вид рас Балка НА Вид ра	Rbn, 22.0 Сиян. Н	Rbtn, 1.8 Нис (3.00 Вуд. П	Eb, MIT 32500. . Bepx 3.00	Ia Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Прс низ Y (Диагр 2-х ля 2-х ля 	G_b 1.00 . Шаг -	G_b (1.00	5_b 1.00 Дли 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	SEY 0.00	SEZ 0.00	Относттелы Диарр [2-х личей По высоте По шарине В В В В В В В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух мана напряжение - деф мая дияграния осстоя- вые эксцентриогтсты сечения ЕУ 0 830 (МПа) 830 (МПа) 22.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Аркатура 1 типа 86ДОЛЬ X A800 d=103 86ДОЛЬ X A800 d=103 200000.00 800.00 695.00 300.00 500.00	d=1 d=6 d=6
<	н Название Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс 830 Нь Вид рас Балка НА НА	Rbn, 22.0 Н	Rbbn, 1.8 Ню (3.00 Буд. П	Eb, MI 32500. . Bepx 3.00	Ia Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Пре Низ Y (. Диагр 2-х ли Э Непр. -	G_b 1.00	G_b (1.00	<u>Б_</u> Б 1.00 Для 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	SEY 0.00 Ly 0.00	> SEZ 0.00	Относителы Диарр [2-х лачей По высоте По шарине В В В В В В В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух анжа напряжение - деф мая дияграния состоя- вые эксцентрионтеты сечения ЕУ 0 830 (MTa) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Аркатура Гтипа Я 8ДОЛЬ Х <u>А600</u> вдоль У <u>А400</u> с аркатура Сало 22000.00 800.00 695.00 300.00 500.00	а, ч орн ныя (сто d=6 d=6 d=6 d=6
<	н Название Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс В30 Нь Вид рас Балка НА	Rbn, 22.0 Н	Rbtn, 1.8 Ню (3.00 Вуд. П	Eb, MI 32500. . Bepx 3.00 	la Вид б тяжел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 пр Прс	. Диагр 2-х ли Э Непр. -	G_b 1.00	G_b (1.00	<u>а</u> Дляг 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	SEY 0.00 Ly 0.00	> SEZ 0.00	Относителы Диагр 2-х личей По высоте По ширине В В В В В В В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух анка напряжение сесон мая диаграма состоя- вые эксцентрионтеты сечения ЕУ ВЗО (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Аркатура Гтипа Я ВДОЛЬ Х ВДОЛЬ Х Акоо d=103 20000 695.00 300.00 С 500.00	a, ' ope HINS (CT d=0 d=0 d=0 d=0 d=0 d=0 d=0
<	н Название Стерже Название Пласти Название	Класс 830 Нь Вид рас Балка Вид рас	Rbn, 22.0 Green H	Rbtn, 1.8 Ныз (3.00 	Eb, MN 32500.	а Вид Б такел Бок (II 3.00 -	марка 2000 Рис У (. Диагр 2-х ли 2-х ли - Верх Ү	G_b 1.00	G_b (1.00	<u>а</u> ли Пр	Относ 80.00 Рас КРД	SEY 0.00	> SEZ 0.00	Опностель Диагр [2:х лачебя Случайн По высоте По шаржее В В Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn Rbn	ная влажность воздух ная влажность воздух ная миарана состоя: вые эксцентрионтеты (сеченяя EY 0 0 830 (МПа) 32500.00 22.00 1.15 2000.01 22.00 1.15 20163.13330.2012/2018 Название Арнатура I типа арнатура I типа арнатура I типа ариатура I типа 1 Собраненского воздей ги т.6 СП	а, френия (ст. 3) 3) 4 = 1 4 = 4 4
<	н Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс В30 Нь Вид рас Балка НА Вид рас Балка	Rbn, 22.0 Скеен Н	Rbtn, 1.8 Нис (3.00 Вуд. П	Eb, MN 32500. . Bepx 3.00 . Hes X (а Вид б тажел Бок (II 3.00 -	Марка 2000 - Низ Y (. Диагр 2-х ли 2-х ли - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G_b	G_b (3+a+ -	<u>а</u> 1.00 0.00	Относ 80.00 Рас КРД	SEY	SEZ Ular/A SEZ SEZ SEZ	Опносителы Диагри [2-х лачевй Случайн По высоте По ширкнее В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух ная мана напряжение - деф ная диагранна осстоя- вие эксцентрионтеты (сечения EZ ВЗО (МПа) 32500.00 22.00 1.75 1.70 1.75 1.70 1.75 1.70 1.75 1.70 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Арнатура I типа 8 BДОЛЬ X Арнатура I типа 8 BДОЛЬ X Арнатура I типа 8 BДОЛЬ X Арнатура I типа 200000.00 800.00 695.00 300.00 Сейоннеского воздей Г из т. 6 СП	а, 4 орн ния (сто d=1 d=6 d=6 d=6 d=6 d=6 d=6 e
<	н Название Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс В30 Вид рас Балка Вид рас Балка Вид рас Вид Рас	Rbn,	Rbtn, 1.8 Нас (3.00 Вуд. П 1.8	Eb, MIT 32500. . Bepx 3.00 Hers X (а Вид б тяжел Бок (II 3.00 - Верх X ва Вид б тяжел	Марка 2000 пр Прс - Низ Y (Марка 2000	. Диагр 2-х ли Э Непр. - - Верх Y 2-х ли 2-х ли	б_р 1.00 1.кв.н - 1.кв.н 1.00	G_b (1.00 Энэч -	<u>Б</u> 1.00 Пр	Относ 80.00 Рас КРД	SEY 0.00 Henpo	SEZ 0.00	Опностель Днагр Джагр Случайн По высоте По ширине В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух мна напажность воздух ная ялажарана состоя- вна напряжение - деф- ная дияграна состоя- вна висцентрионтеты - сечения EZ ВЗО (МПа) ВЗО (МПа) ВЗО (МПа) 22.00 1.75 17.00 1.75 17.00 1.15 СП 63.13330.2012/2018 Название Арматура I типа ЯВДОЛЬ X А800 d=1033 200000.00 800.00 S00	а, ⁴ орм ния (ст d=1 d=6 d=6 d=6 d=6 d=6 d=6 d=6
<	н Название Стерже Название ПЛАСТИ Название	Класс 830 Нь Бид рас Балка НА НА Класс 830	Rbn, 22.0 Н кчета 22.0	Rbbn, 1.8 Нис (3.00 Вуд. П Rbbn, 1.8	Eb, MIT 32500. - Bepx 3.00 Hets X (Eb, MIT 32500.	la Вид б тяжел Бок (II 3.00 - Верх X la Вид б тяжел	Марка 2000 пр Прс - Низ Y (Марка 2000	. Диагр 2-х ли Э Непр. - - Верх Ү 2-х ли	G_b 1.00 . War - 1.KE.M 1.00	G_b (1.00 3+84 -	<u>Б</u> 1.00 Для 0.00	Относ 80.00 Рас КРД 0000 0000	SEY 0.00 Ly 0.00 Herpo	SEZ 0.00 Lz 0.00 SEZ 0.00	Относителы Диарр [2-х лачей Случайн По высоте По шарине В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух ная влажно ть воздух ная напряжение - деф ная дияграния осстоя- вые эксцентрионтеты сечения EY 0 ВЗО (МПа) ВЗО (МП	а, с,
<	н Название СТЕРЖЕ Название Название	Класс Взо Нь Бид рас Балка НА Вид ра Класс Взо Взо Вид ра	Rbn, 22.0 H Kveta Rbn, 22.0	Rbbn, 1.8 Нис (3.00 Буд. П 1.8	Eb, MI 32500. Bepx 3.00 Hk3 X (Eb, MI 32500.	а Вид б тяжел Бок (II 3.00 - Верх X ва Вид б тяжел	Марка 2000 Риз Y (Низ Y (. Диагр 2-х ли Э Непр. - - Верх Ү 2-х ли 2-х ли	G_b 1.00 	G_b 0	Б_Б 1.00 Для 0.00 1 Пр 5_Б 1.00	Относ 80.00 Рас КРД одо Относ 80.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	Относителы Диарр [2-х лачей По высоте По шарине В В В В В В В В В В В В В	ная влажность воздух анка напряжение - деф мая дияграния осстоя- вые эксцентрионтеты - сечения EY 0 ВЗО (МПа) 32500.00 22.00 1.75 17.00 1.15 CT 63.13330.2012/2018 Название Аркатура Гтипа Я 6ДОЛЬ X А600 едоль Y А400 с аркатура Гтипа Я 8240 с а X А800 d=1033 20000.00 695.00 500.00 S00.	a, (cr +449,90) 3 3 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4



При назначении материалов КЭ программа предложит создать дополнительно еще три расчетных сечения помимо двух имеющихся уже по умолчанию, с чем необходимо, конечно, согласиться. После задания материалов элементам проверяем, что программа будет подбирать армирование по РСУ (а не по отдельным усилиям) и по актуальным нормам (СП 63.13330.2018), запускаем файл на расчет.

После завершения расчета перейдем на закладку «Железобетон» и проанализируем результаты конструктивного расчета.

На рис. 2.46 показаны эпюры требуемого продольного армирования для двух вариантов расчетных сечений ребристой плиты и мозаики подобранного армирования.



Рис. 2.46. Результаты конструктивного расчета в ПК «Лира-САПР» ребристой плиты: а – требуемое продольное армирование для плиты с расчетным тавровым сечением; б – требуемое продольное армирование для плиты с расчетным прямоугольным сечением; в – подобранные диаметр и количество продольных стержней для плиты с расчетным тавровым сечением; г – подобранные диаметр и количество стержней для плиты с расчетным прямоугольным сечением

Результаты численного расчета продольного армирования плит практически совпали для таврового и прямоугольного сечениий, но есть значительное расхождение с аналитическим расчетом [8, п. 1.6.1], которое объясняется, как указывалось выше, неучетом в ПК «Лира-САПР» коэффициента γ_{s3} условий работы для напрягаемой арматуры.

Попытаемся исправить это расхождение в п. 2.3.3 введением «пользовательского» класса арматуры и там же более подробно расскажем о возможностях использования разных вариантов конструирования в ПК «Лира-САПР». Но до этого проведем небольшой анализ полученных результатов расчета поперечного армирования ребристой плиты.

Сначала, находясь также на закладке «Железобетон», выведем на экран численные значения требуемого поперечного армирования для двух вариантов расчетных сечений (рис. 2.47).

a)	2.13		2.13
		Вариант конструирования:Вариант 1 Расчет по РСУ:СП_1 (СП 63.13330.2012/2018) Единицы измерения - см2/1м	
б)	0 <u>.09</u> -	Шаг, Диаметр - мм	0=00

Рис. 2.47. Результаты расчета в ПК «Лира-САПР» требуемого поперечного армирования ребристой плиты: а – тавровое сечение; б – прямоугольное сечение

Эпюра требуемого поперечного армирования для ребристой плиты с прямоугольным расчетным сечением показывает, что установка рабочей поперечной арматуры не требуется (см. рис. 2.47, δ). Результаты этого варианта расчета в ПК «Лира-САПР» ребристой плиты по наклонным сечениям являются ошибочными, так как в исходные данные было заложено завышенное значение ширины ребра плиты, равное ширине сжатой полки (146 см).

Далее мы будем выполнять конструктивные расчеты ребристой плиты и проводить их анализ только для таврового расчетного сечения.

Для этого варианта расчета программа вычислила требуемую площадь сечения поперечного армирования плиты на приопорных участках, равную 2,13 см² на один погонный метр плиты (см. рис. 2.47, *a*). Эта цифра означает, что площадь сечения всех хомутов на участке длиной 1 м должна быть не менее 2,13 см². Так как у плиты есть два продольных ребра, то в каждом из них площадь сечения всех хомутов на участке длиной 1 м должна быть не менее 2,13/2 = 1,065 см². А далее по сортаменту необходимо подобрать шаг и диаметр поперечной арматуры.

Для нашего расчетного случая при шаге 100 мм, который должен быть не более половины рабочей высоты сечения согласно требованиям СП [2], подходит диаметр 4 мм. Тогда на одном погонном метре плиты будет расположено 20 стержней (два каркаса по 10 стержней в каждом) и фактическая площадь сечения составит $A_{sw} = 0,126 \cdot 20 = 2,513 \text{ см}^2$.

В аналитическом расчете [8, п. 1.6.1] была подобрана поперечная арматура с аналогичным шагом 100 мм, но большего диаметра – 5 мм. Такое расхождение отчасти можно объяснить разными алгоритмами конструктивного аналитического и численного расчетов. Но с большей вероятностью это объясняется тем, что в аналитическом расчете поперечное армирование было не точно подобрано, а принято с большим запасом прочности. Об этом говорит и значительное превышение полученной в аналитическом расчете несущей способности бетона с поперечным армированием (76,4 кH) по сравнению с расчетной поперечной силой в опасном сечении (Q = 33,6 кH).

2.3.3. Подбор армирования ребристой плиты перекрытия в ПК «Лира-САПР» по двум вариантам конструирования

Статический расчет (определение основных параметров НДС конструкций) ПК «Лира-САПР» выполняет МКЭ *по единому алгоритму* в зависимости от конкретных заложенных исходных данных для расчета (признака расчетной схемы, геометрии схемы, граничных условий).

