

Министерство образования и науки Российской Федерации

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

Кафедра «Строительство и архитектура»

Направление 08.04.01 – «Строительство»

Профиль – Обеспечение организационно-технологической деятельности в
строительстве

К ЗАЩИТЕ ДОПУСКАЮ

Заведующий кафедрой


Е.О. Сысоев

«20» 06 2016 г.

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

Исследование деформативности железобетонных конструкций
при высоком уровне напряженности

Студент группы 4ПСм-1



К.М. Дорошенко

Научный руководитель,
канд. техн. наук, доцент



В.А. Дзюба

Нормоконтролёр



А.Р. Валеев

Рецензент



Е.А. Гутник

Никитина
Елена Николаевна

Проверено

28.06.2016 Зачтено Библиотека

2016

Аннотация

Исследование деформативности железобетонных конструкций при высоком уровне напряженности

Пояснительная записка 106 с., 66 рис., 13 табл., 52 источника, 4 приложения

Выявлены актуальные проблемы в области исследования строительных конструкций, в частности железобетонных, рассмотрены некоторые современные разработки и решения данных проблем. Проведен программно-вычислительный анализ при помощи программы «ГИД» возможностей использования композитной арматуры и высокопрочных бетонов в строительных конструкциях в качестве альтернативы классическим материалам. Разработан метод нелинейного расчета статически неопределимых систем при высоких уровнях нагружения с учетом перераспределения усилий полуавтоматическим способом на основе программ «ГИД» и «ЛИРА-САПР».

Abstract

Research of deformations of reinforced concrete designs at high level of stresses

Explanatory note 106 p., 66 pic., 13 tabl., 52 sources, 4 enclosures

Actual problems in the field of research of building constructions, in particular steel concrete are revealed, some modern developments and solutions of these problems are considered. The program and computing analysis by means of the "GID" program of opportunities of use of composite armature and high-strength concrete in building constructions as an alternative to classical materials is carried out. The method of nonlinear calculation of statically indefinable systems in case of high levels of loading taking into account redistribution of efforts is developed by a semi-automatic method on the basis of the "GID" and "LIRA-SAPR" programs.

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»

Кафедра «Строительство и архитектура»

УТВЕРЖДАЮ

Зав. кафедрой

Е.О. Сысоев

« 1 » 10 2014 г.


ЗАДАНИЕ на магистерскую диссертацию

Выдано студенту Дорошенко Ксении Михайловне
Тема магистерской диссертации «Исследование деформативности железобетонных конструкций при высоком уровне напряженности»
утверждена приказом по университету № от
Срок сдачи студентом законченной работы
Исходные данные к работе Материалы обзора российских и зарубежных исследований
Перечень подлежащих разработке вопросов: 1 Обзор современных тенденций развития строительных конструкций и выявление основных направлений совершенствования.
2 Исследование возможностей применения современных материалов на примере композитной арматуры и высокопрочных бетонов с использованием программного продукта «ГИД».
3 Исследование деформативности железобетонных конструкций при высоких уровнях напряженности
4 Разработка метода расчета статически неопределимых систем с учетом перераспределения усилий при помощи современных вычислительных программ
Перечень графического материала: Рисунки: «Деформации железобетонного элемента при изгибе», «Расчетная схема нормального сечения конструкции», «Схема деформаций изгибаемого элемента по перемещениям продольных волокон», «Схема деформаций изгибаемого элемента по перемещениям продольных волокон», «Вид окна из ПК «ЛИРА-САПР» для задания параметров сечения с учетом нелинейности материала», «Пример в ПК «ЛИРА-САПР» графиков деформаций (по перемещениям, мм), экспоненциальный закон», «Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и при растяжении», «Влияние скорости нагружения образца на форму кривой и

параметрических точек диаграммы деформирования бетона при сжатии», «Зависимость $\sigma_b - \epsilon_b$ для бетонов разной прочности», «Общий вид окна программы «Гид»», «Взаимосвязь предела прочности на сжатие и эквивалентного водоцементного отношения в высокопрочном бетоне», «Деформации стальной и композитной арматуры», «Диаграмма зависимости «момент – кривизна» для ж/б балки с арматурой класса А400 (бетон В20) из «Гид»», «Диаграмма зависимости «момент – кривизна» для изгибаемого элемента с композитной арматурой (бетона В20) из «Гид»», «Касательная к кругу кривизны и угол», «Кривизна оси балки и касательная к ней», «Разбиение методом сеток», Схема установки опытного образца для определения прогибов», «Интерфейс программы PhotoDim 2D», «Расположение фотометок на образце в процессе нагружения», «Схема испытательного стенда для определения прогибов», «Схема расположения точек перемещения в зоне чистого изгиба», «Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и при растяжении согласно строительным нормам», «Пример определения новых жесткостей для каждого элемента (1, 2, 3, N) в зависимости от усилий, полученных в ПК «ЛИРА-САПР»», «Общий вид рассчитываемой рамы», «Задание начальных параметров для элементов», «Результат упругого расчета в «ЛИРА-САПР», «Перераспределение усилий при начальной нагрузке (по предложенным рекомендациям)», «Исходная расчетная схема неразрезной балки», «Упругий Расчет без перераспределения усилий», «Перераспределение усилий по начальной сосредоточенной нагрузке 438 кН», «Нарращение нагрузки до 464,4 кН», «Нарращение нагрузки до 479,6 кН», «Нарращение нагрузки до 481,1 кН (нисходящая ветвь)»

Таблицы: «Сравнительная характеристика металлической и неметаллической арматуры», «Требования к физико-механическим характеристикам композитной арматуры», «Области применения композитной арматуры», «Пластификаторы для получения высокопрочных бетонов», «Краткая характеристика состава высокопрочного бетона», «Примеры состава высокопрочной бетонной смеси (для классов С70 и С80)», «Технические характеристики стальной и композитной арматуры», «Деформативные характеристики композитной арматуры», «Сравнение стоимости А-400 и АУК», «Результаты расчетов по двум методам», «Необходимые параметры для расчета жесткости элементов», «Результаты расчетов по нескольким этапам нагружения рамы», «Результаты нелинейного расчета неразрезной балки»

Задание принял к исполнению  « 1 » 10 201 4 г.
(подпись)

Научный руководитель,  Азубов В.А.
(подпись) (Ф.И.О.)

должность, ученая степень доцент, к. т. н.
« 1 » 10 201 4 г.

Содержание

Введение.....	6
1 Совершенствование методов расчета железобетонных конструкций....	10
1.1 Современные тенденции развития строительных конструкций.....	10
1.2 Новые методы расчета железобетонных конструкций.....	15
1.3 Расчет несущих систем зданий с учетом физической нелинейно- сти.....	23
1.4 Экспериментальные основы исследования деформаций железобе- тонных конструкций при высоких уровнях напряжений.....	28
Выводы к первой главе.....	33
2 Исследование применения композитной арматуры и высокопрочных бетонов в строительных конструкциях.....	34
2.1 Особенности стеклопластиковой арматуры и ее применение в не- сущих конструкциях.....	34
2.2 Рекомендации по расчету конструкций с композитной арматурой..	38
2.3 Применение бетонов высокой прочности в железобетонных кон- струкциях.....	41
2.4 Возможности использования композитной арматуры в несущих строительных конструкциях с бетонами высокой прочности.....	47
Выводы ко второй главе.....	52
3 Исследование деформаций железобетонных конструкций при высо- ких уровнях напряжений.....	53
3.1 Определение кривизны при изгибе методом конечно-разностной аппроксимации.....	53
3.2 Вычисление кривизны методом конечно-разностной аппроксима- ции	57
3.3 Вычисление кривизны при неупругих деформациях конструкций численными методами.....	60
Выводы к третьей главе.....	67

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		4

4 Исследование деформативности статически неопределимых железобетонных конструкций при высоких уровнях напряжений.....	68
4.1 Статически неопределимые системы и перераспределение усилий в них.....	68
4.2 Порядок нелинейного расчета статически неопределимой рамы при помощи программ ЛИРА-САПР и ГИД.....	69
4.3 Расчет статически неопределимой рамы предложенным методом...	75
4.4 Расчет неразрезной балки предложенным методом.....	85
Выводы к четвертой главе.....	89
Заключение.....	90
Список использованных источников.....	93
Приложение А (обязательное).....	100
Приложение Б (обязательное).....	104
Приложение В (обязательное).....	105
Приложение Г (обязательное).....	106

Актуальность исследования. Увеличение плотности городской застройки и развитие производственной сферы приводят к совершенствованию конструктивных схем, особенно применительно к большепролетным и высотным зданиям.

Основное направление, которое является целью современных исследований по направлению «строительство» – это повышение надежности и качества проектных решений и получение экономичных конструктивных решений. Совершенствование строительных конструкций наиболее активно развивается в следующих направлениях:

- применение автоматизированных средств проектирования и расчетов строительных конструкций с использованием современного программного обеспечения на основе реальных физических моделей;

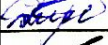
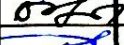



- применение и разработка новых материалов и технологий, обеспечивающих функциональность зданий и сооружений с учетом экономической целесообразности;

- разработка новых конструктивных решений, которые позволяют повысить надежность и снизить затраты на материалы и производство работ.

При разработке новых материалов особое внимание уделяется повышению прочности несущих конструкций с сохранением экономической эффективности применения данных материалов. Современные разработки направлены на улучшение несущей способности и долговечности материала посредством изменения химического состава или поиска новых материалов, способных составить конкуренцию классическим.

Железобетонные конструкции широко используются в качестве несущих в зданиях и сооружениях уже около 150 лет. Этот материал стал заменой затратным материалам из природного камня и кирпича, имея ряд положительных прочностных свойств. Однако данный материал,

4ПСм1.1.00.000000ПЗ

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Разраб.		Дорошенко К.М.			Введение	Лит.	Лист	Листов
Провер.		Дзюба В.А.					6	106
Реценз.		Гутник Е.А.				Кафедра СИА		
Н. Контр.		Валеев А.Р.						
Утверд.		Сысоев Е.О.						

заменой затратным материалам из природного камня и кирпича, имея ряд положительных прочностных свойств. Однако данный материал, как и многие другие, является неупругим.

До последнего времени строительные нормы предполагали расчеты несущих систем железобетонных конструкций как упругих систем. В действующем с 2013 года СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции» рекомендуется учет нелинейности материала. При проектировании несущих систем во второй половине XX века проводились исследования нелинейности железобетона опытным путем, однако до настоящего времени не было предложено точных рекомендаций без использования эксперимента. Поэтому разработка методов расчета нелинейных материалов без идеализированных диаграмм, предлагаемых ранее нормами, является актуальной.

Целью диссертационной работы является:

Разработка метода расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий (нелинейный расчет), выявление возможностей применения современных программных комплексов на основе исследований двух современных материалов – композитной арматуры и высокопрочного бетона в строительных конструкциях.