А вот конструктивный расчет железобетонных, металлических, каменных конструкций может быть выполнен в одном файле для одной расчетной схемы сразу по двум или более вариантам конструирования (различным нормам проектирования, различным материалам, различным расчетным усилиям).

Приведем наиболее характерные расчетные задачи, где использование нескольких вариантов конструирования может быть целесообразным:

1. Вариантное проектирование (получение наиболее рациональных, эффективных и экономичных решений). Можно для одной расчетной схемы в нескольких вариантах конструирования задавать разные материалы (классы бетона, арматуры, стали), разные расчетные длины элементов и т.д.

2. Сравнение проектных решений, полученных по разным нормам. С методической точки зрения интересно будет в одном файле выполнить расчеты конструкций и проанализировать полученные численные результаты при использовании разных норм в конструктивных вариантах (СП, СНиП, Еврокод).

В нашей задаче мы же введем второй вариант конструирования с новым пользовательским классом арматуры, созданным на базе стандартного класса арматуры A800. Так как, по сути, учет предварительного напряжения при расчете продольной арматуры заключается во введении поправочного коэффициента $\gamma_{s3} = 1,1$, то в нашей задаче мы просто на 10 % увеличим расчетное сопротивление арматуры класса A800. Откроем созданную ранее таблицу материалов и, находясь в режиме «Арматура», сначала создадим еще один материал для класса A800 с такими же параметрами, как для первого варианта, а затем изменим его. Для этого щелкнем по кнопке «Создать новый пользовательский материал» и поменяем значение расчетного сопротивления $R_s = 695 \cdot 1, 1 = 764, 5$ МПа (рис. 2.48).



Рис. 2.48. Задание нового пользовательского материала «Арматура класса A800 с учетом предварительного напряжения»

После этого создадим второй вариант конструирования (рис. 2.49).

Список вариантов кон	струирования схемы
1. Без учета преднапр	ряжения
2: С учетом преднапр	аления С
Назн	ачить текущим
Редактирование вариа	нта
Номер: 2	ID: 1
Имя: С учетом	преднапряжения
Расчет сечений по:	
● PC9 CΠ_1	~ <u>1</u>
O PCH	~ [12]
О Усилия	
Железобетонный рас	over
Нормы СП 63.133	330.2012/2018 🗸 Параметры
🗹 Подбор армирован	ия Проверка заданного армирования
Стальной расчет	
Нормы СП 16.13	330.2017 🗸 Коз ФФициенты
Расчет армокаменны	х конструкций
Нормы СП 15.133	330.2012 ~ Параметры

Рис. 2.49. Варианты конструирования ребристой плиты

Обратим внимание, что выбор норм проектирования будет вестись для конкретного конструктивного варианта в этом же окне (см. рис. 2.49).

Для того чтобы задать материалы КЭ для определенного конструктивного варианта, необходимо сначала сделать этот вариант активным. Поэтому с помощью перекрутки, находящейся рядом пиктограммой с I, выберем второй вариант констру-7~ 2. ирования. Далее откроем диалоговое окно «Жесткости и материалы», сделаем текущим новый пользовательский материал «Арматура с учетом преднапряжения» и зададим новые материалы всем КЭ расчетной схемы (рис. 2.50).

	🔳 Жесткости и материалы
	Назначить элементам схемы
	Жесткость:
	Гавр_Т 14 X 30 (Тавровое)
Рис. 2.50. Задание нового	✓Материалы: СП 63.13330.2012, - Вариант 2
пользовательского материала	Тип: Бетон: Арматура:
μ Δ nMatyna c VHetom	1. Балка. 1. ВЗО. 2. А800-4.А400
преднапряжения»	Заданное армирование:
для второго варианта	
конструирования	Жесткости Ж/Б Сталь Кладка ТЗА
	Задание параметров для железобетонных конструкций
	1 (1). A800-5.A400.B500C.Apmatypa 6 2 (1, 2). A800-4.A400.A240.A800 c yy
	ОБЕТОН
	CAPITALITA

Сохраним сделанные изменения и запустим файл на расчет. Перейдем после завершения расчета на закладку «Железобетон» и выведем на экран эпюру подобранного армирования для второго варианта конструирования (рис. 2.51).

Вариант конструирования:Вариант 1 Расчет по РСУ:СП_1 (СП 63.13330.2012) Единицы измерения - см2 Шаг, Диаметр - мм

	3.14	

Рис. 2.51. Эпюра требуемого продольного армирования с учетом предварительного напряжения

После изменения прочностной характеристики арматуры результаты численных расчетов практически совпали с аналитическим решением по методу предельных состояний.

2.3.4. Проверка несущей способности ребристой плиты перекрытия в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных состояний

Армирование для рассматриваемой ребристой плиты показано на рис. 2.52. В ребрах установлены два продольных стержня диаметром 16 мм класса A800. По результатам расчета по наклонным сечениям в каждом продольном ребре на приопорных участках установлены по одному каркасу с хомутами диаметром 4 мм класса B500 с шагом 100 мм.



Рис. 2.52. Принятое армирование для ребристой плиты

Вернемся в режим создания и редактирования схемы, откроем диалоговое окно «Задание и корректировка типов заданного армирования», раскрыв меню пиктограммы «Заданное армирование» и щелкнув кнопкой мыши по опции «Типы заданного армирования». Далее зададим ТЗА для продольного и поперечного армирований (рис. 2.53).



Рис. 2.53. Задание армирования для таврового расчетного сечения ребристой плиты: а – продольное армирование; б – поперечное армирование

Далее присвоим созданные ТЗА элементам расчетной схемы. Для этого откроем окно «Жесткости и материалы» и перейдем на закладку ТЗА (рис. 2.54).

🖭 Жесткости и мат	ериалы		×
Назначить элементам	схемы		
Жесткость:			1
😨 🛯 1. Тавр_Т	14 Х 30 (Тавровое)		Y
			4
Материалы:	CN 63.13330.2012, -	Вариант 1 韋 🖶	X
<нет>	<het></het>	<het></het>	
≥ заданное армиро	вание:		
Жесткости Ж/Б	Сталь Кладка	ТЗА	
Список типов задани	юго армирования		
📘 🛛 1. Стенка AS.	B 2d16 a3.0/3.0(Про	доль Редактировать	
🔲 🛯 2. Стенка AS	№ (Поперечное арми	Vaanutt	

Рис. 2.54. Список созданных ТЗА

Соответствующие ТЗА для продольного армирования зададим всем КЭ расчетной схемы. А поперечное армирование зададим только для крайних элементов. Выведем на экран присвоенные ТЗА (рис. 2.55).

	Выбор			<u>* ×</u>	Показать 🛛 🗙
	\$\$\$• ⊞ €•⊕=	∋∂‡•®•S•b	△的地♥ 反項再设地	# Q Q & L - / 9	Материалы
Типы зад	иного армирования				ÌÌ⊂¦ø⊂≦
 Стенка Стенка 	AS.B 2d16 a3.0/3.0(Продольн ASW(Поперечное армирован	ре армирование) ие)		,	\ <u>></u> □ b ₀ □ b [∞]
					· - □ 20
•	1, 2	1, 2	1, 2	1, 2	
					26.00+

Рис. 2.55. Задание ТЗА для отдельных КЭ

После завершения расчета перейдем на закладку «Железобетон» и выведем на экран эпюру коэффициентов запаса по прочности для плиты (рис. 2.56). Результаты численного расчета проверки несущей способности плит полностью совпали с аналитическим решением (см. п. 2.3.1).





3. РАСЧЕТ РИГЕЛЕЙ КАРКАСНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

3.1. Подбор армирования ригеля связевого каркаса в программе MathCAD

Рассматриваемый в данном примере ригель связевого каркаса [9, разд. 5] соединяется с колоннами с минимальным защемлением, обеспечивающим необходимую жесткость рам на монтаже, с помощью закладной детали типа «рыбка» (рис. 3.1). Как следствие этого факта, ригель связевого каркаса обычно рассматривают как шарнирно опертую балку, или как балку со сниженным опорным моментом, равным 0,5.55 = 27,5 кН.м.



Рис. 3.1. Узел сопряжения ригеля с колонной и плитой в связевом каркасе

Приведем основные данные, необходимые для выполнения кон-



Рис. 3.2. Фактическое поперечное сечение ригеля связевого каркаса

структивного расчета ригеля связевого каркаса в программе MathCAD.

Фактическое поперечное сечение ригеля, используемое в аналитическом расчете, показано ниже на рис. 3.2.

Расчетная длина ригеля L = 5,73 м. Материалы ригеля: класс бетона B30; класс рабочей продольной арматуры плиты A500; класс рабочей поперечной арматуры плиты B500C; расстояние от грани ригеля до центра тяжести арматуры 5 см (в пролете рабочая арматура располагается в два ряда). На ригель действуют следующие расчетные равномерно распределенные нагрузки:

1) постоянная *g* = 32,1 кН/м;

2) кратковременная v = 11,71 кH/м.

Ниже на рис. 3.3 приведен алгоритм расчета рабочей арматуры ригеля в середине пролета, а также показана процедура построения эпюры материалов ригеля в программе MathCAD.

Расчетное значение сечения требуемого продольного армирования было вычислено по максимальному моменту. В середине пролета есть небольшой запас по прочности (порядка 5 %), определяемый тем, что значение принятого сечения армирования несколько больше требуемой по расчету площади сечения. Но чем ближе к опорам, тем запас прочности будет все больше. Поэтому в целях экономии арматуры по мере уменьшения изгибающего момента к опорам два стержня обрываются в пролете, а два других доводятся до опор. Если продольная рабочая арматура имеет разные диаметры, то до опор доводятся два стержня большего диаметра.

Исходные данные для расчета ригеля

Расчетный пролет ригеля L := 5.73 м Полная расчетная нагрузка $q := 43.81 \frac{\kappa H}{M}$ Ширина сечения ригеля b := 20 см Высота сечения ригеля h := 45 см $h_r := 20 \, см$ Высота сечения узкой части ригеля Материалы: - бетон тяжелый класса B30; армагура класса A500 - призменная прочность бетона класса на сжатие ВЗО R_b := 17 МПа $E_b := 3.25 \cdot 10^4$ МПа - начальный модуль упругости бетона класса ВЗО - расчетное сопротивление продольной арматуры класса A500 $R_s := 435$ MTIa - модуль упругости арматуры класса А500 $E_s := 2 \cdot 10^5$ МПа $\mathbf{M} := \frac{\mathbf{q} \cdot \mathbf{L}^2}{\mathbf{s}} = 179.801 \quad \mathbf{\kappa} \mathbf{H} \cdot \mathbf{M}$ - расчетный максимальный момент - коэффициент, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки $\gamma_{b1} := 1$

Расчет прочности ригеля по нормальным сечениям

1 Определяем рабочую высоту сечения, приняв защитный слой $a := 5 \, \text{см}$

 $h_0 := h - a = 40$ см 2 Определяем коэффициент $lpha_m$

$$\alpha_{\rm m} := \frac{{\rm M} \cdot 10^3}{{\rm R}_{\rm b} \cdot \gamma_{\rm b1} \cdot 100 \cdot {\rm b} \cdot {\rm h_0}^2} = 0.331$$

3 Вычисляем коэффициент, определяющий характер разрушения железобетонного элемента

$$\varepsilon_{b2} \coloneqq 0.0035 \quad \varepsilon_{s_el} \coloneqq \frac{R_s}{E_s} = 0.00217 \qquad \xi_R \coloneqq \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s_el}}{\varepsilon_{b2}}} = 0.493$$
$$\alpha_R \coloneqq \xi_R \cdot \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right) = 0.372$$

4 Определяем форму сечения, вводимую далее в расчет

Относительная высота сжатой зоны бетона равна

$$\xi \coloneqq 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 0.418$$

Абсолютная высота сжатой зоны бетона равна

$$\mathbf{x} := \mathbf{\xi} \cdot \mathbf{h}_0 = 16.712$$
 см

 Φ орма_расчетного_сечения := "прямоугольное" if $x \le h_r$ "тавровое" if $x > h_r$

Форма_расчетного_сечения = "прямоугольное"

Граница сжатой зоны сечения проходит в узкой части сечения ригеля, следовательно ведем расчет как для прямоугольного сечения

5 Определяем характер разрушения

Разрушение := "пластическое" if $\alpha_m \le \alpha_R$ "хрупкое" if $\alpha_m > \alpha_R$

Разрушение = "пластическое"

 $A_{s} := \frac{R_{b} \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot b \cdot h_{0} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m}}\right)}{R_{s} \cdot 100} = 13.06 \quad \text{cm}^{2}$

7 По результатам расчета принимаем в пролетной части ригеля 2 стержня диаметром 20 мм и 2 стержня диаметром 22 мм класса А500 с площадью

сечения, равной 13.88 см²

$$A_{s2d20} := \frac{\pi \cdot 2^2}{4} \cdot 2 = 6.283 \quad cm^2 \qquad A_{s2d22} := \frac{\pi \cdot 2.2^2}{4} \cdot 2 = 7.603 \quad cm^2$$
$$A_{s2d20_s2d22} := A_{s2d20} + A_{s2d22} = 13.89 \quad cm^2$$

Определение несущей способности ригеля по принятой продольной арматуре. Проверка заданного армирования

1 Вычисляем высоту сжатой зоны сечения

$$x_{2d20_2d22} := rac{R_s \cdot A_{s2d20_s2d22}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} = 17.766$$
 см

2 Вычисляем несущую способность сечения

$$M_{2d20_2d22} := \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot b \cdot x_{2d20_2d22} \cdot \left(h_0 - 0.5 \cdot x_{2d20_2d22}\right)}{10^5} = 187.958 \quad \text{kH} \cdot \text{m}$$

3 Находим коэффициент запаса армирования по прочности

$$\mathrm{K}_3 := \frac{\mathrm{M}_{2d20_2d22}}{\mathrm{M}} = 1.045$$

Построение эпюры материалов

В целях экономии арматуры два стержня обрываем в пролете, а два других доводим до опор. Если продольная рабочая арматура разного диаметра, то до опор доводятся два стержня большего диаметра.