Теоретической и методологической основой исследования послужили разработки других ученых университета в области деформативности железобетона, а также методы практического и теоретического анализа железобетонных конструкций, в частности статически неопределимых. В процессе работы над диссертацией изучены работы российских, зарубежных ученых, посвященные вопросам исследования железобетонных конструкций и развитию современного домостроения. Наибольшее влияние на выполненное исследование оказали труды Карпенко Н.И., Байкова В.И., Дзюбы В.А., Глушаковой Ю.С.

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		7

Информационной базой для доказательства основных положений исследования явились законодательные и нормативные акты в области проектирования железобетонных конструкций

Автор защищает: новую методику расчета статически неопределимых систем с учетом перераспределения усилий в них; расчет кривизны при изгибе конструкции методом конечно-разностной аппроксимации; результаты исследования возможностей использования композитной арматуры в качестве альтернативы металлической, в том числе с высокопрочными бетонами; возможности практического применения программного продукта «ГИД», созданного учеными Глушаковой Ю.С. и Дзюбой В.А.

Научную новизну работы составляют: применение на практике программы «ГИД», созданной на базе университета при проверке гипотезы о возможности использования композитной арматуры в качестве альтернативы металлической в сочетании с различными классами бетона, разработке метода расчета статически неопределимых систем с учетом перераспределения в них усилий.

Практическая ценность: новый метод расчета статически неопределимых систем с учетом физической нелинейности железобетона, как того требует СП, с практическим применением новой программы «ГИД». Использование метода конечно-разностной аппроксимации для определения кривизны при изгибе и получения полной диаграммы «момент-кривизна». Разработки могут быть использованы в дальнейшем при разработке автоматического нелинейного расчета, учитывающего реальную диаграмму деформативности и перераспределение усилий в конструкциях.

Апробация работы и публикации

Основные положения диссертации опубликованы в пяти научных статьях. Материалы диссертации доложены и апробированы на четырех конференциях:

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		8

- Международная научно-практическая конференция «Региональные аспекты развития науки и образования в области архитектуры, строительства, землеустройства и кадастров в начале III тысячелетия». Научные чтения, посвященные памяти проф. А.П. Сапожникова (Комсомольск-на-Амуре, 28-29 ноября, 2014г.);

- Международная научно-практическая конференция «Архитектура, строительство, землеустройство и кадастры на Дальнем Востоке в 21 веке» (Комсомольск-на-Амуре, 22-24 апреля 2015 г.);

- Международная научно-практическая конференция «Региональные аспекты развития науки и образования в области архитектуры, строительства, землеустройства и кадастров в начале III тысячелетия». Научные чтения памяти профессора В.Б. Федосеенко (Комсомольск-на-Амуре, 26-27 ноября 2015 г.);

- Международная научно-практическая конференция «Архитектура, строительство, землеустройство и кадастры на Дальнем Востоке в XXI веке», (Комсомольск-на-Амуре, 20-21 апреля 2016 г.).

Настоящая работа выполнена в 2014-2016 годах на кафедре «Строительство и архитектура» факультета кадастра и строительства КнАГТУ под руководством к.т.н., доцента В.А. Дзюбы.

Структура и объем работы. Магистерская диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка использованных источников (52 источника) и приложений (4 приложения). Основной текст изложен на 106 страницах, содержит 13 таблиц и 66 рисунков.

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
						9
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

1 Совершенствование методов расчета железобетонных конструкций

1.1 Современные тенденции развития строительных конструкций

Увеличение плотности городской застройки и развитие производственной сферы приводят к совершенствованию конструктивных схем, особенно большепролетных и высотных зданий. Кроме того, активно набирает оборот использование зарубежных технологий и решений, которые еще не получили нормативно-правовой поддержки со стороны РФ.






Основной критерий, который является целью современных исследований по направлению «строительство» – это повышение надежности и качества проектных решений и получение экономических конструктивных решений. Совершенствование строительных конструкций наиболее активно развиваются в следующих направлениях:

- применение автоматизированных средств проектирования и расчетов строительных конструкций с использованием современного программного обеспечения на основе реальных физических моделей (как зарубежных, так и отечественных);

- применение и разработка новых материалов и технологий, обеспечивающих функциональность зданий и сооружений с учетом экономической целесообразности;

- разработка новых конструктивных решений, которые позволяют повысить надежность и снизить затраты на материалы и производство работ.

При разработке новых материалов особое внимание уделяется повышению прочности несущих конструкций с сохранением экономической эффективности применения данных материалов. Современные разработки

					4ПСм1.1.00.010000ПЗ			
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Разраб.		Дорошенко К.М.			1 Совершенствование методов расчета железобетонных конструкций	Лит.	Лист	Листов
Провер.		Дзюба В. А.					10	106
Реценз.		Гутник Е.А.				Кафедра СИА		
Н. Контр.		Валеев А.Р.						
Утверд.		Сысоев Е.О.						

направлены на улучшение несущей способности и долговечности материала посредством изменения химического состава или поиска новых материалов, способных составить конкуренцию классическим.

Железобетонные конструкции широко используются в качестве несущих в зданиях и сооружениях. Железобетону уже около 150 лет. Этот материал стал заменой затратным материалам из природного камня и кирпича, имея ряд положительных прочностных свойств. Сущность железобетона, как известно, заключена в том, что бетон работает на сжатие, а арматура на растяжение. Две основные составляющие железобетона компенсируют в совместном исполнении достаточно высокие напряжения, что позволяет в целом конструкции оставаться длительное время работоспособной.

Актуальные научные направления в исследовании железобетонных конструкций следующие:

- теоретические вопросы сопротивления бетона и железобетона, в том числе с учетом физической нелинейности;
- прочность нормальных сечений;
- прочность наклонных сечений;
- прочность пространственных сечений;
- реологические свойства железобетона;
- трещиностойкость конструкций;
- деформативность конструкций;
- железобетонные конструкции при динамических воздействиях: циклических, особых динамических воздействий аварийного характера;
- арматура для железобетонных конструкций;
- новые виды бетонов и конструкции из них. [1]

В области железобетонных конструкций сегодня развитие проходит в следующих направлениях:

- Эффективное армирование, в том числе поверхностное армирование сетками с применением арматурной стали классов А500С и В500С и высокопрочных бетонов, муфтовое сопряжение арматурных стержней и т.п.

					4ПСМ1.1.00.010000ПЗ	Лист
						11
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

- Совершенствование сборно-монолитного строительства.
- Применение энергоэффективных многослойных стеновых панелей, в том числе двуслойных элементов с использованием полистиролбетона или ячеистого бетона и других бетонов.
- Внедрение анкерных устройств в узлах сопряжения элементов: анкерных болтов малой высоты с анкерровкой в тело колонн; петлевых арматурных и тросовых соединений в сборном панелестроении и др.
- Совершенствование безбалочных перекрытий.

Основным направлением для разработок в области стальных конструкций является создание легких конструкций с повышенной прочностью, совершенствование большепролетных покрытий и так далее.

Первые безбалочные каркасы [2] строились с капителями, так как стык «колонна-плита» самый опасный в такой конструкции. Наиболее распространенные типы капителей представлены на рисунке 1.1. Первый тип – с надкапитальной плитой, второй – с изломом, третий – прямая капитель.

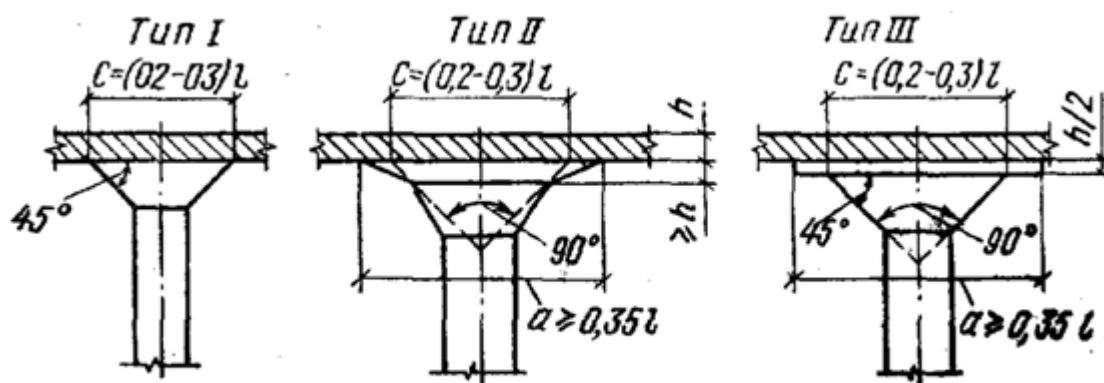


Рисунок 1.1 – Типы капителей в безбалочном каркасе.

Однако капительные каркасы не вполне удобны в техническом плане. Поэтому первые разработки по устранению капителей свелись к следующим решениям:

- скрытые капители (капитель изготовлялась из стали) (рисунок 1.2);
- использование металлических «воротников» (рисунок 1.3).

Вопросу совершенствования безбалочных перекрытий в 2002 г. уделил ученый Самарской государственной архитектурно-строительной академии Мурашкин В.Г. [3] Исследователь предложил решения по укреплению стыков «колонна-плита» при помощи различных вариантов армирования:

- с «подвесками» (рисунок 1.4);
- с «жесткими вставками» (рисунок 1.5).

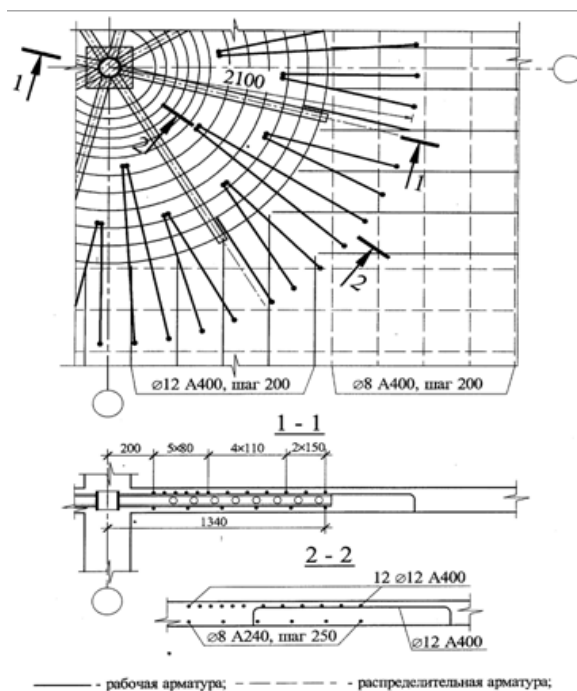


Рисунок 1.2 Пример скрытой капители

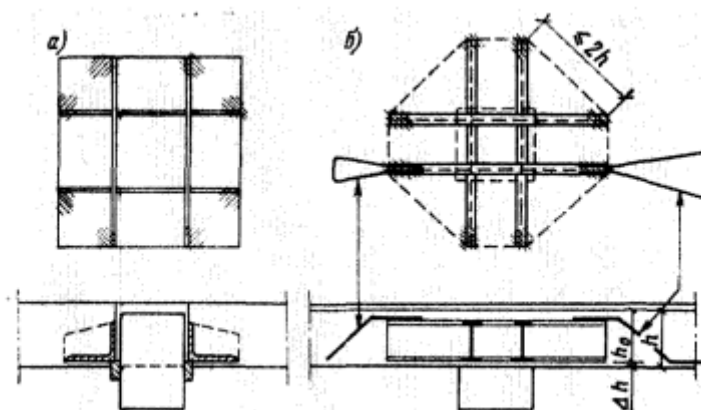


Рисунок 1.3 Схемы стальных воротников:
а) из листовой стали; б) из профилированной стали.

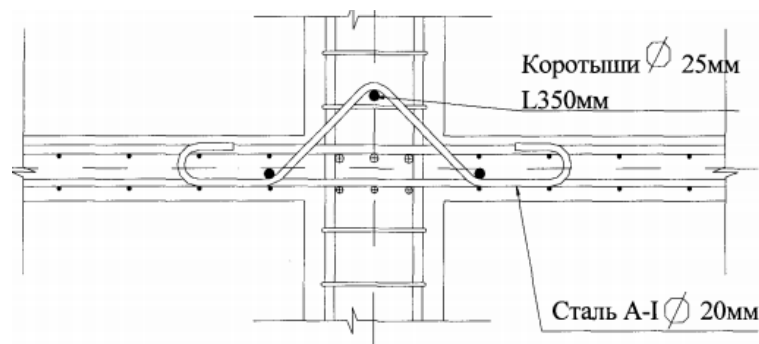


Рисунок 1.4 Пример армирования стыка колонны и плиты с помощью «подвесок» (по методу Мурашкина В.Г.)

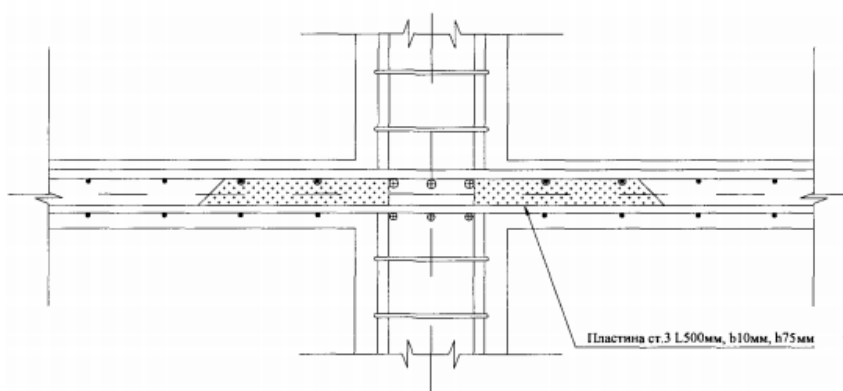


Рисунок 1.5 Пример армирования стыка колонны и плиты с помощью «жестких вставок» (по методу Мурашкина В.Г.)

Помимо Мурашкина В.Г. исследованиями в области совершенствования безбалочных монолитных перекрытий в XXI веке занимались такие ученые как Клепцов В.А. (в 2005 г.), Сивчук Н.А. (2005г.), Самохвалова Е.О. (2009г.) и другие.

Неизменной остается разработка и внедрение новых материалов, позволяющих повысить качество и стать альтернативой классическим материалам. Одним из таких материалов сегодня является композитная арматура, появившаяся сравнительно недавно – в 50-х годах прошлого столетия. Причиной создания данного материала стала необходимость в разработке более экологичной и коррозионностойкой альтернативы стальной арматуре. В качестве основной составляющей были взяты полимерные смолы, которые обладают большей прочностью, чем сталь.

Изготовление высокопрочных бетонов также позволило создавать более качественные конструкции в сфере высотного строительства и уникальных сооружений (например, комплекс «Москва-сити»). Высокопрочный бетон в строительстве зданий и сооружений имеет ряд положительных моментов в сравнении с подобными конструкциями или изделиями, изготовленными из бетона с обычной прочностью:

- выше прочность конструкции;
- меньший вес конструкции [4].

Разработка программного обеспечения для проектирования и расчетов строительных конструкций также не стоит на месте. Сегодня среди наиболее используемых программных пакетов выделяются продукты Autodesk и ЛИРА-САПР.

Конкуренцию зарубежному Autocad от Autodesk составляют такие российские аналоги как «Компас 3D» от АСКОН, Nanocad и прочие ПО, имеющие свои положительные и отрицательные стороны.

Особенную популярность среди ПО для расчета конструкций обрела Lira-SAPR, создатели которой и по сей день работают над совершенствованием программы. Первый выпуск «Лиры» прошел в 1963 г. В 2010 г. команда создателей «Лиры» разделилась, что привело к образованию «ЛИРА-САПР» и «Лиры софт» [5].

1.2 Новые методы расчета железобетонных конструкций

Согласно СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [6] основные требования, которым должны удовлетворять БК и ЖБК следующие:

- надежность по безопасности;
- надежность по эксплуатационной пригодности;
- долговечность.

					4ПСМ1.1.00.010000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		15

Существует три классических метода расчета железобетонных конструкций:

- по предельным состояниям;
- по допускаемым напряжениям;
- по разрушающим нагрузкам.

Исторически самым первым методом расчета железобетонных конструкций сложился метод по допускаемым напряжениям. Ведется на основе II стадии напряженно-деформированного состояния со следующими допущениями:

- 1) Бетон растянутой зоны не работает, растягивающее напряжение воспринимается арматурой;
- 2) Бетон сжатой зоны работает упруго, а зависимость между напряжениями и деформациями линейная согласно закону Гука;
- 3) Нормальные к продольной оси сечения плоские до изгиба остаются плоскими после изгиба, т. е. действует гипотеза плоских сечений.

В основу метода по допускаемым напряжениям также положена II стадия НДС со следующими допущениями:

- 1) Бетон – упругий однородный материал;
- 2) В сжатой зоне принимается треугольная эпюра напряжений;
- 3) В растянутой зоне работа бетона не учитывается, а все растягивающие усилия принимает арматура;
- 4) Считается справедливой гипотеза плоских сечений и закон Гука, а модуль упругости сжатого бетона принимается постоянным, не зависящим от величины напряжений [7].

Сущность метода расчета по предельным состояниям является продолжением метода по разрушающим усилиям. При расчете по данному методу устанавливаются предельные состояния конструкции, и вводится система коэффициентов надежности, которая гарантирует работу конструкции от наступления этих состояний при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок.

					4ПСм1.1.00.010000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		16

Однако известно, что все эти методы не позволяют до конца реально оценить возможности железобетона, ведь на самом деле он не является упругим материалом и сам по себе не может полностью следовать закону Гука (лишь на ранних стадиях он работает линейно). Поэтому сегодня учеными разрабатываются новые методы и методики расчетов строительных конструкций (в частности и железобетонных), в основе которых лежат классические законы.

В СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции» нелинейный расчет конструкции проходил по двум стадиям деформирования элементов – до и после образования трещин. При этом после образования трещин использовалась модель анизотропного тела общего вида (рисунок 1.7), то есть тела с неоднородными механическими свойствами по разным направлениям. При этом учитывалось влияние следующих факторов:

- угол наклона трещин к арматуре и схема пересечения трещин;
- раскрытие трещин и сдвиг;
- жесткость арматуры (осевая и тангенциальная);
- жесткость бетона (между трещинами и в трещинах);
- частичное нарушение совместности осевых деформаций арматуры и бетона между трещинами.

В модели деформирования неармированных элементов с трещинами учитывается лишь жесткость бетона между трещинами. В случаях возникновения наклонных трещин следует учитывать особенности деформирования бетона над наклонными трещинами.

При этом учитывается также, что:

- сечения после деформаций остаются плоскими;
- наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $2R_{bt}/E_b$;
- напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учетом упругих (а в некоторых случаях и неупругих) деформаций бетона;

					4ПСм1.1.00.010000ПЗ	Лист
						17
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

- напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны R_{bt} . [7]

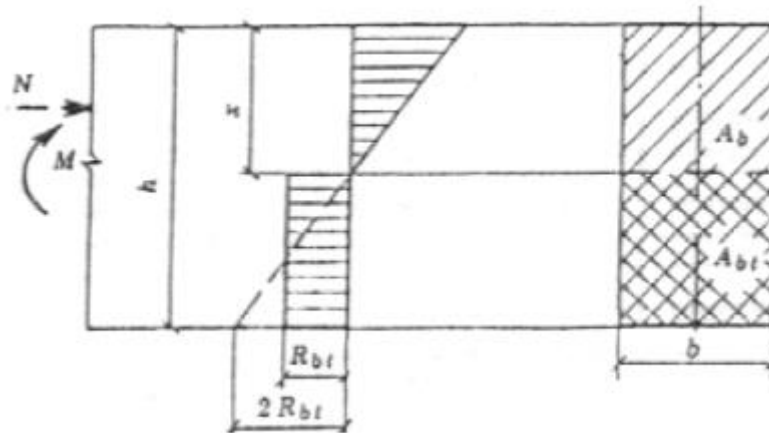


Рисунок 1.6 - Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого (внецентренно сжатого) бетонного элемента, рассчитываемого по прочности с учетом сопротивления бетона растянутой зоны

СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» предлагает расчет прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели (рисунок 1.9) с использованием уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении конструкции. Основные положения, которых придерживаются при таком расчете, следующие:

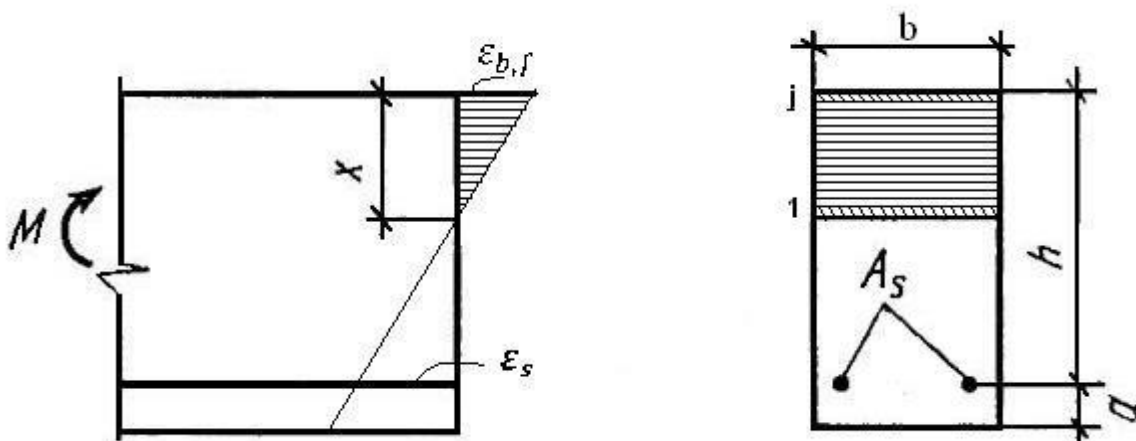


Рисунок 1.7 - Деформации железобетонного элемента при изгибе

- принимают гипотезу плоских сечений, то есть деформации бетона и композитной арматуры подчиняются линейному закону;

- определяют диаграмму деформирования бетона и арматуры, показывающую связь «напряжение-деформация»;

- сопротивление композитной арматуры принимается равным 0 [6].