В нашем примере, соответственно, мы обрываем два продольных стержня диаметром 20 мм.

1 Для наглядности построим графики функции:

 а) запаса прочности ригеля при постоянном армировании по длине ригеля (кН*м) - разности между несущей способностью сечения и расчетным моментом, действующим в сечении

б) коэффициента запаса прочности ригеля при постоянном армировании по длине ригеля (кН*м) - отношение несущей способности армированного сечения к расчетному моменту, действующему в сечении

Функция несущей способности при постоянном армировании по длине ригеля

 $M_{\text{Hec}}(xx) := M_{2d20_2d22}$

Функция расчетных изгибающих моментов в ригеле

$$M(xx) := \frac{q \cdot L}{2} \cdot xx - q \cdot \frac{xx^2}{2}$$

Функция запаса прочности ригеля при постоянном армировании по длине ригеля

$$M_{3a\pi}(xx) := M_{2d20 \ 2d22} - M(xx)$$



Функция коэффициента запаса прочности ригеля при постоянном армировании по длине ригеля



2 Вычислим несущую способность сечения на приопорных участках (армирование - 2 стержня диаметром 22 мм). Так как два стержня располагаются в один ряд, то расстояние до центра тяжести будет равно $a_1 := 3$ см.

Определяем рабочую высоту сечения на приопорных участках

 $h_{01} := h - a_1 = 42 \,$ см Вычисляем высоту сжагой зоны сечения на приопорных участках

$$\mathbf{x}_{2d22} \coloneqq \frac{\mathbf{R}_{s} \cdot \mathbf{A}_{s2d22}}{\mathbf{R}_{b} \cdot \gamma_{b1} \cdot \mathbf{b}} = 9.727$$
 см

Несущая способность сечения на приопорных участках равна

$$M_{2d22} \coloneqq \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot b \cdot x_{2d22} \cdot \left(h_{01} - 0.5 \cdot x_{2d22}\right)}{10^5} = 122.816 \quad \text{кH} \cdot \text{м}$$

3 Найдем точки теорегического обрыва продольной арматуры исходя из равенства несущей способности, оставшейся на приопорных участках продольной арматуры, расчетных изгибающих моментов M_{2d22} = M(xx)

Начальное приближение для точки обрыва слева

$$xx1 := 0$$

Given $M_{2d22} = \frac{q \cdot L}{2} \cdot xx1 - q \cdot \frac{xx1^2}{2}$

Точки теоретического обрыва слева

 $xx1_{reop} := Find(xx1) = 1.252$ M

Начальное приближение для точки обрыва справа

xx2 := L Given $M_{2d22} = \frac{q \cdot L}{2} \cdot xx2 - q \cdot \frac{xx2^2}{2}$

Точки теоретического обрыва слева

 $xx2_{reop} := Find(xx2) = 4.478$ м

4 Найдем координаты фактических точек обрыва (с учетом анкеровки)

Длину анкеровки обрываемой арматуры найдем в зависимости от ее диаметра d := 2.0 см

 $l_{aH} := 15 \cdot d = 30$ см Точки фактического обрыва слева $xx1_{\phi akt} := xx1_{teop} - l_{aH} \cdot 10^{-2} = 0.952$ м Точки фактического обрыва слева $xx2_{\phi akt} := xx2_{teop} + l_{aH} \cdot 10^{-2} = 4.778$ м

5 Построим эпюру материалов ригеля

Функция несущей способности при переменном армировании по длине ригеля



Функция коэффициента запаса прочности ригеля при переменном армировании по длине ригеля



Рис. 3.3. Расчет продольной рабочей арматуры ригеля и построение эпюры материалов ригеля в программе MathCAD (окончание)

3.2. Подбор армирования ригеля связевого каркаса в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных состояний

Создадим новую задачу для расчета ригеля связевого каркаса (рис. 3.4).

Описание схемы	×
Признак схемы 2 - Три степени свободы в узле (перемещения XZ,Uy) > v	?
Имя задачи Ригель таврового сечения	
🗌 Результаты расчета в отдельной папке	
Описание задачи (до 255 символов)	^



Создание плоских фрагме	нтов и сетей 🛛 🗡
	7 222
Угол поворота относител Координаты первого узла	ьно оси Z 0
У Указать курсором	Выбор плоскости ХОУ ЭХОZ УОZ
Y O M	О Произвольная
Z 0 м Шаги вдоль первой оси	Шаги вдоль второй оси
Значение Количество	Значение Количество
5.73 1	



Вызовем диалоговое окно «Создание плоских фрагментов и сетей», выбрав команду \square . В таблице диалогового окна зададим шаг конечноэлементной сетки только вдоль оси Ox, равный расчетной длине ребристой плиты 5,73 м (рис. 3.5).

Разобьем созданный КЭ на восемь равных КЭ. Для этого выделим созданный элемент и на закладке «Создание и редактирование» раскроем меню «Добавить элемент», отметим команду «Разделить на N равных частей». В открывшемся окне «Добавить элемент» укажем число дробления 8 и применим команду (рис. 3.6).



Рис. 3.6. Разбиение ригеля на восемь КЭ

Далее зададим связи: в первом узле – шарнирно-подвижную, исключив линейную степень свободы по оси *Oz*, и шарнирно-неподвижную в последнем узле расчетной схемы плиты, исключив линейные степени свободы по осям *Ox* и *Oz*. Создадим два загружения и приложим их на плиту отдельно: $g = 32,1 \text{ кH-м}, v_{sh} = 11,71 \text{ кH-м}$ (рис. 3.7).



Рис. 3.7. Загружения, действующие на плиту: а – постоянное; б – кратковременное



Рис. 3.8. Окно создания жесткости ригеля

В 3*D*-пространственной графике можно увидеть изображения полученной модели ригеля (рис. 3.9).



Рис. 3.9. 3Д-пространственная графика ригеля

Сохраним задачу и запустим на расчет. Перейдем на закладку «Анализ», выведем эпюры полученных усилий в режиме простора результатов по РСУ 💮 (рис. 3.10) и убедимся, что результаты полностью совпали с аналитическим расчетом [9, подразд. 5.2].



Рис. 3.10. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в плите

Для выполнения конструктивного расчета (подбора арматуры) зададим материалы (рис. 3.11) и назначим их всем элементам расчетной схемы.

В рассматриваемом примере будем подбирать (проверять) только продольное армирование ригеля. Для расчета поперечного армирования в задаче необходимо было бы задать на участках сопряжения ригеля с колонной сечение меньшей высоты. Особенность расчета по наклонным сечениям ригеля с «подрезкой» сечения на опорах заключается также в необходимости проверки не только на действие поперечной силы, но и изгибающего момента.

После задания материалов элементам проверяем, что программа будет подбирать армирование по РСУ (а не по отдельным усилиям) и по актуальным нормам (СП 63.13330.2018), запускаем файл на расчет.

После завершения расчета перейдем на закладку «Железобетон» и проанализируем результаты конструктивного расчета.

На рис. 3.12 показана эпюра требуемого продольного армирования.

Результаты численного и аналитического расчетов продольного армирования ригелей имеют определенное расхождение с аналитическим расчетом [9, подразд. 5.3]. По результатам расчета принимаем в пролетной части ригеля два стержня диаметром 20 мм и два стержня диаметром 22 мм класса А500.

1.0 more H 3.00 3.00 1.00	# Harmanne	Bun pac Cum	Hur C. Beny	For (II co	no Henn Illar	Вири Лан Рас	1.4	Название
THAT THE REAL PARTY IN THE TAIL IN THE XC. INSTALL INTY C. INSTALL INTY	1 (1)	Балка Н	5.00 3.00	3.00		- 0.00 КРД	0.00 0.00	рид расчета Балка Ариирование Несиниетричное Систена Статически определ Расчет Точность предварит, расчета, %
C FORCTION FO								Точность основного расчета, %
Processe Bag parents Byg D. Hol X (Byg Y Lie A If speak Freedow Hold Y Comment Bag parents Byg D Hol X (Byg Y Lie A If speak Horse Byg D Hol Y Comment Bag parents Byg D Byg P Byg P Horse Byg D Horse Byg D Byg D </td <td><</td> <td>A</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>></td> <td>Максимальныя % армирования Учитывать конструктивные требо</td>	<	A					>	Максимальныя % армирования Учитывать конструктивные требо
	# Название	Вид расчета	Вуд. П Низ Х (Верх Х Низ Ү (.	Верх Ү 1кв.н.	II пред Продо	Henpo War/Д	Выделять угловые арматурные ст Располать боковую арматуру в Учитывать совнестное действие у Учитывать поравки к п.3.52 Пос 52-101-2003 Учитывать оправки к п.3.52 Пос
Outcome Processor	<						>	Paccroseve R u.t. apmarypel, 1 5 2 3
# Hease Form Bits Bits Hease Aperton G.D. C.D. Desc. Bit Bits Discording Discording <thdiscording< th=""> Discording</thdiscording<>	ОБЕТОН							Расчет по предельным состояниям
ФИНАЦТУИ Вад работа Виду РП Вад у РП	# Название 1 (1)	Класс Rbn, В30 22.0	. Rbtn, Eb, M 1.8 32500	Па Вид б Марка 0 тяжел 2000	Диагр G_b 2-х ли 1.00	G_b G_b Относ 1.00 1.00 80.00	SEY SEZ 0.00 0.00	раскрытия, мн Трещина непродолжительного раскрытия, мн Шаг арматурных стержней, нн © Диаметр арматурных стержней
Operation Operating and the set of th								Длина элемента, Расчетные дл Длина элемента
C1:01:31332:021/2011 C1:02:02:02:02:02:02:02:02:02:02:02:02:02:	# Название 1 (1)	RX Np Rs, M A500 435.	1Па Rsw, RY П 0 300.0 A400	p Rs, MNa Rsw, 350.0 280.0	RT По Rs, MПа A400 350.0	Rsw, S1, K S2, K 280.0 1.00 1.00	Dm N, 32 1	ОРасчетная дляна ЦУ 0
0 PM CERNARDA 10 Minimum Balagainininininininininininininininininini	СП 63.13330.201	2/2018 Материаль	ы для расчета Ж/Б к	онструкций				
International and the series International and the series <th< td=""><td>Отип стержен</td><td>But pac Cum</td><td>Hus (Beny</td><td>For (II op. 1</td><td>Ing Heng Illier</td><td>Buau Anu Par</td><td>IV IZ</td><td>CI 63.13330.2012/2018</td></th<>	Отип стержен	But pac Cum	Hus (Beny	For (II op. 1	Ing Heng Illier	Buau Anu Par	IV IZ	CI 63.13330.2012/2018
Inductive A Discrete Bits gasewer Byg. R Heat X Heat Y Been Y <td< td=""><td>1 (1)</td><td>Балка Н</td><td>5.00 3.00</td><td>3.00</td><td></td><td>- 0.00 КРД</td><td>0.00 0.00</td><td>название Класс бетона Взо Вид бетона Тяжельй</td></td<>	1 (1)	Балка Н	5.00 3.00	3.00		- 0.00 КРД	0.00 0.00	название Класс бетона Взо Вид бетона Тяжельй
TINAC194A Kodgenerative yourself pag Ør Hassewei Big pacietra Big pacietra </td <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>,</td> <td>Заполнитель Силикатный зап Марка легкого бетона по 20</td>							,	Заполнитель Силикатный зап Марка легкого бетона по 20
# Heasewere Bits packers Bits f Hest Y Bits Y Hest Y J Rest Hergo Hergo <td>ПЛАСТИН</td> <td>łA .</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>-</td> <td>Коэффициенты условий раб</td>	ПЛАСТИН	łA .					-	Коэффициенты условий раб
 	< • БЕТОН	Kass Dha	Dha Bh M	The Due 6 Manua			>	Диагранна наприясник цефори 2-х линейная диагранна состояния Случайные эксцептрионтеты (ст По высоте сечения ЕХ 0 ВЗО (иПа)
Олиматура Lem. Monoclination Lem. Monoolination Lem. Monoclinatio	1 (1)	B30 22.0	1.8 3250	ла бид о Марка О тяжел 2000	2-х ли 1.00	1.00 1.00 80.00	0.00 0.00	Eb 32500.00 Rbn 22.00 Rbtn 1.75 Rb 17.00 Rbt 1.15
1(1) Asso		PY Do Pr. N	10a Peru PY 0	D De MOa Deu	PT Do Pa MDa	Peur 61 K 62 1		Ens. h0.(#1000) 2.00
Отип СТЕРЖЕНЬ СП 63.13330.2012/201 # Название Вид рас Синн Ниб (Верх Бок (П пр Прод Ариа	1 (1)	A500 435.	.0 300.0 A400) 350.0 280.0	A400 350.0	280.0 1.00 1.00	0 32 1	
# Название Вид рас Сими Ния (Верх Бок (II пр Про Нипр Шаг Знач Дли Рас Цу Цг Название Название Вид рас Сими Ния (Верх Бок (II пр Про Нипр Циг Знач Дли Рас Цу Цг Название Название Вид рас Сими Ния (Верх Вок (II пр Про Нипр Циг Знач Дли Рас Цу Цг Название Название Вид рас Сими Ния (Верх Ния (Верх Ния (Верх Ния (Верх Верх Ния (Верх Пиред Продол Непро Шаг.Д Продоленая вдоле (Арматура II тига # Название Вид рас Вид пас Коп Коп Коп Верх Ния (Верх.Y Ния (Верх.Y Ixв.м II пред Продо Непро Шаг.Д Продоленая X А500 d=10 Ве 20000.00 Ra * Название Вид рас Вид пас Вид. П Ния (Верх.Y Ния (Верх.Y Ixв.м II пред Продо Непро Шаг.Д Продоленая X А500 d=10 Ве 20000.00 Ra * Соз • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	Отип стержен	1b		1 1 1				CT 63.13330.2012/201
	# Название 1(1)	Вид рас… Синм. Балка Н	Низ (Верх 5.00 3.00	Бок (II пр I 3.00 -	Про Непр Шаг	Знач Дли Рас - 0.00 КР/	Ly Lz L 0.00 0.00	Название Арматура I типа ПРОДОЛЬНАЯ ВДОЛЬ Х А500 Продольная вдоль У А400
								Поперечная арматура А400
# Название Вид расчета Вуд. П Низ X (Верх X Низ Y (Верх Y 1 Кв.н II пред Прод.о Непро Вид расчета Вуд. П Вид расчета Вуд. П Низ X (Верх X Низ Y (Верх Y 1 Кв.н II пред Прод.о Непро Ваг/Д Ваг 20000.00 Ran 500.00 Ran 500.00 Rav 300.00 Rav 300.00 Rav 300.00 Rav 300.00 Rav 300.00 Rav 300.00 Rav 435.00 Rav 435.00 Rav 435.00 Rav 300.00 Rav 300.00 Rav 300.00 Rav 435.00 Rav 404.00 404.00 406.00 <td>ПЛАСТИН</td> <td>A</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>Descention M. Area J. 17</td>	ПЛАСТИН	A						Descention M. Area J. 17
Co3 Ram \$500,00 Ram \$500,00 Rs \$35,00 Rsw \$300,00 Rsw \$300,00 Rsw \$300,00 Rsw \$300,00 Rsc \$435,00 Rsw \$300,00 Rsw \$300,00 Rsw \$300,00 Rsw \$300,00 Rsw \$300,00	# Название	Вид расчета	Вуд. П Низ X (. Верх Х Низ Ү	(Верх Ү 1 кв.	II пред Продо	Henpo Шаг/Д	нродольная х Азоо d=10 Es 20000.00
c	Co3							Rsn 500.00 Rs 435.00 Rsw 300.00 Rsc 435.00
Image: Constraint of the state of								Ømax 32 ∨ 🗈 1 ∨
C) GETOH # Massawe Knacc Rbn, Rbn, Eb, MTa Bvg 6 Mapka Aparp G_b G_b G_b SE2 SE2 Nappdusterris 07.16 CT 1(1) B30 22.0 1.8 32500 rssken 2000 2-x m 1.00 1.00 80.00 0.00 0.00 Aphrarypa II Tuna (a) APMATYPA E <td><</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>Учет сейснического возде Конфрекции из т 6 СО</td>	<							Учет сейснического возде Конфрекции из т 6 СО
# пазначие класс кол,	O BETCH	Manage Di	Dht. 5	the first fi	0.000		004 000	Коэфф. условий работы при расче
● APMATYPA	# Название 1 (1)	Rbn, . 830 22.0	кото, Eb, M 1.8 3250	пна вид б Марк 10 тяжел 2000	а диагр G_b) 2-х ли 1.00	ц_р <u>G_р</u> Относ. 1.00 1.00 80.00	SET SEZ 0.00 0.00	наклонных сечений, т.6 СП Арматура II типа Выбрать

Рис. 3.11. Диалоговое окно «Материалы для расчета Ж/Б конструкций»: а – режим «Стержень»; б – режим «Бетон»; в – режим «Арматура»



Рис. 3.12. Результаты расчета в ПК «Лира-САПР» продольного армирования ригеля

3.3. Проверка несущей способности ригеля связевого каркаса в ПК «Лира-САПР» по первой группе предельных состояний

Проверим несущую способность ригеля для двух расчетных случаев: 1) при постоянном продольном армировании по длине (два стержня диаметром 20 мм и два стержня диаметром 22 мм класса A500);

2) при переменном продольном армировании по длине (два стержня диаметром 22 мм будут установлены по всей длине ригеля, а два стержня диаметром 20 мм будут располагаться только на приопорных участках).

На рис. 3.13 показаны параметры двух созданных ТЗА.



Рис. 3.13. Задание армирования для ригеля таврового сечения: а – армирование в пролете; б – армирование на опоре

Обратим внимание, что для T3A 1 (армирование в пролете) площадь сечения армирования задана не через значения диаметров стержней, а численно (площадь сечения двух стержней диаметром 20 мм и двух стержней диаметром 22 мм равна 13,89 см²).

Кроме того, при задании ТЗА 2 (армирование на опоре) расстояние до центра тяжести арматуры принято 3 см (арматура расположена в один ряд).

Далее присвоим созданные ТЗА элементам расчетной схемы для первого расчетного случая (постоянное армирование по длине ригеля). Для этого откроем окно «Жесткости и материалы» и перейдем на закладку ТЗА (рис. 3.14). Сделав активным ТЗА 1 (армирование в пролете), назначим его всем КЭ расчетной схемы.

В 5. Брус 20 X 45 (Прямоугольное) Материалы: СП 63.13330.2012, • Вариант 1 Катериалы: СП 63.13330.2012, • Вариант 1 Заданное армирование: • 2. Полка н. AS.В 13.880 а5.0/5.0(Армирование в пролете) • Кесткости Ж/Б Сталь Кладка Список типов заданного армирования • • 1. Полка н. AS.В 13.880 а5.0/5.0(Армир Редактировать Удалить Удалить	¥ <u>*</u> %
Материалы: СП 63, 13330.2012, ▼ Вариант 1 ↓ ↓ ↓ ↓ ↓	**
<нет> <нет> Заданное армирование:	
Заданное армирование:	
2. Полка н. AS.B 13.880 а5.0/5.0(Армирование в пролете)	
Сесткости Ж/Б Сталь Кладка Список типов заданного армирования Список типов заданного список типов задания Список типов заданного армирования Список типов заданного армирования Список типов заданного список типов задания Список типов заданного список типов заданного список типов заданного список типов задания Список типов заданного список типов задания Список типов заданного список типов задания Список ти	
Список типов заданного армировалия 2. Полка н. AS.B 13.880 55.0/5.0(Арми) Редактировать Удалить Удалить	
2. Полка н. АS.В 13.880 \$5.0/5.0(Арми) Редактировать 1. Полка н. AS.В 2d22 а3.0/3.0(Армирс Удалить	
Удалить	

Рис. 3.14. Задание ТЗА 1

Сохраним файл и запустим его на расчет, не забыв проверить, чтобы опция «Проверка заданного армирования» была активирована.

После завершения расчета перейдем на закладку «Железобетон» и выведем на экран эпюру коэффициентов запаса для ригеля при постоянном армировании (рис. 3.15).

10.00		10.00
	1.02	

Рис. 3.15. Эпюра коэффициентов запаса по прочности для ригеля с постоянным армированием
Для проверки несущей способности ригеля для второго расчетного случая вернемся в режим создания и редактирования и создадим копию ригеля. Проще всего, как раньше это было показано, выполнить с помощью копирования по параметрам (пиктограмма ^{копирование по параметрам} находится на панели «Редактирование»).

Чтобы заармировать ригель в точном соответствии с ранее проведенными расчетами в программе MathCAD, создадим два дополнительных узла (точки фактического обрыва арматуры) на расстояниях, равных 0,952 м и 4,778 м от начального узла ригеля (см. рис. 3.3), с помощью пиктограммы

«Добавить узел по координатам» Создание».

На рис. 3.16 показана процедура создания двух новых узлов. Обратим внимание, что обязательно должна быть активирована опция «Разбивать КЭ новыми узлами». В результате создания новых узлов в расчетной схеме были разбиты надвое КЭ, по длине которых и появились новые узлы.



Рис. 3.16. Создание узлов в точках фактического обрыва арматуры

Двумя последними операциями по созданию ригеля с переменным армированием будут (рис. 3.17):

1) удаление ТЗА 1 с двух крайних элементов слева и справа на расчетной схеме ригеля;

2) задание ТЗА 2 на два крайних элемента слева и справа на расчетной схеме ригеля.

Выполним новый расчет измененного файла и посмотрим, как изменилось значение коэффициентов запаса армирования по длине ригеля. Для наглядности с помощью операции «Фрагментация» составим на экране все элементы расчетной схемы, кроме крайних КЭ (слева и справа), для которых получаются очень большие коэффициенты запаса (так как ближе к опорам расчетные моменты стремятся к нулю).









В результате мы получили эпюру коэффициентов запаса по прочности ригеля с переменным армированием (рис. 3.18), форма которой качественно совпадает с ранее полученным аналитическим графиком (см. рис. 3.3). Количественно значения коэффициентов запаса для численного и аналитического расчетов очень близки, но они и не могут полностью совпадать, так как вычислены по разным методикам: в аналитическом расчете – по предельным состояниям, а в ПК «Лира-САПР» – по НДМ.

3.4. Учет продольных деформаций в рамно-связевом каркасе многоэтажного здания при статическом расчете

В пособии [12] была детально разобрана тема конструктивного расчета неразрезного ригеля здания с рамно-связевым каркасом. Так как ригель рамно-связевого каркаса является неразрезным (рис. 3.19), то статический расчет его должен вестись в составе поперечной рамы как статически неопределимой системы.

Рис. 3.19. Жесткий узел сопряжения ригеля с колонной в рамно-связевом каркасе



Статический расчет неразрезного ригеля был выполнен по упрощенной схеме, полученной путем вырезания типового этажа из плоской поперечной рамы всего здания. В пособии [12] указывалось на тот факт, что переход к упрощенной схеме ведет к незначительной погрешности при вычислении изгибающих моментов, возникающих в ригеле. Но незнание основ МКЭ и его реализации может привести к абсолютно недопустимым ошибкам, если автоматически перенести упрощенную методику статического расчета ригеля многоэтажного здания на каркасные высотные здания.

В отличие от классического метода перемещений строительной механики, где учитываются только деформации изгиба, МКЭ учитывает изменение длины элементов от деформаций растяжения-сжатия. И именно эта математическая модель является эталонной. В МКЭ стержневые КЭ имеют определенную продольную податливость, значение которой зависит от размера сечения и модуля упругости материала. В большинстве практических задач расчета строительных конструкций учет продольной податливости практически не влияет на перераспределение усилий в элементах.

Но расчет несущих конструкций высотных каркасных зданий обязательно должен выполняться с учетом продольных деформаций вертикальных элементов (колонн). Расчетные комплексы обычно автоматически учитывают в алгоритме МКЭ податливость стержневых элементов, поэтому приведенный ниже материал представлен в целях:

• понимания различия между точными моделями стержневых КЭ в МКЭ и моделями стержней в классическом методе перемещений;

• демонстрации различных методов перехода от точных моделей МКЭ к упрощенным моделям стержневых КЭ в ПК «Лира-САПР»;

• предостережения от необдуманного переноса упрощенных методик расчета без понимания сути геометрических гипотез, которые должны быть заложены в математическую модель объекта.

Проведем численные эксперименты по статическому расчету ригеля неразрезного каркасного здания [8] по следующим исходным данным: пролет рамы (длина ригеля) $L_b = 7$ м; высота этажа (длина колонны) $H_{\rm эт} = 4,2$ м; сечение колонны $h_c = b_c = 0,4$ м; сечение ригеля $b_b = 0,25$ м, $h_b = 0,6$ м; класс бетона ригеля и колонны B20. На раму действует постоянная равномерно распределенная нагрузка g = 28,39 кH/м, приложенная во всех трех пролетах (рис. 3.20).



Рис. 3.20. Расчетная схема рамы типового этажа

Результаты расчета изгибающих моментов в неразрезном ригеле, полученные в ПК «Лира-САПР», приведены на рис. 3.21.



Рис. 3.21. Эпюры изгибающих моментов в ригеле от постоянной нагрузки

Далее выполним расчет того же неразрезного ригеля уже в составе плоской поперечной рамы 16-этажного каркасного здания (рис. 3.22, *a*).



Рис. 3.22. 16-этажное каркасное здание: а – расчетная схема плоской рамы; б – эпюры изгибающих моментов для ригелей 2-го, 4-го, 14-го и 16-го этажей; в – мозаика вертикальных перемещений узлов КЭ

Результаты, полученные по точной расчетной схеме МКЭ (рис. 3.22, δ), кардинально отличаются от ранее полученных. Одна из главных причин расхождений – учет вертикальных перемещений (деформаций) колонн. Так как на средние колонны действуют нагрузки примерно в два раза большие, чем на крайние колонны, то и вертикальные перемещения этих колонн будут больше, чем для крайних (рис. 3.22, β).