Рассматривается нормальное сечение, разделенное условно на бесконечно малые участки в соответствии с характером напряжения. При косом внецентренном сжатии/растяжении и косом изгибе – по высоте и ширине сечения. При внецентренном сжатии/растяжении и изгибе – только по высоте сечения.

При использовании деформационной модели принимают следующие положения:

- напряжения, продольная сила, деформации бетона и арматуры в сжатой зоне бетона принимаются < 0 ;

- напряжения, продольная сила, деформации бетона и арматуры в растянутой зоне бетона принимаются < 0 ;

- сжимающие напряжения в композитной арматуре не учитываются.

На рисунке 1.8 представлена расчетная схема нормального сечения конструкции с металлической арматурой [6]. Начало системы координат ХОУ назначается произвольно в пределах сечения.

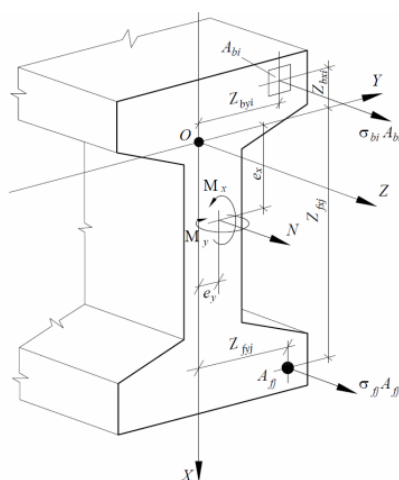


Рисунок 1.8 Расчетная схема нормального сечения конструкции

В общем случае (рисунок 1.8) определяют изгибающие моменты на основе уравнений равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении конструкции, распределение деформаций по сечению конструкции и зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и неметаллической арматуры.

По рисунку 1.8 приняты следующие обозначения:

M_x и M_y – изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных осей, определяемых по формулам:

$$M_x = M_{xd} + N \cdot e_x, \quad (1.1)$$

$$M_y = M_{yd} + N \cdot e_y, \quad (1.2)$$

где M_{xd} и M_{yd} определяются из статического расчета;

N – продольная сила от внешней нагрузки;

e_x , e_y – расстояния от точки приложения продольной силы N до соответствующих выбранных осей;

A_{bi} , Z_{bxi} , Z_{byi} , σ_{bi} – площадь, координаты центра тяжести i -го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

A_{fj} , Z_{fxj} , Z_{fyj} , σ_{fj} – площадь, координаты центра тяжести j -го стержня композитной арматуры и напряжение в нем;

$$\sigma_{bi} = E_b \cdot v_{bi} \cdot \varepsilon_{bi}, \quad (1.3)$$

$$\sigma_{fj} = E_{fj} \cdot \varepsilon_{fj}, \quad (1.4)$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона;

E_{fj} – модуль упругости j -го стержня композитной арматуры;

v_{bi} – коэффициент упругости бетона i -го участка.

Деформации по сечению конструкции определяются через кривизну по следующим уравнениям:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + 1/r_x \cdot Z_{bxi} + 1/r_y \cdot Z_{byi}, \quad (1.5)$$

$$\varepsilon_{fj} = \varepsilon_0 + 1/r_x \cdot Z_{fxj} + 1/r_y \cdot Z_{fyj}, \quad (1.6)$$

где $1/r_x$ и $1/r_y$ кривизны продольной оси в рассматриваемом сечении в плоскостях изгибающих моментов M_x и M_y ;

										Лист
										20
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	4ПСМ1.1.00.010000ПЗ					

ε_0 – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке 0). [6]

Расчет деформаций предлагается производить по двум видам:

- по перемещениям каждой точки продольного волокна изгибаемого элемента (рисунок 1.9);
- по углам поворота каждого поперечного сечения изгибаемого элемента (рисунок 1.10).

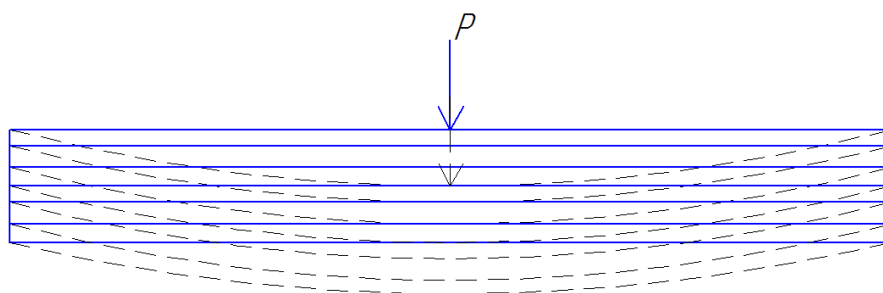
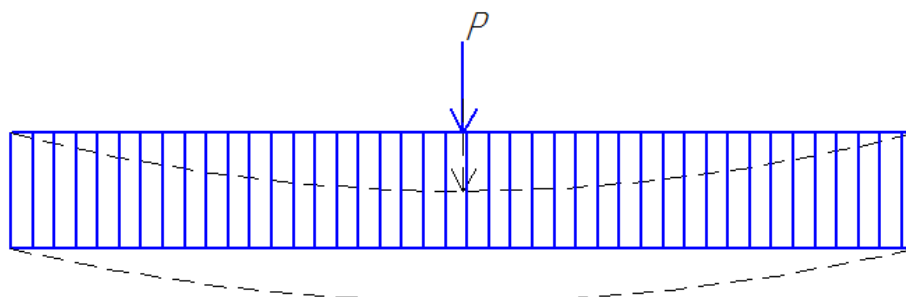


Рисунок 1.9 - Схема деформаций изгибаемого элемента по перемещениям продольных волокон (вертикальные перемещения)

а)



б)

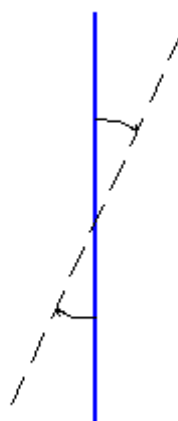


Рисунок 1.10 - Схема деформаций изгибаемого элемента по перемещениям поперечных волокон (угловые перемещения)

а) – общий вид; б) – выделенный малый элемент

										Лист
										21
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	4ПСМ1.1.00.010000ПЗ					

Одним из самых распространенных методов расчета строительных конструкций на сегодняшний момент является метод конечных элементов, позволяющий наиболее точно оценить прочность конструкции. Данный метод основан на идее аппроксимации непрерывной функции (в физической интерпретации – температуры, давления, перемещения и т.д.) дискретной моделью, которая строится на множестве кусочно-непрерывных функций, которые и называются конечными элементами [8].

В 2003 г. Крылов С.Б. в своей научной работе «Расчет железобетонных конструкций методом гладко сопряженных элементов на основе точных частных решений» [9] предложил метод расчета железобетонных конструкций с применением аппроксимирующих функций с ограниченной областью определения. Данный метод основан на методе конечных элементов и представляет собой следующий алгоритм:

«1. Рассчитываемая конструкция (расчетная схема) разбивается на отдельные элементы.

2. В задачах статики в качестве искомой функции принимается перемещение точек расчетной схемы.

3. Для каждого элемента записывается приближенное общее решение системы дифференциальных (или иных) уравнений, которым он описывается.

4. В качестве неизвестных принимаются произвольные постоянные, входящие в общее решение для каждого элемента.

5. Неизвестные величины определяются из условий минимума погрешности сопряжения функций перемещений соседних элементов на границах между ними, их производных до заданного порядка включительно, а также сопряжения между элементами и условиями на внешней границе» [8]

Общая система условий сопряжения должна выражать как геометрические условия непрерывности, так и условия статического равновесия на внешних и внутренних границах.

										Лист
										22
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	4ПСМ1.1.00.010000ПЗ					

В начале 21 века (в 2001 г.) Байрамуков Салис Хамидович из г. Черкесска в своей диссертации «Методы расчета и оценки надежности железобетонных конструкций с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой» [10] предложил методику учета влияния циклических нагрузок на прочностные и деформативные характеристики стержневых железобетонных элементов с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой.

Относительно новые методы расчета жбк основаны на математических формулах, физических законах и экспериментальных данных, но сегодня особенно важно свести к минимуму необходимость постоянного использования экспериментальных данных и максимизировать автоматизированный расчет, который стал бы наиболее близок к реальному применению жбк.

В 2012 г. ученые «КнАГТУ» Е.А. Красиков и В.А. Дзюба разработали методику измерения деформативности жб элементов бесконтактным цифровым методом «фотограмметрия» с помощью программы PphotoDim 2D [11]. Данная программа позволяет проанализировать экспериментальные данные при помощи снятия данных с фотографий, которые зафиксировали каждый шаг эксперимента. На базе этого же университета в 2014г. учеными В.А. Дзюбой и Ю.С. Глушаковой была разработана программа ГиД для расчета диаграммы «момент-кривизна» автоматизированным методом посредством конечно-разностных аппроксимаций [12].

1.3 Расчет несущих систем зданий с учетом физической нелинейности

Согласно СП «Железобетонные и бетонные конструкции» [6] при расчете конструкций по деформациям следует учитывать условия, по которым прогибы, углы поворота, перемещения и амплитуды колебания конструкций от различных воздействий не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений. В виду отсутствия методов расчета с учетом влияния физической нелинейности принимают упругую конструктивную схему, производя линейный расчет. Результат корректируют на основе данных экс-

					4ПСМ1.1.00.010000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		23

периментальных исследований, нелинейного моделирования, аналогичных объектов и экспертных оценок.

Разделяют два вида нелинейности конструкций:

- геометрическая;
- физическая.

На сегодняшний день такие известные программные комплексы как «Лира-САПР» (рисунок 1.11 – 1.12) и SCAD предлагают способы расчета конструкции с учетом физической нелинейности, однако они имеют свои недостатки в связи с заданными в них приближенными законами нелинейности.

Рассмотрим особенности программного расчета на примере «ЛИРА-САПР», которая предлагает в основном два закона деформирования для каждого элемента:

- экспоненциальный закон деформирования (рисунок 1.13);
- кусочно-линейный закон деформирования (рисунок 1.14) [13].