Попробуем доказать, что именно влияние неравномерного сжатия колонн приводит к таким результатам. Сделаем в ПК «Лира-САПР» три копии расчетной схемы плоской поперечной рамы 16-этажного каркасного здания и внесем в них следующие изменения:

1. В первой копии расчетной схемы все узлы рамы закрепим по оси *Oz.* Тем самым мы получим практическую копию расчетной схемы метода перемещений (рис. 3.23, *a*).

2. Во второй копии расчетной схемы объединим все узлы в группу, у которой все перемещения по оси Oz должны иметь одинаковые численные значения. Эта схема будет несколько отличаться от расчетной схемы метода перемещений тем, что продольные перемещения все-таки будут в колоннах. Но они будут равными и не вызовут дополнительного изгиба ригелей от вертикальных перемещений колонн (рис. 3.23, δ). 3. В третьей копии расчетной схемы мы искусственно зададим для колонн продольные жесткости, увеличенные в 1000 раз по сравнению с фактическими (рис. 3.23, *в*).



Рис. 3.23. Расчетные схемы рамы: а – первая копия; б – вторая копия; в – третья копия

На рис. 3.24 показаны инструменты ПК «Лира-САПР», использованные для создания трех новых расчетных схем.

После создания трех новых расчетных схем сохраним файл и запустим его на расчет. Перейдем на закладку «Анализ» и выведем на экран эпюры изгибающих моментов для ригелей 15-го этажа (рис. 3.25). Это можно сделать и для любого другого этажа.

Мы увидим, что результаты статического расчета полностью совпали для первой и второй математических моделей плоской рамы (см. рис. 3.25, $\delta - \epsilon$). Отличие результатов расчета последней расчетной схемы от двух первых будет ничтожно малым. И все результаты статического расчета практически совпадут с расчетом типового этажа по упрощенной схеме [12]. Отсюда можно сделать главный вывод: при выборе математических моделей реальных объектов некорректно отбрасывать любую составляющую деформаций элементов без численной оценки ее вклада в общее НДС конструкции.



Рис. 3.24. Инструменты для создания расчетных схем: а – задание связей; б – задание объединения перемещений; в – задание повышенной жесткости колонн



Рис. 3.25. Эпюры изгибающих моментов для ригелей 15-го этажа: а – точная схема МКЭ; б – задание дополнительных связей; в – задание объединения перемещений; г – задание повышенной жесткости колонн

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Проектирование фундаментов для зданий и сооружений любого типа является очень сложной и ответственной задачей. Сложность и трудоемкость решения подобных задач связаны с тем, что при проектировании фундаментов необходимо учитывать физико-механические свойства грунтового основания, которые можно определить только с какой-то долей вероятности. Кроме того, основание (грунты) обладает податливостью, которую необходимо учитывать для целого ряда случаев. Ошибки, сделанные при проектировании любых несущих конструкций, всегда ведут к неприятным последствиям. Но ошибки, допущенные в расчетах или конструировании фундаментов, могут быть непоправимыми с точки зрения дальнейшей эксплуатации здания. В практике можно встретить не один пример, когда значительные деформации фундаментов (основания) зданий приводили к тому, что финансовые затраты на реконструкцию были просто нецелесообразными. Проще было построить новое здание, чем восстановить пригодность старого объекта.

Расчетные схемы зданий и сооружений в зависимости от способа учета податливости основания можно разделить на две большие группы:

1) расчетные схемы, в которых расчет надземных конструкций выполняется раздельно от основания. Фундаменты в этих схемах моделируются идеализированными граничными условиями – жесткими или шарнирными опорами;

2) расчетные схемы зданий и сооружений, в которых статический и конструктивный расчеты надземных конструкций выполняются совместно с фундаментами.

В данном разделе мы сначала рассмотрим задачу подбора армирования подошвы фундамента для отдельно стоящего столбчатого фундамента, для которого усилия определяются по первой расчетной схеме.

4.1. Подбор армирования подошвы фундамента в программе MathCAD

Рассмотрим пример расчета армирования столбчатого фундамента [9, разд. 7], конструкция которого показана на рис. 4.1.

Приведем основные данные, необходимые для подбора армирования подошвы фундамента в программе MathCAD: материалы фундамента – класс бетона B25; класс рабочей продольной арматуры плиты A500; величина защитного слоя арматуры 5 см. Геометрические размеры фундамента показаны на рис. 4.1.



Рис. 4.1. Конструкция отдельного столбчатого фундамента

Основной нагрузкой для подбора армирования подошвы фундамента будет являться не расчетная сжимающая сила N = 4661,1 кH, передающаяся на фундамент от колонны, а реактивное равномерно распределенное давление грунта, направленное вверх. Расчетная схема фундамента будет представлять собой двухконсольную балку переменного сечения, защемленную в узле сопряжения колонны с фундаментом (рис. 4.2).

При формировании геометрии расчетной схемы фундамента не учитывается тот факт, что нейтральные оси отдельных участков расчетной схемы расположены с определенными эксцентриситетами, равными полуразностям высот отдельных сечений фундамента: e1 = e2 = 150 мм (см. рис. 4.2, *a*). Эксцентриситеты в ПК «Лира-САПР» можно задать с помощью абсолютно жестких вставок (или абсолютно жестких твердых тел), но это никак не повлияет на результаты статического расчета, что будет показано далее.





Значение реактивного давления грунта, действующего по площади, $p_0 = 306,4$ кПа. Но так как мы будем подбирать арматуры на всю ширину фундамента, то расчетная нагрузка будет погонная, полученная умножением равномерно распределенной нагрузки по площади на ширину подошвы фундамента $p = p_0 \cdot B = 306, 4 \cdot 3, 9 = 1195$ кН/м.

Попробуем примером из жизненной практики пояснить смысл такой парадоксальной в какой-то степени расчетной схемы. Представим себе, что спортсмен на достаточно гибких лыжах идет по очень рыхлому снегу. Вес человека через площадь лыж передается на снег, от которого возникает реактивное давление и кончики лыж загибаются вверх (рис. 4.3). При этом у лыж растянутой (как и в примере с фундаментом) будет нижняя зона. Тогда помимо объяснения, почему принята такая расчетная схема для подошвы фундамента, мы получим ответ, почему именно рабочая арматура должна располагаться в нижней зоне фундамента.





118

Ниже на рис. 4.4 приведен алгоритм расчета армирования подошвы фундамента в программе MathCAD.

Исходные данные для расчета столбчатого фундамента

Геометрия:

Ширина подошвы фундамента В := 3.9 м
Ширина второй ступени фундамента $B_2 := 2.7$ м Ширина первой ступени фундамента $B_1 := 1.5$ м
Высота сечения колонны $h_{col} := 0.4$ м
Высота сечения первой ступени $h_1 := 105$ см
Высота сечения второй ступени $h_2 := 75$ см
Высота сечения третьей ступени $h_3 := 45$ см
Материалы:
 бетон тяжелый класса B25; арматура класса A500C
- начальный модуль упругости бетона класса В25 $E_b := 2.75 \cdot 10^4$ МПа - расчетное сопротивление арматуры класса А500С $R_s := 435$ МПа
- модуль упругости арматуры класса А500С $E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MIIa}$
Нагрузки:
Давление на грунт от расчетной нагрузки p ₀ := 306.4 кПа
(на 1 м ² подошвы) Давление на грунт от расчетной нагрузки $p := p_0 \cdot B = 1195 \frac{\kappa H}{M}$ (на единицу длины фундамента)
Расчет армирования подошвы столбчатого фундамента
1 Определяем рабочую высоту сечений трех ступеней фундамента, приняв защитный слой равным а := 5 см
Рабочая высота сечения первого сечения $h_{01} := h_1 - a = 100$ см
Рабочая высота сечения второго сечения $h_{02} := h_2 - a = 70$ см

Рабочая высота сечения третьего сечения $h_{03}:=h_3-a=40$ см

Рис. 4.4. Определение площади арматуры подошвы фундамента в программе MathCAD (начало) 2 Определяем моменты в трех расчетных вертикальных сечениях фундамента

Сечение 1-1

 $M_{1_1} := 0.125 \cdot p \cdot (B - h_{col})^2 = 1829.782$ кH · м Сечение 2-2

$$M_{2_2} := 0.125 \cdot p \cdot (B - B_1)^2 = 860.371$$
к $H \cdot M$

Сечение 3-3

$$M_{3_3} := 0.125 \cdot p \cdot (B - B_2)^2 = 215.093 \ \kappa H \cdot M$$

3 Определяем площади сечения арматуры в трех расчетных вертикальных сечениях фундамента

Сечение 1-1

$$A_{s1} := \frac{M_{1_1} \cdot 10^5}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s \cdot 100} = 46.738 \text{ cm}^2$$

Сечение 2-2

$$A_{s2} := \frac{M_{2_2} \cdot 10^5}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s \cdot 100} = 31.395 \text{ cm}^2$$

Сечение 3-3

$$A_{s3} := \frac{M_{3_3} \cdot 10^5}{0.9 \cdot h_{03} \cdot R_s \cdot 100} = 13.735 \text{ cm}^2$$

Из трех найденных значений подбор арматуры производим по максимальному значению

 $A_{smax} := max(A_{s1}, A_{s2}, A_{s3}) = 46.738 \text{ cm}^2$

Рис. 4.4. Определение площади арматуры подошвы фундамента в программе MathCAD (продолжение)

Шаг стержней принимается от 150 до 300 мм (крагно 50 мм). При ширине подошвы фундамента а \leq 3 м минимальный диаметр стержней d_{min} = 10 мм, при а > 3 м d_{min} = 12 мм.

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях арматурой из стержней Ø18 А500 с шагом 200 мм.

Имеем 20Ø18 A500C c As = 50.9 cm² > AsI = As,max = 46,74 cm². A_{s20d18} := $\frac{\pi \cdot 1.8^2}{4} \cdot 20 = 50.89$ cm²

Процент армирования µ:

Сечение 1-1

$$\mu_1 \coloneqq \frac{A_{s20d18}\cdot 100}{B_1\cdot 100\cdot h_{01}} = 0.34$$

Сечение 2-2

$$\mu_2 := \frac{A_{s20d18} \cdot 100}{B_2 \cdot 100 \cdot h_{02}} = 0.27$$

Сечение 3-3

$$\mu_3 := \frac{A_{s20d18} \cdot 100}{B \cdot 100 \cdot h_{03}} = 0.33$$

Процент_армирования := $\|$ "достаточен" if $\min(\mu_1, \mu_2, \mu_3) \ge 0.1$ "не_достаточен" otherwise

Процент_армирования = "достаточен"

Так как во всех сечениях $\mu_i > \mu_{min} = 0,1$ %, количество принятой арматуры оставляем без изменений. В случае $\mu i < \mu_{min} = 0,1$ % следует увеличить диаметр принятой арматуры или уменьшить ее шаг.

Рис. 4.4. Определение площади арматуры подошвы фундамента в программе MathCAD (окончание)

4.2. Расчет армирования фундамента в ПК «Лира-САПР»

Создадим новую задачу для расчета армирования фундамента (рис. 4.5).

Описание схемы	\times
Признак схемы 2 - Три степени свободы в узле (перемещения XZ,Uy)≻ ∨	?
Имя задачи Столбчатый фундамент Результаты расчета в отдельной папке	
Описание задачи (до 255 символов) Расчет армирования подошвы	^

Рис. 4.5. Задание основных параметров задачи

Вызовем диалоговое окно «Создание плоских фрагментов и сетей», выбрав команду . В таблице диалогового окна зададим шаг конечноэлементной сетки и количество элементов согласно геометрии расчетной схемы двухконсольной балки (рис. 4.6).



Рис. 4.6. Диалоговое окно «Создание плоских фрагментов и сетей»

В результате выполнения этой операции мы получим расчетную схему, состоящую из восьми КЭ. КЭ 4 и КЭ 5 находятся на линии стыковки фундамента и колонны. В центральном узле 5 между ними зададим жесткую заделку, исключив две линейные степени свободы по осям Ox и Oz и угол поворота относительно оси Oy.

Приложим на все КЭ расчетной схемы линейную нагрузку p = 1195 кH/м (рис. 4.7).



Рис. 4.7. Расчетная схема фундамента

Следующим действием будет задание трех жесткостей (сечений), приведенных выше на рис. 4.2, и назначение их КЭ.

Ниже на рис. 4.8 показаны три созданные жесткости.



Рис. 4.8. Окно создания жесткостей КЭ фундамента

В 3*D*-пространственной графике можно увидеть изображения полученной модели фундамента (рис. 4.9).

Многим такая модель покажется несуразной и даже некорректной.

Но необходимо знать, что аналитические расчетные модели зачастую во многом не соответствуют по внешнему виду архитектурным моделям. В данном случае несоосность отдельных участков фундамента никак не влияет на результаты статического расчета балки на поперечную нагрузку. Для доказательства данного утверждения создадим копию расчетной схемы фундамента, в которой эксцен-



Рис. 4.9. 3*D*-пространственная графика фундамента

триситеты отдельных участков балки учтем с помощью абсолютно жестких вставок (рис. 4.10). Нейтральные оси КЭ 2 и КЭ 7 мы сместим на 0,15 м, а КЭ 3...6 – на 0,3 м.