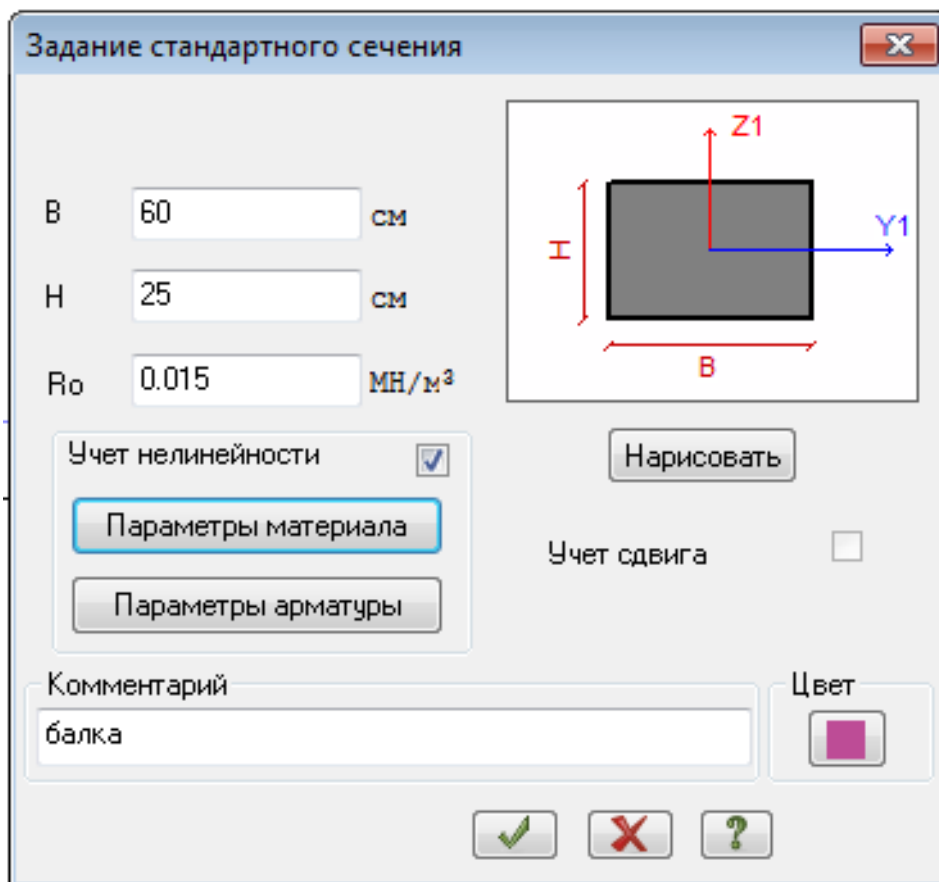


Рисунок 1.11 – Вид окна из ПК «ЛИРА-САПР» для задания параметров сечения с учетом нелинейности материала

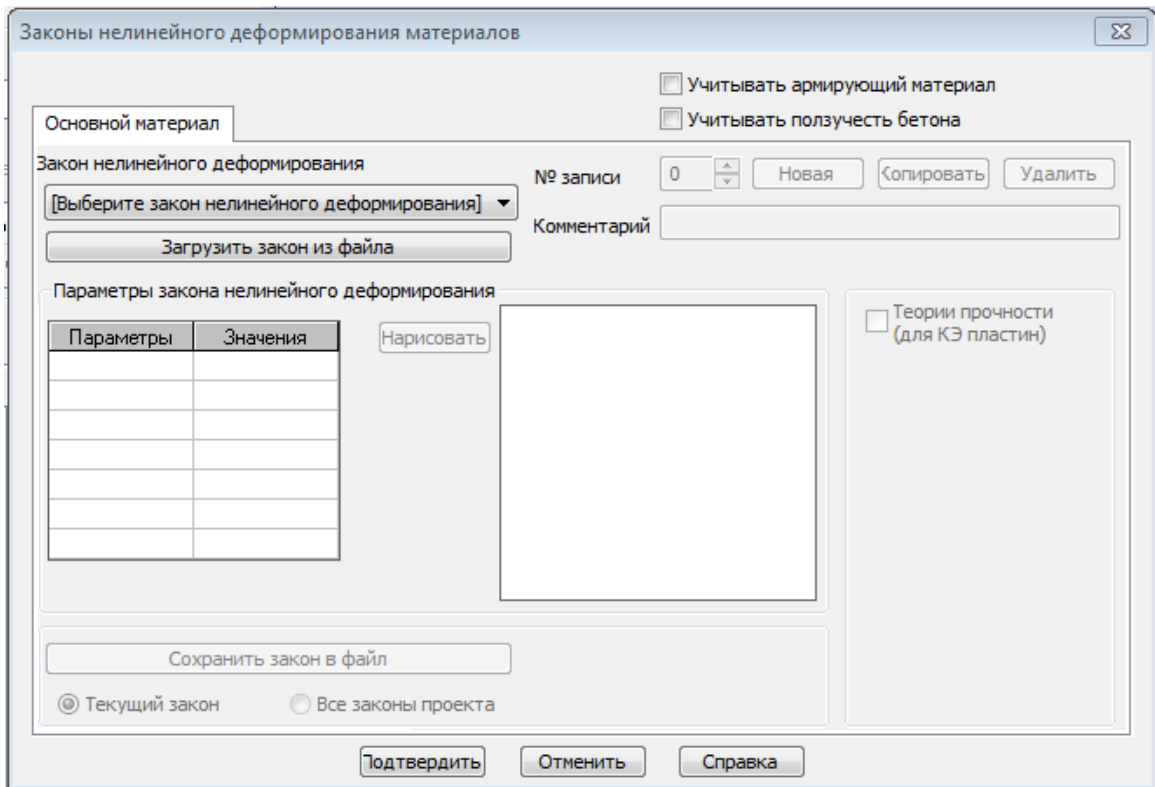


Рисунок 1.12 – Вид окна ПК «ЛИРА-САПР» для задания параметров нелинейного материала (например, железобетон)

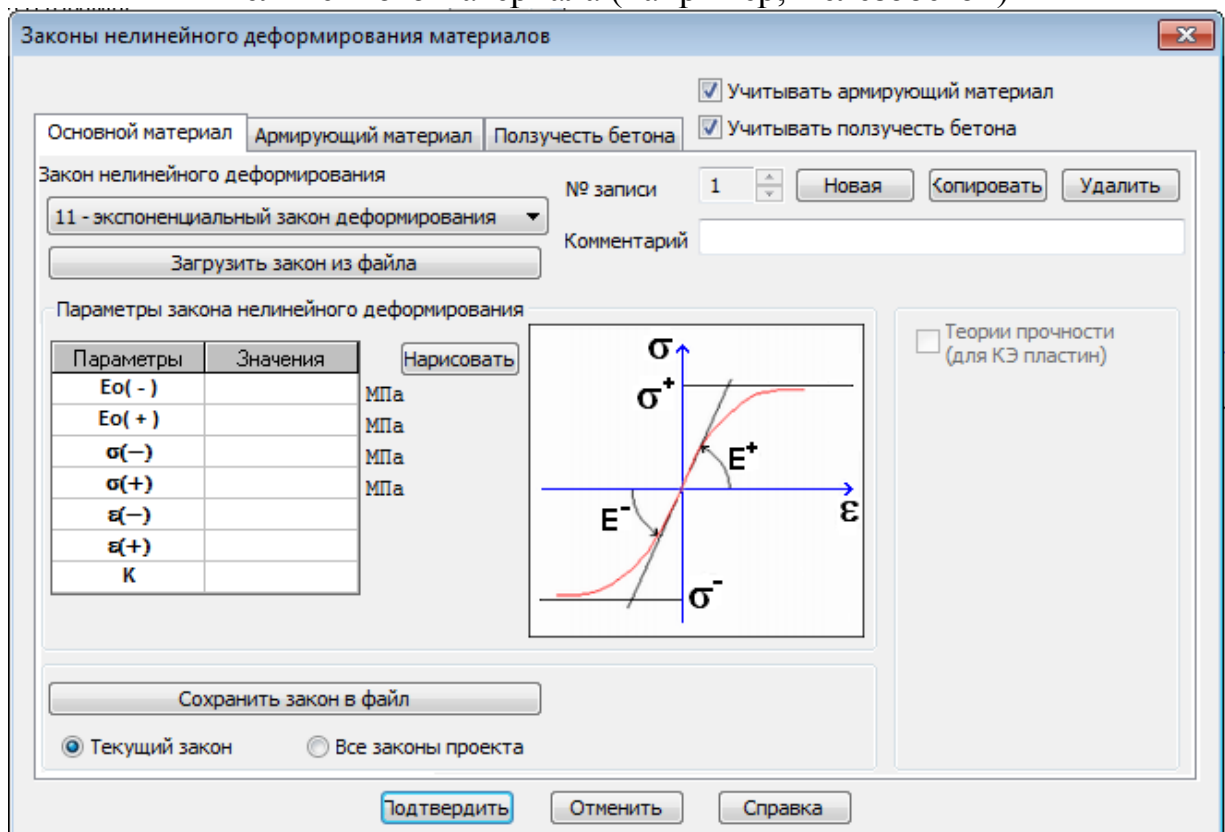


Рисунок 1.13 - Вид окна для задания параметров по экспоненциальному закону деформирования материала

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

4ПСМ1.1.00.010000ПЗ

Лист

25

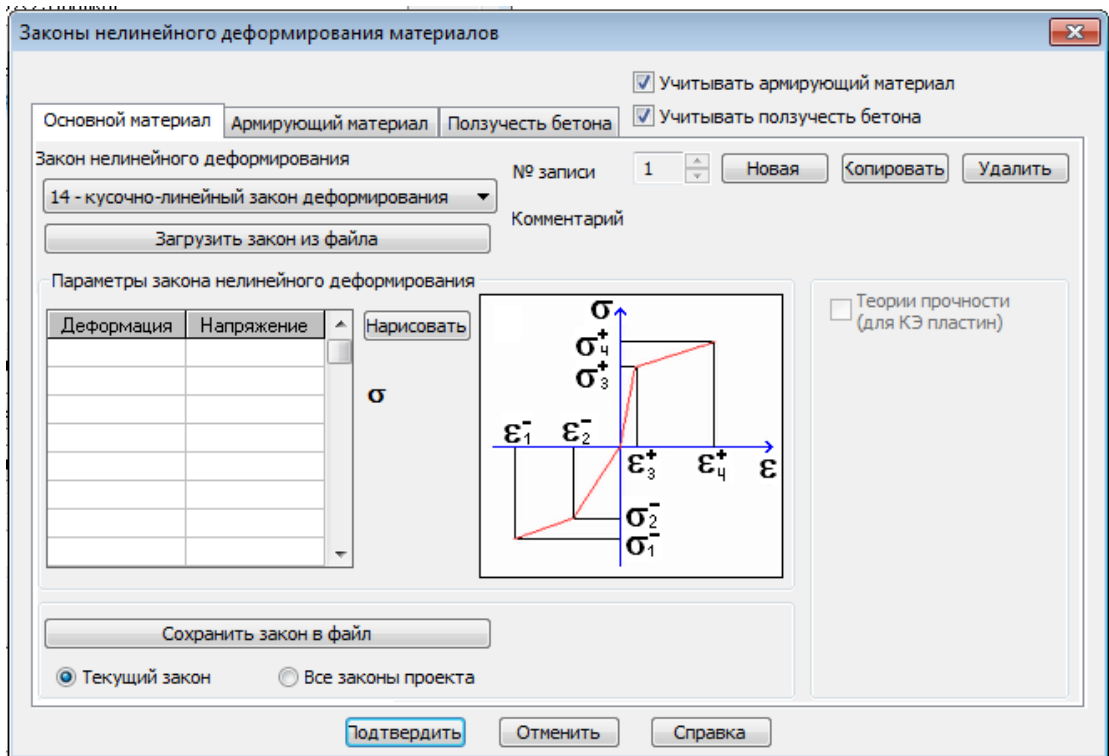


Рисунок 1.14 - Вид окна для задания параметров по кусочно-линейному закону деформирования материала