Рис. 4.10. Новая расчетная модель фундамента: а – создание абсолютно жестких вставок для элементов фундамента; б – 3D-пространственная графика фундамента с жесткими вставками

Сохраним задачу и запустим на расчет. Перейдем на закладку «Анализ» и сначала с помощью действия «Фрагментация» уберем с экрана КЭ по линии сопряжения колонны с фундаментов. Фактически моменты на этом участке равны нулю, и можно было даже не задавать нагрузку. После того как экране останутся КЭ, которые по факту испытывают деформации изгиба, убедимся, что вычисленные изгибающие моменты полностью совпали с аналитическим расчетом [9, подразд. 7.5]. В отличие от конструктивного расчета здесь основные гипотезы аналитического расчета и МКЭ полностью идентичны, поэтому мы и получили 100%-ное совпадение результатов расчетов (рис. 4.11). Как мы и полагали, учет несоосносности элементов фундамента не повлиял на результаты статического расчета.



Рис. 4.11. Эпюры изгибающих моментов в фундаменте: а – стандартная расчетная схема; б – расчетная схема с абсолютно жесткими вставками

Для выполнения конструктивного расчета (подбора арматуры) зададим материалы (рис. 4.12) и назначим их всем элементам расчетной схемы.

i																Рас Точность предварит, ра	чет счета, %
																Точность основного расч Максимальный % армира	ета, % звания
-	пластин	A														Выделять угловые ас	тивные требо
# Co3	Название	Вид рас	чета Ву	д. П	ныз Х (Верх Х .	Hies	r (B	ерх Ү	1 KB.M	. II npe,	д Пр	юдо	Henpo	Шаг/Д	Располагать боковук Учатывать совнестние Учатывать него оконг Учатывать поправки 52-101-2003 Учатывать огнестойя	арнатуру в се действие у гурность к п. 3. 52 Пос юсть
<															,		5 <u>азр</u>
OBETC	н															Расчет по предельны Трещина продолжителы	HOFO
# 1 (1)	Название	Класс 825	Rbn, 18.5	Rbtn, 1.5	30000.	а Видбтяжел	Maj	00 2	циагр 2-х ли	G_b 1.00	G_b 0 1.00	G_b 1.00	Относ 80.00	SEY 0.00	SEZ 0.00	раскрытня, ни Трещина непродолжите раскрытня, ни Шаг арнатурных стер Эдианетр арнатурных	пьного жней, мм стержней
	АТУРА				-		_				_	_				Длина элемента	Расчетные д
# 1 (1)	Название	RX Пр A500	Rs, Mfla 435.0	Rsw,	AS00	Rs, M	na Rsv 0 30	v, R	T Flo	Rs, M⊓a 435.0	Rsw, 300.0	S1, K 1.00	. S2, K	D m. 16	N, 1	 Расчетная длина Коэффициент При Ly=Lz=0 игнорирует 	LY 0 LZ 0 CR N<0.
0.75																	
# 1(1)	Название	Вид рас Балка	Симм Н	Низ (5.00	Bepx 5.00	Бок (5.00	II np	Про -	Henp	. War	Знач	. Дли 0.00	. Рас КРД	. Ly 0.00	Lz 0.00	Сп 63.133 Наз Класс бетона Внд бетона тя	30.2012/2018 ванне 825 желый
																Заполнитель Си Марка легкого бетона г	ликатный зан 10 2
<	пластин	A														Коэффициенть	условий раб
# Co3	Название	Вид рас	мета Ву	/д. Π	ныз Х (Bepx X	Низ	Υ (8	Зерх Ү	1 кв.м	II npe	ед П	родо	Henpo	Шar/Д	∴	1 Уь сть воздуха, кенне-дефор на состояни риситеты (ст о
<																	
 БЕТС 	Название	Класс	Rbn,	Rbtn,	. Eb, Mr	1а Видб	Ma	рка	Диагр	G_b	G_b	G_b	OTHOC	DE1	SEZ		825 (MITa)
	он Название Атура Название	Класс 825 RX Пр А500	Rbn, 18.5 Rs, MR 435.0	Rbtn,	. ЕЬ, МГ 30000	la Вид б	6 Ma 0 20 4Па Rs 0 30	рка 2000	Диагр 2-х ли 2-т По 1500	G_b 1.00 Rs, МПа 435.0	G_b 1.00 Rsw,	G_b 1.00 S1, K.	В0.00 S2, P	0.00	0.00	Eb Rbn Rbtn Rb Rbt Ene_b0(#10000	825 (MTa) 30000.00 18.50 1.55 14.50 1.05 2.00
С АРМ.	он Название Атура Название СТЕРЖЕН	Класс 825 RX Пр А500	Rbn, 18.5 Rs, MFk 435.0	Rbtn, 1.5 Rsw, . 300.0	. ЕЬ, МГ 30000 RY Пр А500	la Вид б	5 Ma n 20 4Па Rs .0 30	w, F	Диагр 2-х ли 2-т по 3500	G_b 1.00 Rs, MПа 435.0	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 S1, K. 1.00	52, F	0.00 C D m 0 16	5-EZ 0.00	Eb Rbn Rbn Rb Rb Rbt	825 (MRa) 30000.00 18.50 1.55 14.50 1.05 2.00
С АРМ.	он Название Атура Название СТЕРЖЕН Название	Класс 025 RX Пр A500 b	Rbn, 18.5 Rs, MFk 435.0	Rbtn, 1.5 a Rsw, . 300.0	. ЕЪ, МГ 20000 RY Пр А500	а Вид б	Ма п 20 ИПа Rs .0 30	w, F	Диагр 2-х ля 2-х ля 3500	6_5 1.00 Rs, МПа 435.0	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 S1, К. 1.00	80.00 S2, H 1.00	0.00 6 D m 9 16	0.00 N, 1	Eb Abm Abm Rb Rb Rb CI 63, 1333	825 (Mila) 30000.00 18.50 1.55 14.50 1.05 2.00
 БЕТТС # О АРМ. # 1 (1)) ТИП # 1 (1) 	название Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 825 825 825 825 825 825 825 825 825 825	Rbn, 18.5 Rs, МГа 435.0 Симм	Rbtn, 165 а Rsw, . 300.0	. ЕЪ, МГ 20000 RY Пр А500 Верх	а вид б	5 Ма л 20 ИПа Re о Зо II пр	рка 000 w, Бо.о E	диагр 2-х ли 3500 Непр	с_b 1.00 Rs, MПа 435.0 Шаг	G_b 1.00 Rsw, 300.0	G_b 1.00 \$1, К. 1.00 Дли	S2, F 1.00	0.00 c D m 16	N, Lz	СП 63.1333 СП 63.1333	вило (мпа) вило (мпа) вило (мпа) вило (мпа) видение
 БЕТТС ВЕТТС ПОРМИ <li< td=""><td>на Название Название СТЕРЖЕН Название</td><td>Класс 825 Rx Пр А500 вид рас Балка</td><td>Rbn, 30.5 Rs, МГk 435.0 Симм H</td><td>Rbtn, 1.5 в Rsw, . 300.0 Низ (5.00</td><td>. ЕБ, МГ 20000 RY Пр А500 Верх 5.00</td><td>а Вид 6 Re, N 435. Бок (5.00</td><td>і Ма п 20 ИПа Rs о зо II пр</td><td>рка , 2000</td><td>диагр 2-х ли 3500 Непр -</td><td>с_ь 1.00 Rs, МПа 435.0 Шаг -</td><td>G_b 1.00 Rsw, 300.0 Знач</td><td>G_Б 1.00 S1, К. 1.00 Дли 0.00</td><td>во.оо 52, н 1.ос . Рас КРД</td><td>C D m 16 Ly 0.00</td><td>0.00 N, 1 Lz 0.00</td><td>CTI 63.1333</td><td>виде (инпа) виде (инпа) виде</td></li<>	на Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 825 Rx Пр А500 вид рас Балка	Rbn, 30.5 Rs, МГk 435.0 Симм H	Rbtn, 1.5 в Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. ЕБ, МГ 20000 RY Пр А500 Верх 5.00	а Вид 6 Re, N 435. Бок (5.00	і Ма п 20 ИПа Rs о зо II пр	рка , 2000	диагр 2-х ли 3500 Непр -	с_ь 1.00 Rs, МПа 435.0 Шаг -	G_b 1.00 Rsw, 300.0 Знач	G_Б 1.00 S1, К. 1.00 Дли 0.00	во.оо 52, н 1.ос . Рас КРД	C D m 16 Ly 0.00	0.00 N, 1 Lz 0.00	CTI 63.1333	виде (инпа) виде
 БЕТТС ВЕТТС Э БЕТТС Э БЕТСС <li< td=""><td>на Название Название СТЕРЖЕН Название</td><td>Класс 825 825 825 825 825 825 825 825 825 825</td><td>Rbn, 18.5 Rs, МПк 435.0 Симм Н</td><td>Rbtn, 1+5 8 Rsw, . 300.0 Низ (5.00</td><td>. ЕБ, МГ Верх 5.00</td><td>то Вид 6 Rs, N 435. Бок (5.00</td><td>і Ма п 20 ИПа Re о 30 II пр</td><td>рка , 200 г ко.о в Про -</td><td>диагр 2-х ли 3500 Непр -</td><td>с_ь 3.00 Rs, МПа 435.0 -</td><td>с_ь 1.00 Rsw, 300.0 Знач</td><td>G_b 3.00 53, К. 3.00 Дли 0.00</td><td>во.оо </td><td>C D m b 16</td><td>0.00 N, 1 Lz 0.00</td><td>сп 63.1333 Сп 63.1333 Назе</td><td>виде (инпа) 10.50 1.55 1.55 1.55 2.00 0.2012/2018 кание ра I типа</td></li<>	на Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 825 825 825 825 825 825 825 825 825 825	Rbn, 18.5 Rs, МПк 435.0 Симм Н	Rbtn, 1+5 8 Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. ЕБ, МГ Верх 5.00	то Вид 6 Rs, N 435. Бок (5.00	і Ма п 20 ИПа Re о 30 II пр	рка , 200 г ко.о в Про -	диагр 2-х ли 3500 Непр -	с_ь 3.00 Rs, МПа 435.0 -	с_ь 1.00 Rsw, 300.0 Знач	G_b 3.00 53, К. 3.00 Дли 0.00	во.оо 	C D m b 16	0.00 N, 1 Lz 0.00	сп 63.1333 Сп 63.1333 Назе	виде (инпа) 10.50 1.55 1.55 1.55 2.00 0.2012/2018 кание ра I типа
 Беттс Беттс Ф Беттс Ф Ф Беттс Ф Ф Беттс Ф Бетс Ф Бетс<td>название Название Название СТЕРЖЕН Название</td><td>Класс 825 825 825 825 825 825 825 825 825 825</td><td>Rbn, 18:5 Rs, МП 435.0 Симм Н</td><td>Rbtn, 3н5 а Rsw, . 300.0 Низ (5.00</td><td>. Еb, MF 30000 RY Пр А500 Верх 5.00</td><td>а вид 6 тосс Rs, t 435. Бок (5.00</td><td>і Ма п 20 ИПа Rs о 30 II пр -</td><td>рка , 1000 1 1 1000 1 1 1000 1 1000000</td><td>диагр 2 х ли 2 х ли 1500 Непр</td><td>с_ь 3.00 Rs, MПа 435.0 -</td><td>G_b 1.00 Rsw, 300.0 3Ha4</td><td>G_b 1.00 81, К. 1.00 Дли 0.00</td><td>во.оо S2, P 1.00 . Рас КРД</td><td>C D m b 16</td><td>0.00 N, Lz 0.00</td><td>сп 63.1333 Прокодорование и сп 63.1333 Сп 63.1333 Название и сп 63.1333 Прокодорование и сп 63.1333</td><td>в 25 (ипа) 30000.00 18.50 1.55 14.50 1.05 2.00 2.2012/2018 кание ра I типа А5000 с</td>	название Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 825 825 825 825 825 825 825 825 825 825	Rbn, 18:5 Rs, МП 435.0 Симм Н	Rbtn, 3н5 а Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. Еb, MF 30000 RY Пр А500 Верх 5.00	а вид 6 тосс Rs, t 435. Бок (5.00	і Ма п 20 ИПа Rs о 30 II пр -	рка , 1000 1 1 1000 1 1 1000 1 1000000	диагр 2 х ли 2 х ли 1500 Непр	с_ь 3.00 Rs, MПа 435.0 -	G_b 1.00 Rsw, 300.0 3Ha4	G_b 1.00 81, К. 1.00 Дли 0.00	во.оо S2, P 1.00 . Рас КРД	C D m b 16	0.00 N, Lz 0.00	сп 63.1333 Прокодорование и сп 63.1333 Сп 63.1333 Название и сп 63.1333 Прокодорование и сп 63.1333	в 25 (ипа) 30000.00 18.50 1.55 14.50 1.05 2.00 2.2012/2018 кание ра I типа А5000 с
 Беттс # С АРМ. # 1 (1) 	название Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 825 825 825 825 825 825 825 825 825 825	Rbn, 18:5 Rs, MFk 435.0 Симм H	Rbtn, 1.5 а Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. ЕБ, МГ 30000 RY Пр А500 Верх 5.00	а Вид б Rs, к яз. Бок (5.00	і Ма п 20 ИПа Rs о 30 II пр	рка , 1000 1 1000 1 1000000 1 1000 1000 1 1000 1000 1 1000 1000 1000 1000 1000 1000 1000 1000 1000000	диагр 2 × ли 1500 -	G_b 3.do 435.0 -	G_b 1.00 8.8w, 300.0 Знач	G_b 1.00 \$1, К. 1.00 Дли 0.00	во.оо . S2, к 1.00 КРД	C D m D 16 Ly 0.00	Lz 0.00	ер вроп в	225 (мп.а) 30000.00 18.50 1.55 14.50 1.05 2.00 2.2012/2018 зание ра I типа А500 с А500 d
● БЕТС # 1 (1) 1 (1)	название Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 925 825 825 825 825 825 825 825 825 825 8	Rbn, 1055 Rs, МПк 435.0 Симм Н	Rbtn, 3.5 а Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. ЕБ, МГ 30000 ВҮ Пр А500 Верх 5.00	а Вид б Rs, к яз, к 435. Бок (5.00	і Ма п 20 ИПа Rs о 30 II пр	рка) 1000 Р 1000 Р	Диагр 2 × ли 1500 -	G_b 3.00 Rs, MDa 435.0 -	G_b 1.00 Rsw, 300.0 3Ha4	с_ь за, к. 1.00 Дли 0.00	во.оо S2, н 1.00 . Рас КРД	C D m D 16	Lz 0.00	СП 63.1333 Нателно Калона Поста 1.333 Нателно Калона ПРОДОЛЬНАЯ ВДОЛЬ X Продольная вдоль Y Поперечная арматура	в 25 (мпа) 30000.00 18.50 18.50 1.55 14.50 1.05 2.00 2.2012/2018 кание ра I типа А500 d В500 c
● BETC # # 1 (13) .) TI(I) # 1 (1)	название Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 1925 1925 1925 1925 1925 1925 1925 1925	Rbn, 1055 Rs, МПа 435.0 Симм H	Rbtn, 1.5 а Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. Еb, MF 30000 RY Пр А500 Верх 5.00	аа Вид б Ra, N 435. Бок (5.00	і Мал. 20 1Па Rs о 30 II пр	рка 1 100 Р ку Р ко.о в	Диагр 2-х ли 3500 -	G_b 3.00 Rs, MDa 435.0 -	G_b 1.00 Rsw, 300.0 3Ha4	с_ь засо 31, к. 1.00 Дли 0.00	. Рас КРД	C D m 16 Ly 0.00	Lz 0.00	СП 63.1333 натра и страна и	225 (ЧТа) 30000.00 18.50 1.55 14.50 1.05 2.00 2.2012/2018 зание ра I типа А5000 с А5000 с
○ APPM. I (3)) TUII # 1 (1) <	он Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 1925 Вид рас Балка	Rbn, 10:5 Rs, MR 135:0 Симм Н	Rbtn, 1-5 а Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. Еb, MF 30000 RY Пр А500 Верх 5.00	аа Вид б Ra, N 435. Бок (5.00	і Мал. 20 1Па Rs о 30 II пр	тро Г	Диагр 2-к ли 3500 -	G_b 3200 Rs, MFIa 435.0	G_b 3.00 3Ha4	с_ь засо 31, к. з.оо Дли 0.00	. Рас КРД	C D m 16 Ly 0.00	Lz 0.00	сп 63.1333 нато на селона парадовина про сп 63.1333 назе продольная вдоль х продольная вдоль х поперечная арматура	122 (VHa) 30000.00 18.50 1.55 1.55 1.55 1.55 1.55 1.55 1.55 1