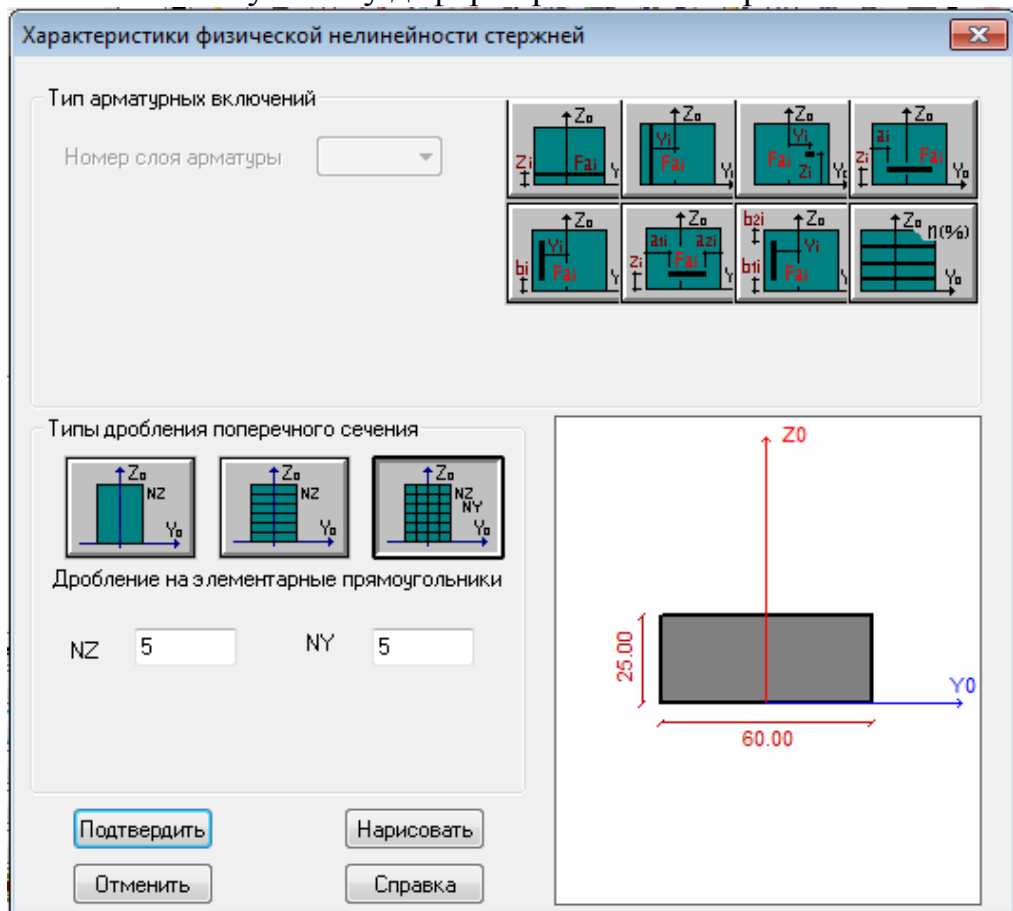


Рисунок 1.15 – Вид окна из ПК «ЛИРА-САПР» для задания параметров стержней (арматура)

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Одна из зависимостей, которая принимается за основу для нелинейного расчета в ПК «ЛИРА-САПР» – экспоненциальная зависимость «напряжение-деформация». Рисунок 1.16 показывает эту зависимость, где:

E_0^- – начальное значение модуля Юнга на сжатие;

$\sigma_{пр}^-$ – предельное значение напряжения на сжатие (отрицательное значение);

E_0^+ – начальное значение модуля Юнга на растяжение;

$\sigma_{пр}^+$ – предельное значение напряжения на растяжение [13]. Нелинейный расчет проводится по деформациям в виде перемещения (рисунок 1.14) и углов поворота (рисунок 1.15).

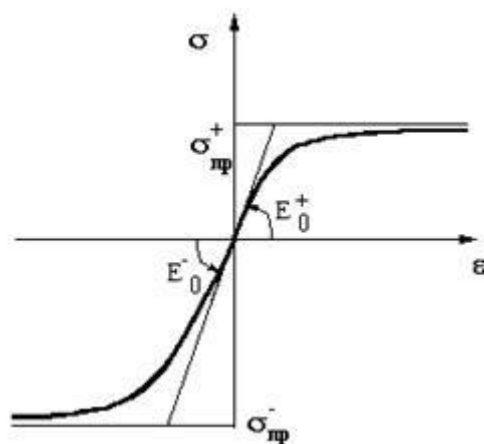


Рисунок 1.16 – Экспоненциальная зависимость «деформация-напряжение»

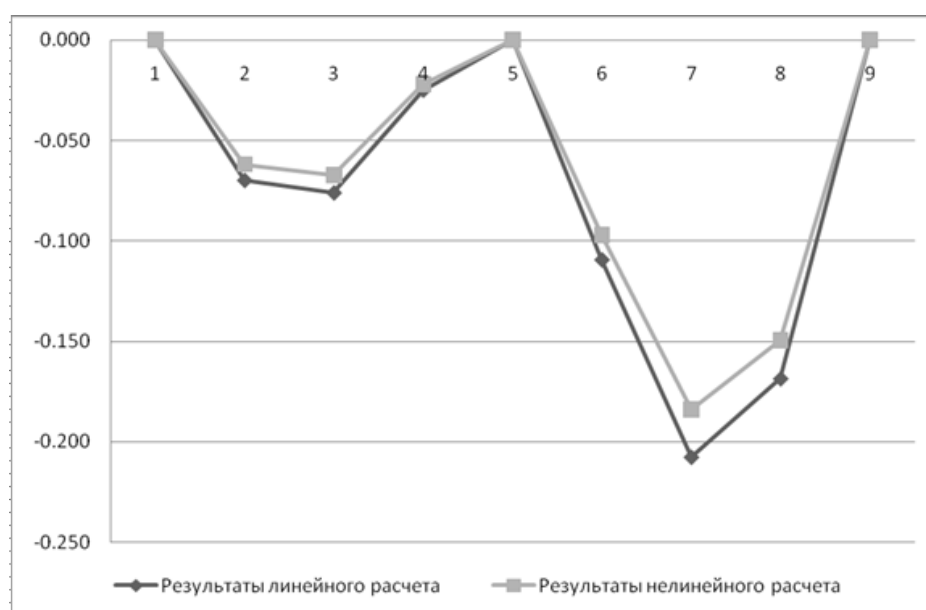


Рисунок 1.17 – Пример в ПК «ЛИРА-САПР» графиков деформаций (по перемещениям, мм), экспоненциальный закон

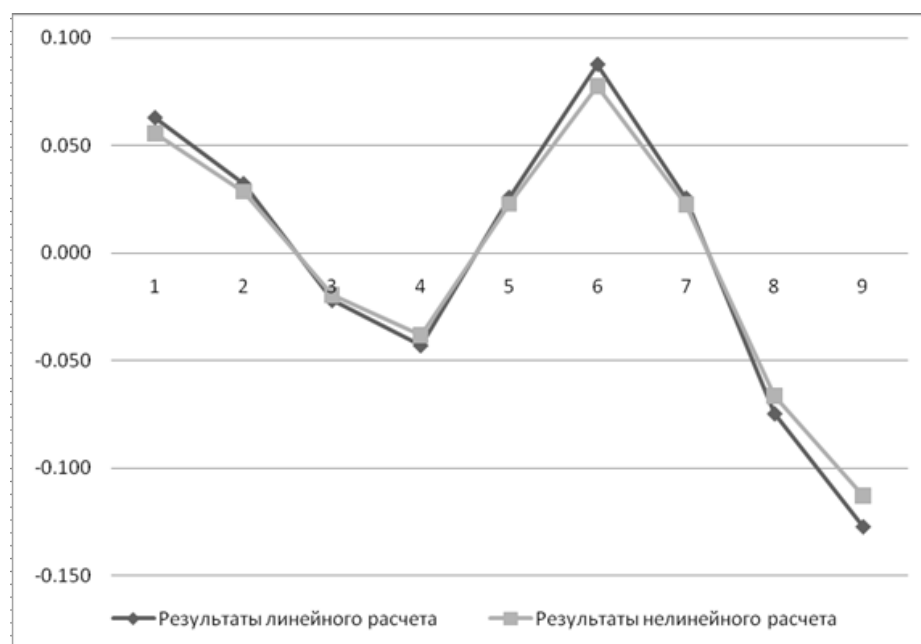


Рисунок 1.18 – Пример в ПК «ЛИРА-САПР» графиков деформаций (по углам поворота, рад*1000), экспоненциальный закон

1.4 Экспериментальные основы исследования деформаций железобетонных конструкций при высоких уровнях напряжения

Оценка долговечности конструкции напрямую связана с деформациями в этой конструкции при воздействии различных уровней напряжения. Для разработки нового метода расчета любых строительных конструкций необходимо подтверждать предлагаемые теории экспериментальными данными, то есть – проведением типового опыта конкретно для данного метода. Чаще всего новые методы разрабатываются с использованием точных решений, а за основу берется классический метод. Например, метод аппроксимирующих функций.

Бетон и стальная арматура – совершенно разные материалы, которые вместе создают мощную конструкцию, способную выдержать высокие нагрузки. Так как железобетон является неупругим материалом, то обыкновенных общепринятых формул недостаточно для расчетов. Самые точные результаты могут дать лишь экспериментальные данные, что позволяет совершенствовать методы расчета железобетонных конструкций.

Известно, что нелинейные деформации бетона и трещины в растянутых зонах оказывают влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов. При постепенном увеличении внешней нагрузки железобетон проходит три стадии напряженно-деформированного состояния:

I стадия – напряжения в бетоне меньше временного сопротивления растяжению, арматура и бетон работают совместно на растягивающие усилия;

II стадия – появляются трещины, растягивающие усилия воспринимаются арматурой и участком бетона над трещиной, на участках между трещинами – арматурой и бетоном совместно;

III стадия – стадия разрушения, при которой напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, а напряжения в бетоне сжатой зоны – временного сопротивления сжатию [14].

При оценке железобетонной конструкции за основу принимаются три стадии напряженно-деформированного состояния. Экспериментально можно определить действительную критическую нагрузку и наиболее точную картинку деформативности в зависимости от усилий по этапам нагружения.