○ APPM. 3 (3) 3 (3) 7 (1) 7 (1) 7 (1) 7 (1)	эн Название Название СТЕРЖЕН Название ПЛАСТИН	Класс 1925 Вид рас Балка А	Rbn, 10:5 Rs, MR 135:0 Симм H	Rbtn, 1.5 8 Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. Еb, MГ Зосоо коло верх 5.00	а вна б Re, N 435. Бок (5.00	і Ма л 22 ИПа Rs о 30 II пр	рреа) 1000 Г про	Диягр 2-х ли 3500 Непр -	G_b 3200 Rs, MFIa 435.0 UBar	G_b 1.00 Rsw, 300.0 3Ha4	с_ь нсо 31, к. 1.00 Дли 0.00	относ 80.00 КРД	Ly 0.00	Lz 0.00	сп 63.1333 нато и страна и страна парадори и страна продольная вдоль у посречная арматура Продольная X А5	122 (УЧта) 30000.00 14.50 14.50 14.50 1.05 1.05 1.05 1.05 1.05 1.05 1.05 1
○ APPM. ○	234 Название АТУРА Название ПЛАСТИН Название	Класс 223 8x пр Азоо Балка А Вид рас Балка Вид рас	Rbn, 10-5 Ке, МПи 435.0 СИММ Н Ву	Rbtn, 105 Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. Еb, мг зоосо якоо Верх 5.00	а внд б	Низ ¹	м, р ю.о в Про	анагр 25 лини 1500 - непр -	с_b зеоо 435.0 - 1кв.м	сь зосо Знач - . II пре	с_ь 1100 33, к. 1.00 Дли 0.00	. Рас КРД	Ly 0.00	Lz 0.00	СП 63.1333 Нателно / Калона Продольная вдоль У Продольная вдоль У Посеречная арматура	223 (УЧта) 30000.00 18.50 1.050 1.050 1.05 1.05 1.05 1.05 1.05
Соз Советст	234 Название Название Стержен Название	Класс 025 82 Пр Азоо Вид рас Балка А Вид рас	Rbn, 10-5 Rs, Mfk 435.0 Симм H H	Rbtn, 316 8 Rsw, 300.0 Низ (5.00	. Еb, Mr зосоо верх 5.00	а Вид б	Низ 1	м, р ю.о в Про - Y (В	анагр 22 оны 1500 - - ерх Y	с_5 зеоо 435.0 - 1 кв.м	сь зосо Знач -	с_ь 1000 Дли 0.00	относ во.оо 	Ly 0.00	Lz 0.00	сп 63.1333 нало на станова нало на станова сп 63.1333 назе сп 63.1333 назе сп 63.1333 назе сп 63.1333 назе сп 63.1333 назе продольная вдоль У посронная вдоль У посронная х А5 Ев 200 Ran 500	223 (41a) 30000.00 18.50 18.50 18.50 18.50 1.05 2.00 1.05 2.00 1.05 2.00 1.05 2.00 1.05 2.00 2.01 2/2018 Sanke ASOOC d ASOO d BSOOC c DOC d = 104 0000.00 0.00
Соз	эн Назеличе Назеличе Назеличе СТЕРЖЕН Название ПЛАСТИН. Название	Класс 225 82 пр 5 вид рас 5 алка Вид рас Балка Вид рас	Rbn, 30-5 435.0 Симм Н	Rbtn, 316 8 Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. Ер, мг эоссо верх 5.00	а Вид б	Низ	ирека , коо про - Y (В	диагр 22 оны 1500 Непр -	с_р 1800 435.0 - Шаг -	с_b звоо знач -	с_ь 1000 53, К. 1.00 Дли 0.00	. Рас КРД	C D m 36 Ly 0.00	Lz 0.00	СП 63.1333 нал. со. селоност СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Продольная едоль У Поперечная арматура Продольная х А5 Ез 200 Ras 500 СП 63.1333 СП 63.1333 СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Пар. СП 63.1333 Продольная едоль У Поперечная арматура СП 63.1333 Продольная едоль У Поперечная арматура СП 63.1333 Продольная едоль У Поперечная арматура СП 63.1333 Продольная едоль У Поперечная арматура	225 (9/1a) 30000.00 1.55 1.55 0.2012/2018 aarsee ASOOC (ASOOC
Соз	эн Название Атура Развание СТЕРЖЕН Название	Класс 225 Вид рас Балка А Вид рас	Rbn, 30:5 Ra, MfL 435.0 Симм Н	Rbtn, 305 а Rsw, . 300.0 Низ (5.00	. Еb, Mr 20000 2000 2000 	а вид б Вал в Азулас Бок (5.00	Низ*	му Р во.о в Про	диагр 220 мн 1500 - нерх Ү	с_р звоо 435.0 - 1 кв.м	с_ь зоо.о Знач -	с_ь 1000 31, К. 1.00 Дли 0.00	. S2, к 1.00 . Рас КРД	C D m 36 Ly 0.00	Lz Umar/A.	СП 63.1333 нам СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Назе ПРОДОЛЬНАЯ БДОЛЬ Х ПРОДОЛЬНАЯ БДОЛЬ У ПОСОДОЛЬНАЯ БДОЛЬ У Посеречная арматура Продольная X A5 Ев 200 Rs 433 Разоная 300 СП 63.1333	223 (941а) 30000.00 1.55 1.55 0.2012/2018 авние ра I типа А500 d В5000 c 000 d=104 0000.00 0.00 5.00
Соз	эн Название Катура Название Пластин Название	Класс 1925 Вид рас Балка А Вид рас	Rbn, 30-5 435.0 Симм Н	Rbtn, зна а Rsw, . зоо.о Низ (5.00	. ер, мг возоо Верх 5.00 Низ X (а вид б Re, N 435. Бок (5.00	н Мали Рос. Ила Res о 30 II пр	ррелани (1000 р. 1000 р. 100	диагр 22 ст. н. 3500 Непр -	с_р звоо яз., мпа 435.0 - - 1 кв.м	с_ь 1001 Rsw, 300.0 Знач -	с_ь 1000 51, К. 1.00 Дли 0.00	. Рас КРД	C D m 3.6 Ly 0.00	Lz 0.00	сп 63, 1333 на во на в	223 (УЧта) 30000.00 1.55 1.55 1.55 2.00 1.05 1.05 2.00 1.05 2.00 1.05 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2
Солуни, я 1(1) 4 Соз	эн Название Катура Название СТЕРЖЕН Название	Класс 025 82 Пр Азоо Балка Вид рас Балка Вид рас	Rbn, 30-5 Ка, МПи 435.0 Синм Н	Rbtn, 305 100,000 Низ (5.00	. ев, мг	а вид б Ra, N 435. Бок (5.00	н. На Ипа Р.е. О Зс П пр	му р юо.о в Про - Y (В	диагр 225 ли 1500 - нерх Ү	с_р.,, звоо яз.о Шаг.,, -	с_ь 1-00 Rзw, 300.0 Знач -	с з.соо с з.соо дли 0.00	. Рас КРД	C D m 36 Ly 0.00	Lz 0.00	СП 63.1333 нало на	223 04/1a) 30000.00 1.55 0.2012/2018 aassee pa I Twna ASOOC c ASOOC c BSOOC c BSOOC c 0000 cl04 0000 cl0.00 0.00 5.00
Соз Соз	эн Название АТУРА Развание СТЕРЖЕН Название	Класс 1925 Вид рас Балка А Вид рас	Rbn, 1857 1857 1857 1857 1857 1857 1857 1857	выел, в Rsw., 300.0 Низ (5.00	. ер, мг восоо	а вид б Вал в Вал в	н Малла 20 Ила Res 0 30 III пр -	м р м р про -	диагр 2 к ли 1500 Непр -	G_b 1800 1 кв.м	с_ь зеоо звач -	ярон ясон	относ во.оо 	Ly 0.00	Lz 0.00	СП 63.1333 нарон пар. СП 63.1333 Назе СП 63.1333 Назе Пар. СП 63.1333 Назе СП 63.135 Назе СП 63.135 Назе	223 041a) 30000.00 1.55 0.2012/2018 aassee pa I Twina ASOOC d BSOOC d DOC d=104 0000 d=109 0000 d=109 1.00 5.00 1.00 1.00 1.00
berc	эн Название АТУРА Название ПЛАСТИН Название	Класс 225 Вид рас Балка Вид рас	Rbn, 1850 Ка, МПи 435.0 Сием Н	Rbm, но зоо.о. Низ (5.00	. ер, мс воссо воссо якупа акоо Верх 5.00	а вид б	Ma Arba 220 Arba Res 0 30 II np -	риали р м	20 August 20 Aug	G_b 1:00 8:00 4:35.0 1:KB.N	а.ь 2000 300.0 3нач - -	с.,ь., зкоо Дли 0.00	1.00 52, к	C D m 2 Ly 0.00 Henpo	Lz 0.00	СП 63.1333 нато на балосо СП 63.1333 Нато на балосо СП 63.1333 Нато на балосо Армату ПРОДОЛЬНАЯ ВДОЛЬ У Продольная сдоль У Поперечная арматура Продольная х А5 Еs 200 Rs 433 Rsn 500 Rs 433 СП 62 ГС 10	223 (941а) 30000.00 1.55 0.2012/2018 ание ра I типа А5000 с В5000 с В5000 с В5000 с 0.00 5.00 1 1 1 1 1 1 000 000
Соз Соз	он Название	Класс 025 Вид рас Балка Вид рас	Rbn, 1950 Ra, МП 435.0 Сиям H	Вату но зос.0 Низ (5.00	. шь, не по в 20000	а вна б к Ra, к. 435. Бок (435.	Page 200 11 mp -	риали р м	242 4447	G_b E001 E00	я. воо знач . II пре	а.р., ко	<u>82, и</u> 1.00 Рас КРД	с D m 16 Цу 0.00	Lz 0.00	СП 63.1333 нарон нар	225 041a) 30000,00 1.55 0.2012/2018 aassee pa I Twna AS00C AS00 d BS00C c 000C d=104 0000.00 0.00 5.00 1 ✓ [1 ✓]
Cost	он Название ПЛАСТИН, Название ПЛАСТИН, Название	Класс 1225 Вид рас Балка А Класс Класс Класс Класс	Rbn, 1959 Ra, MTU 1950 Cont H	Вату в C в С в Rawy, зоо. 445 (5.00	. въ. му пр. в 20000	а вна б к Ra, к Бок (Бок (Верх X .	Mana 220 Arta Reco 30 II np	риали (м.,, В про, В г у (, В	Днагр 22 и ин- ст пе 19 и ин- ст пе 19 и ин- ст пе 19 и ин- ст пе 19 и ин- 19	G_b E001 E00	Rew, 300.0	с ь	оринас 1.000 	C Dm n 2 10 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	ВЕ2 10.00 1 N 1 LZ 0.00 	СП 63.1333 нато на странова СП 63.1333 Назе СП 63.134 СП 63.134 Назе СП 63.134 Продольная Кала СП 63.134 Продольная СП 63.144 Продольная СП 63.144 Продольная СП 63.144 Продольная СП 63.144 Продольная СП 63.144 Продольная СП 63.1444 Продольная СП 63.14444 Продольная Продольная СП 63.14444 Продольная СП 63.	223 04/1a) 30000.00 30000.00 1.55 0.2012/2018 1.55 0.2012/2018 1.55 0.2012/2018 1.55 0.2012/2018 1.55 0.2012/2018 1.55 0.2012/2018 1.55 0.2012/2018 1.55 0.2012/2018 1.55 0.2012/2018 0.00
Соз Соз	эн Название Название СТЕРЖЕН Название	Класс 1225 Вид рас Балка Вид рас Балка Класс 1225	Rbn, 118.1 435.0 Сиян H	Выту в Са зос. 4443 (5.00	. ер. ни пр. на 2000 в 20000 в 20000 в 20000 в 2000 в 20	а вна б Верх X . а Вид б	Manuel 200	рка /	аднагр ст па нерх Ү	G_b 1000 100	с. II пре	с з.соо Дли 0.00 с.д Пр	 Относ 92. 1.00 92. 1.0	SEY	ВЕ 2 1000 100 1000 1	СП 63.1333 нарон пар. СП 63.1333 Назе СП 63.134 Продольная доль У Продольная Т. СП Козффициент из г. СП Козффициент и т. СП Козффициент из г. СП Козффициент и т. СП Козфициент и т. СП Козфрициент и т. СП СОЗЕ СОЗ	223 041a) 30000.00 1.55 0.2012/2018 ание ра I типа А 5000 с А 5000 с В 5000 с В 5000 с В 5000 с В 5000 с В 5000 с С 0000 с 1
Соз с Соз с с с с с с с с с с с с с	эн Название Катура Название Пластин Название	Класс 825 Класс 825	Rbn, 1953 435.0 Сиям H	Выту но зосо д. П Rbtn, 1.5	. ер, не не колони на не коло На не колони на не кол	а вна б к Re, N. Бок (5.00 Верх X.	Малон 22 Агла Вев 25 ПП пр	ме / Y (В рка /	Диагр 21 лан. 19 л	G_b 100 Re, MTa 435.0 Шаг - - 1 кв.м 1.00	е язо 3нач - . П пре G_b 1.00	с.ь 1.00 с.b 1.00	 Восо <li< td=""><td>E C C C C C C C C C C C C C C C C C C C</td><td>ВЕ2 х. № х. № 1.2 0.00 Шаг/Д. SEZ 0.00</td><td>ССП 63.1333 нало на во на во</td><td>223 (941a) 30000-00 30000-00 1.35 0.2012/2018 авние ра I типа А500C А500 d В500C d=104 000C d=104 000C d=104 0000.00 5.00 1 [000 c sosquect 1 [000 c sosquect 1] [000 c sosquect 1 [000 c sosquect 1 [000 c sosquect 1] [0</td></li<>	E C C C C C C C C C C C C C C C C C C C	ВЕ2 х. № х. № 1.2 0.00 Шаг/Д. SEZ 0.00	ССП 63.1333 нало на во	223 (941a) 30000-00 30000-00 1.35 0.2012/2018 авние ра I типа А500C А500 d В500C d=104 000C d=104 000C d=104 0000.00 5.00 1 [000 c sosquect 1 [000 c sosquect 1] [000 c sosquect 1 [000 c sosquect 1 [000 c sosquect 1] [0
Cos	234 Название Катура Название Пластин Название И	Класс Вид рас Билка Класс 825	Rbn, 1953 435.0 Сиян Н	Rbm, но зосо д. П 1.5	. ер. ни пр. ни	а Вил б Бок (Re, к. 435.) Бок (83.) Верх X .	Малон 22 4/1а Вев 23 4/1а Вев 25 11 пр - - - - - - - - - - - - -	риа / м В про - У (В рка / 2	диагр 22 лан. 500 - ерх Ү диагр 2-х ли	G_b 100 Re, MTa 435.0 Шаг - - 1 кв.м 1.00	е язо 3нач - . П пре G_b 1.00	с.ь 1.00 с.b 1.00	 Восо <li< td=""><td>E Drm 36</td><td>ВЕ2 х. N х. 1.2 0.00 Шаг/Д. SEZ 0.00</td><td>СП 63.1333 нарон нар</td><td>223 041a) 30000-00 1.55 0.2012/2018 авиче ра I типа А500C А500 d В500C d=104 0000 d0 0.00 5.00 1 [0000 c0 0.00 5.00 1 [0000 south for the second se</td></li<>	E Drm 36	ВЕ2 х. N х. 1.2 0.00 Шаг/Д. SEZ 0.00	СП 63.1333 нарон нар	223 041a) 30000-00 1.55 0.2012/2018 авиче ра I типа А500C А500 d В500C d=104 0000 d0 0.00 5.00 1 [0000 c0 0.00 5.00 1 [0000 south for the second se
Cos	эн Название Катура Название Пластин Название	Класс Вид рас Бид рас Бид рас Бид рас Бид рас Бид рас Вид рас Вид рас	Rbn, 1953 435.0 Сиям H	Врт	. ер, ни на	а Вид Б Верх X . Верх X .	Manazi 20 40 a 20 40 40 40 40 40 40 40 40 40 4	риал р м, в про - Y (В ркал /	Диагр 21 лания 1997 - 1997	G_b 100 100 100 165.4 1.00	С.р., зоо. о 3нач - С.р., I пре	с.ь 1.00 2д П; с.b	\$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60 \$2, 60	E Drm 36	BEZ N N LZ 0.00 Uar/A. SEZ 0.00	СП 63.1333 нарон нар	223 041a) 30000-00 31.55 1.55 0.2012/2018 аание ра I типа А 5000-0 А 500 d В 5000 c В 5000 c В 5000 c 0000.00 0.00 5.00 5.00