Изучение нисходящей ветви в диаграмме «напряжение – деформация» является самым сложным процессом. Эксперимент, как правило, проводят на испытательном прессе, фиксируя деформации и нагрузки, которые наращиваются равномерно. Скорость нагружения также влияет на диаграмму, поэтому для получения большей возможности фиксирования нисходящей ветви, скорость нагружения замедляется, тем самым снижается и скорость разрушения. Это позволяет получить большую деформацию и меньшую прочность при испытаниях (рисунок 1.19, 1.20). [6]

В экспериментах с бетонами малой и большой прочности при одинаковой скорости деформирования имеют место разные формы диаграмм « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » (Рисунок 1.21).

					4ПСМ1.1.00.010000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		29

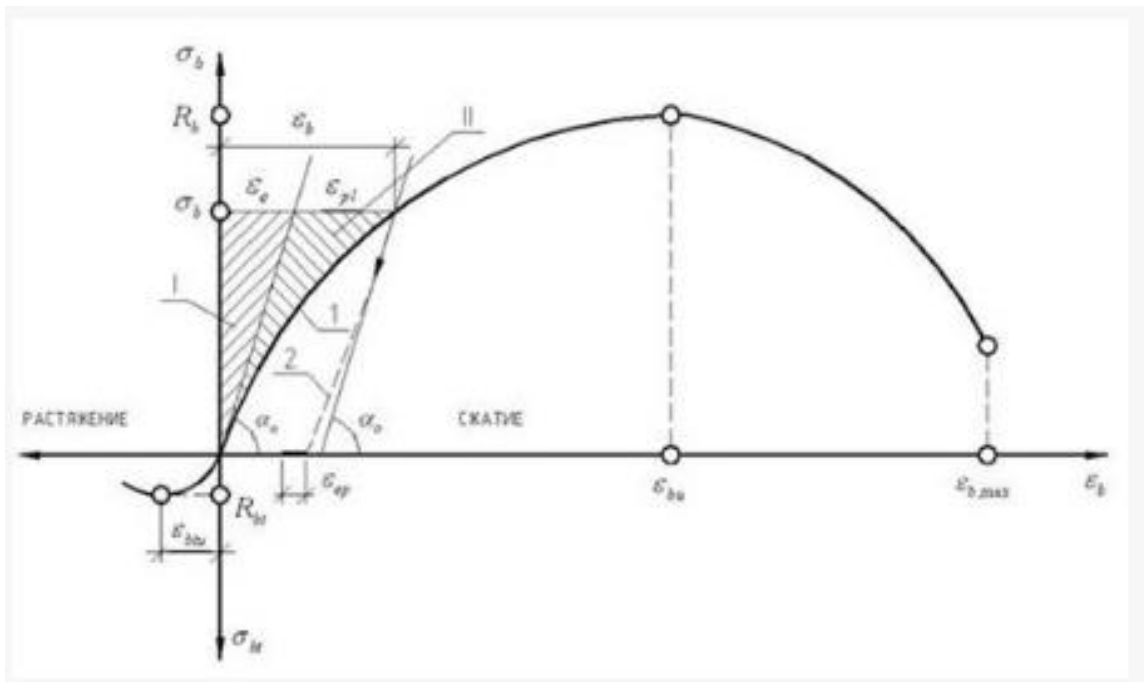


Рисунок 1.19 – Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и при растяжении

I – область упругих деформаций; II – область пластических деформаций; 1 – загрузка; 2 – разгрузка; ϵ_{ub} – предельная сжимаемость; ϵ_{ubt} – предельная растяжимость; ϵ_{bmax} – максимальная сжимаемость на нисходящей ветви диаграммы.

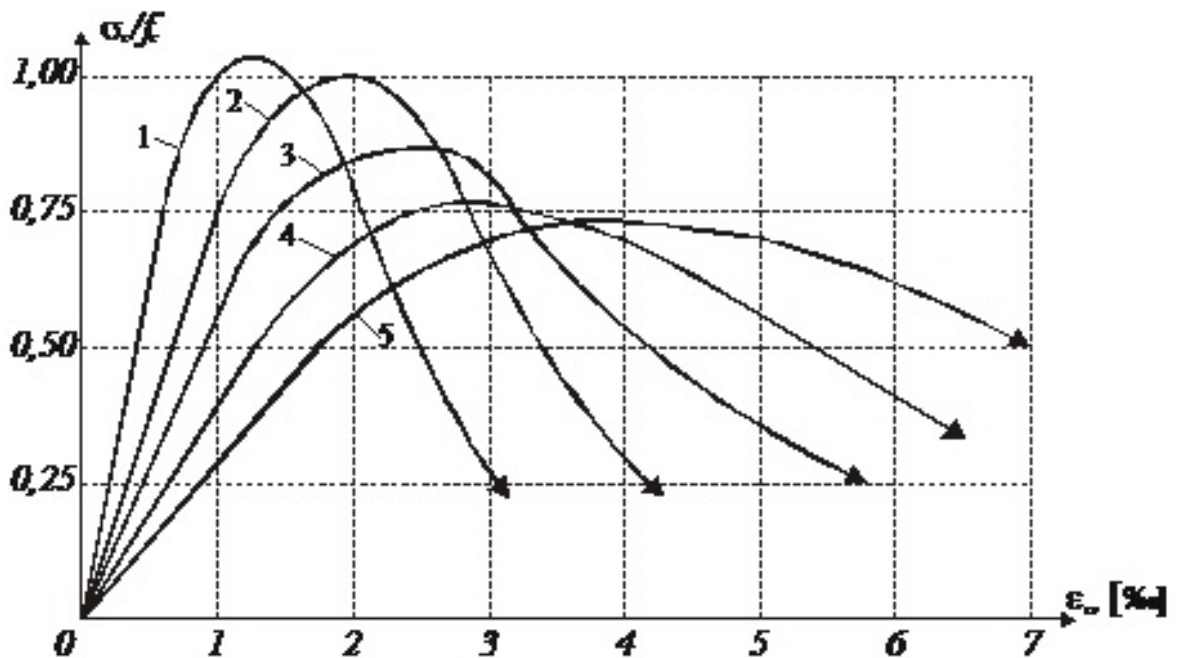


Рисунок 1.20 – Влияние скорости нагружения образца на форму кривой и параметрических точек диаграммы деформирования бетона при сжатии
 1 – 1 ‰/0,6 сек.; 2 – 1 ‰/мин.; 3 – 1 ‰/100 мин.; 4 – 1 ‰/7 дней; 5 – 1 ‰/700 дней.

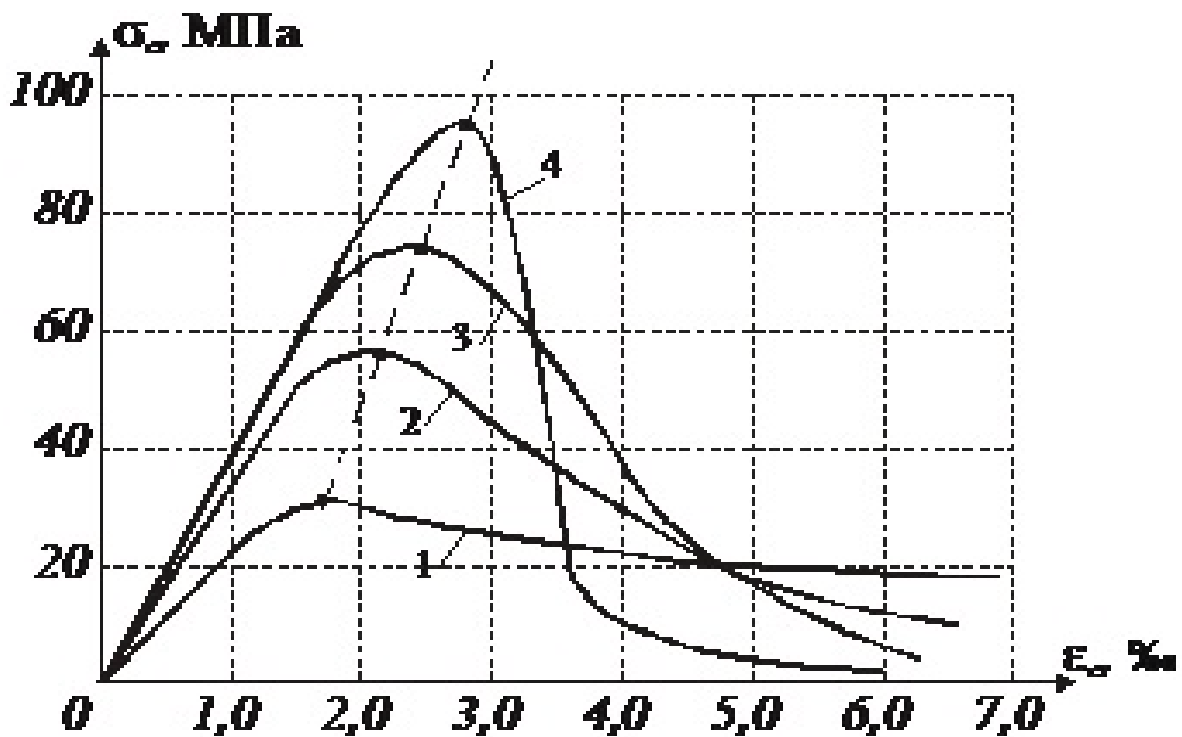


Рисунок 1.21 – Зависимость $\sigma_b - \epsilon_b$ для бетонов разной прочности

Картину общего сопротивления любого изгибаемого элемента позволяет получить диаграмма «момент-кривизна». Для получения наиболее точно диаграммы необходимо фиксировать каждый этап деформирования с измерением кривизны сечения и получением соответствующего момента. Кривизна измеряется по формуле

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{tm} + \epsilon_{cm}}{h_0}, \quad (1.7)$$

где ϵ_{tm} – средние деформации растянутой зоны, ϵ_{cm} – средние деформации сжатой зоны, h_0 – рабочая высота сечения, r – радиус кривизны [15].

Характер диаграммы непостоянный. До возникновения трещин конструкция работает упруго, то есть зависимость «момент-кривизна» линейная. Далее жесткость сечения становится меньше, так как бетон больше не работает на растяжение и такая зависимость становится нелинейной. На следующем этапе бетон и арматура начинают деформироваться пластично, что называется стадией псевдопластичного деформирования. При дальнейшем возрастании нагрузки момент достигает критического значения, после кото-

рого и появляется нисходящая ветвь, то есть происходит падение усилий, но деформации продолжают расти. Рисунок 1.22 наглядно показывает поведение диаграммы «момент-кривизна» железобетонного изгибаемого элемента с учетом высоких уровней нагружения, построенную в программе «ГИД».