Рис. 4.12. Диалоговое окно «Материалы для расчета Ж/Б конструкций»: а – режим «Стержень»; б – режим «Бетон»; в – режим «Арматура»

После задания материалов элементам проверяем, что программа будет подбирать армирование по РСУ (а не по отдельным усилиям) и по актуальным нормам (СП 63.13330.2018), запускаем файл на расчет.

После завершения расчета перейдем на закладку «Железобетон» и проанализируем результаты конструктивного расчета.

На рис. 4.13 показана эпюра требуемого продольного армирования.



Рис. 4.13. Результаты расчета в ПК «Лира-САПР» армирования подошвы фундамента

Результаты численного и аналитического расчетов армирования фундамента имеют определенное расхождение с аналитическим расчетом [9, подразд. 7.5], которое объясняется не только разными методиками конструктивного расчета. Разница объясняется еще и тем фактом, что аналитический конструктивный расчет армирования подошвы фундамента выполняется по приближенной формуле, где вводится постоянный коэффициент 0,9. Точное вычисление высоты сжатой зоны при этом не производится.

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях арматурой из стержней Ø18 А500 с шагом 200 мм и общей площадью сечения всех стержней, равной 50,89 см².

В пособии мы не будем описывать методику проверки несущей способности фундамента по прочности, так как она полностью идентична описанной выше методике для плит и ригеля. Предлагаем студентам самостоятельно заармировать фундамент в ПК «Лира-САПР» и проверить его несущую способность.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Новые технологии проектирования в строительстве предполагают использование трехмерных информационных моделей зданий и сооружений на протяжении всего жизненного цикла. В рамках требования такого подхода к проектированию современные программные комплексы дают возможность проводить расчеты строительных конструкций по пространственным расчетным схемам с учетом нелинейностей различного типа. Но получение достоверных надежных результатов численных расчетов, выполненных по сложным математическим моделям, предполагает в первую очередь обязательное наличие у проектировщика базовых знаний, умений и навыков решения стандартных задач расчета отдельных строительных конструкций [10-13].

В связи с все более увеличивающейся долей возводимых объектов из монолитного железобетона, а также строительства высотных зданий, все больше возрастает необходимость учета физической нелинейности (нелинейной работы бетона и арматуры) и конструктивной нелинейности (в первую очередь связанной с учетом податливости основания). Для успешного решения этих задач обязательной основой является знание основных принципов реализации алгоритмов МКЭ в расчетных программных комплексах. Не менее важным требованием к квалификации проектировщика является наличие умений и навыков анализа и контроля проводимых численных расчетов. Поэтому советуем молодым специалистам не обольщаться красивыми и эффектными «картинками» (результатами расчетов), которые могут выдавать программные комплексы, а помнить, что главной целью любых расчетов строительных конструкций является получение безопасных и надежных проектных решений. А для этого приоритетной задачей для себя необходимо сделать изучение теории расчета строительных конструкций, а не функционала программных комплексов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 27751–2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения : межгосударственный стандарт : издание официальное : разработан ОАО «НИЦ «Строительство» – ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко : внесен Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство» : дата введения 2015-07-01 : переиздание, ноябрь 2019 г. / принят Межгосударственным советом по стандартизации, метрологии и сертификации 14 ноября 2014 г. № 72-П. – Москва : Стандартинформ, 2019. – 14 с.

2. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : свод правил : издание официальное : разработан АО «НИЦ «Строительство» – НИИЖБ им. А. А. Гвоздева : внесен Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство» : дата введения 2019-06-20 : актуализированная редакция СНиП 52-01–2003 / утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19 декабря 2018 г. № 832/пр. – Москва : Стандартинформ, 2019. – 118 с.

3. СП 356.1325800.2017. Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования : свод правил : издание официальное : разработан АО «АО ЦНИИПромзданий» : внесен Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство» : дата введения 2018-06-14 / утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 13 декабря 2017 г. № 161/пр. – Москва : Стандартинформ, 2018. – 118 с.

4. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия : свод правил : издание официальное : разработан ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» при участии ФГБУ «Главная геофизическая обсерватория им. А. И. Воейкова» : внесен Техническим комитетом по стандартизации

ТК 465 «Строительство» : дата введения 2017-06-04 : переиздание, март 2018 г. : актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85* / утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 3 декабря 2016 г. № 891/пр. – Москва : Стандартинформ, 2018. – 72 с.

5. Барабаш, М. С. Компьютерное моделирование в задачах строительной механики : учебное пособие / М. С. Барабаш, О. С. Городецкий, В. М. Сидоров. – Москва : АСВ, 2016. – 338 с.

6. Барабаш, М. С. Программные комплексы САПФИР и Лира-САПР – основа отечественных ВІМ-технологий : монография / М. С. Барабаш, Д. В. Медведенко, О. И. Палиенко. – 2-е издание. – Москва : Юрайт, 2013. – 366 с.

7. Барабаш, М. С. Проектирование конструкций рабочей площадки в ПК «Лира-САПР» : учебное пособие / М. С. Барабаш, М. А. Ромашкина. – Москва : АСВ, 2018. – 148 с.

8. Дзюба, В. А. Расчет сборных железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания : учебное пособие / В. А. Дзюба. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВО «КнАГУ», 2019. – 123 с.

9. Проектирование несущих конструкций многоэтажного каркасного здания : методические указания и справочные материалы к курсовому проекту по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» / составители : С. В. Горбатов [и др.]. – Москва : НИУ МГСУ, 2015. – 104 с.

10. **Чудинов, Ю. Н.** Задачи строительной механики с применением ПК «Лира-САПР». Статически определимые системы : учебное пособие / Ю. Н. Чудинов. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВО «КнАГУ», 2023. – 83 с.

11. **Чудинов, Ю. Н.** Проектирование железобетонных плит с применением ПК «Лира-САПР» : учебное пособие / Ю. Н. Чудинов. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВО «КнАГУ», 2021. – 95 с.

12. **Чудинов, Ю. Н.** Проектирование неразрезного ригеля железобетонного каркасного здания с применением ПК «Лира-САПР» : учебное пособие / Ю. Н. Чудинов. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВО «КнАГУ», 2021. – 100 с.

13. **Чудинов, Ю. Н.** Расчет строительных стержневых конструкций в ПК «Лира-САПР 2011» : учебное пособие / Ю. Н. Чудинов. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВПО «КнАГТУ», 2013. – 88 с. Учебное издание

Чудинов Юрий Николаевич

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПК «ЛИРА-САПР»

Учебное пособие

Редактор Т. И. Ивашкина

Подписано в печать 25.03.2024. Формат 60×84 1/16. Бумага 65 г/м². Ризограф ЕZ 570Е. Усл. печ. л. 7,44. Уч.-изд. л. 7,20. Тираж 44 экз. Заказ 31073.

Редакционно-издательский отдел Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Комсомольский-на-Амуре государственный университет» 681013, г. Комсомольск-на-Амуре, пр. Ленина, 27.