[12]

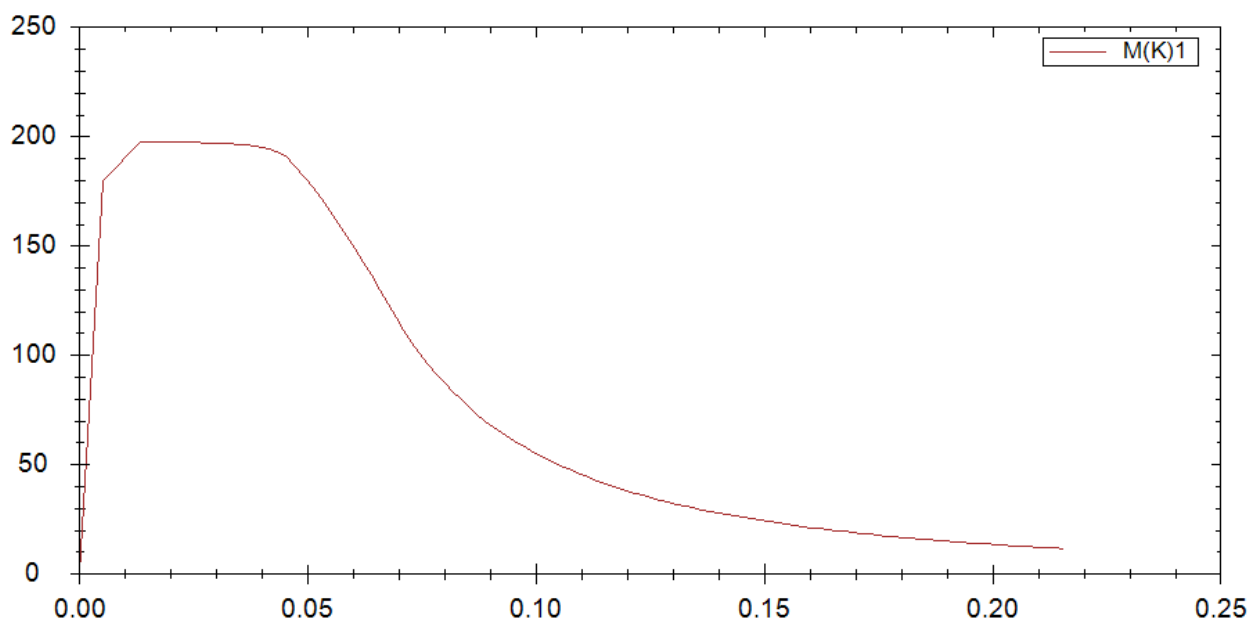


Рисунок 1.22 – Характер диаграммы «момент-кривизна» железобетонного изгибаемого элемента по программе «ГИД»

Выводы к первой главе

Обзор современных разработок в области совершенствования строительных конструкций позволил выявить актуальные направления в совершенствовании строительных конструкций:

- 1) новые конструктивные решения;
- 2) совершенствование методов расчета на основе реальных физических моделей деформативности материалов;
- 3) использование новых материалов, полученных путем изменения химического состава и поиска новых соединений.

					4ПСМ1.1.00.010000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		33

2 Исследование применения композитной арматуры и высокопрочного бетона в строительных конструкциях

Основными причинами создания неметаллической арматуры в середине XX века стали:

- необходимость в материале, более устойчивом к коррозионным воздействиям, чем металл;
- необходимость экономии металлов и облегчении конструкций;
- необходимость в диэлектрических и антимагнитных свойствах арматуры.






Впервые производство композитной арматуры было налажено в СССР и исследование ее физико-механических свойств, однако особого распространения из-за высокой стоимости до 70-х годов она не получила. Первыми серьезными объектами, в которой ее применили, стали пробные линии электропередач со стеклобетонными траверсами в Москве, Батуми, Ставрополе, Гродно. Западные страны начали производить композитную арматуру лишь в конце XX века. Особенно широко стали применять ее в строительстве оснований мостов, портовых сооружений и медицинских учреждениях с высокочастотными электромагнитными приборами. [16]

Продолжительность «жизни» неметаллической арматуры прогнозируется примерно на 100 лет, что обусловлено ее уникальными свойствами, по сравнению с металлической.

2.1 Особенности стеклопластиковой арматуры и ее применение

Неметаллическая арматура имеет ряд свойств, которые безусловно выигрывают на фоне металлической. А именно:

- низкая теплопроводность;

					4ПСм1.1.00.020000ПЗ			
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Разраб.		Дорошенко К.М.			2 Исследование применения композитной арматуры в строительных конструкциях	Лит.	Лист	Листов
Провер.		Дзюба В. А.					34	106
Реценз.		Гутник Е.А.				Кафедра СИА		
Н. Контр.		Валеев А.Р.						
Утверд.		Сысоев Е.О.						

- отсутствие электропроводности;
- меньший вес;
- повышенная стойкость к коррозии;
- долговечность прогнозируется свыше 50 лет;
- нетоксичный и малоопасный материал и т.д.

В таблице 2.1 представлена сравнительная характеристика металлической и стекловолоконной арматуры:

Таблица 2.1 – Сравнительная характеристика металлической и неметаллической арматуры

Свойство	Стальная арматура	Композитная арматура
Временное сопротивление разрыву (МПа)	$\sigma_B = 390, \sigma_{расч} = 360$	Композитная арматура – ТУ5769-183-40886723-2004; АСП: $\sigma_B = 1\ 000; \sigma_{расч} = 900$. ТУ 5769-248-35354501-2007; АСП: $\sigma_B = 1\ 200; \sigma_{расч} = 1\ 100$
Модуль упругости (МПа)	$E_p = 200\ 000$.	ТУ5769-183-40886723-2004; АСП: $E_p = 41\ 000$. ТУ 5769-248-35354501-2007; АСП: $E_p = 55\ 000$.
. Характерное поведение арматуры при нагрузке (зависимость «E и σ):	Площадка тугучести под нагрузкой	зависимость упруго-линейная до разрушения
Относительная величина удлинения (E, %):	14	2,2
Плотность (γ , г/см ³):	7,8	1,9
Стойкость к коррозиям	корродирует	Не выделяет коррозии
Теплопроводность	теплопроводима	Не проводит тепло
Электропроводность	электропроводна	Не проводит электричество
Теплостойкость	стойкая	прошла испытание под воздействием горячего асфальтобетона (~ 200°C) и при пропаривании изделий из бетона (~ 100°C). Потеря прочности не отмечено
Морозостойкость	стойкая	прошла испытание в камере при минусовой температуре -55°C с последующим оттаиванием (100 циклов). Потеря прочности не отмечено

Композитная арматура (АКП) представляет собой строительную арматуру на основе неметаллических волокон, соединенных полимерным связующим. В зависимости от состава этих волокон, ее классифицируют следующим образом: АСК – арматура стеклопластиковая; АБК – арматура базаль-

топластиковая; АУК – арматура углекомпозитная; ААК – арматура арамидокомпозитная; АКК – арматура комбинированная композитная [17].

Физическое тело композитной арматуры состоит из основного ствола (пучок параллельных волокон со связующим веществом) и внешнего слоя, отвечающего за сцепление арматуры с бетоном. В качестве связующего вещества могут выступать эпоксидные, полиэфирные смолы. Внешний слой представляет собой однонаправленную или двунаправленную навивку волокон вокруг ствола (как у стальной арматуры периодического профиля), а также – песчаное напыление.

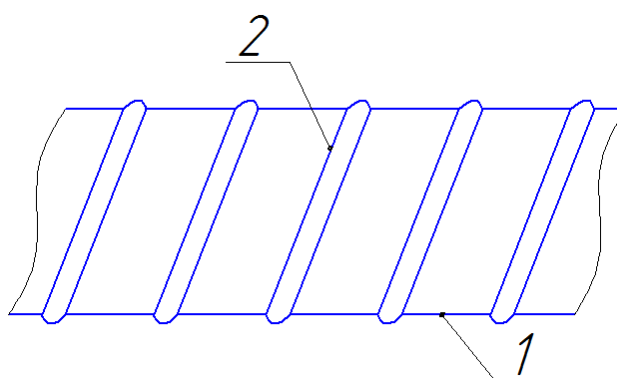


Рисунок 2.1 – Физическое тело композитной арматуры:
1 – основной ствол арматуры; 2 – внешний слой (сцепление)

В настоящее время происходит увеличение использования композитной арматуры в строительстве. Наибольшее применение получили стеклопластиковая и базальтовая арматура. Сегодня такая арматура используется: в фундаментах; в дорожном и специальном строительстве (для опор ЛЭП); при строительстве конструкций, работающих в агрессивной для металлической арматуры среде (причалы, сухие доки, укрепление набережной полосы путём бетонирования).

Для композитной арматуры разработан ГОСТ 31938-2012 «Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия» [17]. Опираясь на данный норматив, производитель должен следовать следующим критериям:

- предел прочности при растяжении составляет не менее 800 МПа;

- модуль упругости при растяжении не менее 50 ГПа;
- предел прочности при сжатии не менее 300 МПа;
- предел прочности при поперечном срезе не менее 150 МПа;
- сколы - не допускаются;
- расслаивание - не допускается;
- раковины - не допускаются;
- задиры с порывом навивки - не допускаются;
- вмятины от механического воздействия с повреждением волокон - не допускаются.

ГОСТ 31938-2012, устанавливающий общие технические условия для АКП, предлагает основные технические характеристики для композитной арматуры, представленные в таблице 2.2. Самый близкий к стальной арматуре модуль упругости имеет углекомпозитная арматура.

Таблица 2.2 – Требования к физико-механическим характеристикам композитной арматуры

Наименование показателя	АСК	АБК	АУК	ААК	АКК
Предел прочности при растяжении σ_B , МПа, не менее	800	800	1400	1400	1000
Модуль упругости при растяжении E_f , ГПа, не менее	50	50	130	70	100
Предел прочности при сжатии σ_{BC} , МПа, не менее	500	500	1000	500	500
Предел прочности при поперечном срезе τ_{sh} , МПа, не менее	150	150	350	190	190

Области применения композитной арматуры представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Области применения композитной арматуры

Сфера применения	Элементы конструкции
Жилищно-гражданское строительство	фундаменты зданий, сооружений; повышение жесткости верхней части деревянных напольных покрытий; ремонт и усиление несущей способности кирпичных и железобетонных конструкций.
Промышленное строительство	стеклопластиковая арматура применяется для армирования бетонных емкостей и хранилищ очистных сооружений; элементы инфраструктуры химических производств.

Продолжение таблицы 2.3

Сфера применения	Элементы конструкции
Дорожное строительство	укрепление дорожного полотна; армирование крышек канализационных колодцев; опоры контактной сети.
Мостостроение и ремонт мостов	плиты мостового настила; мостовые ограждения; пешеходные дорожки; в составе бетонных шпал для высокоскоростных поездов и метрополитена; укрепление береговых сооружений.
Железнодорожное строительство	в составе бетонных шпал для высокоскоростных поездов и метрополитена.

2.2 Рекомендации по расчету бетонных конструкций с композитной арматурой

На сегодняшний день не существует утвержденных норм по расчету композитобетонных конструкций, но есть проект строительных правил, которые основаны на СП для железобетонных конструкций. Согласно проекту СП «Конструкции из бетона с композитной арматурой. Правила проектирования», расчеты конструкций с неметаллической арматурой следует производить по предельным состояниям первой и второй групп. В отличие от металлической арматуры, композитная деформируется линейно, то есть с постоянной жесткостью.

Аналогично железобетонам существуют конструкции с предварительно напряженной композитной арматурой и без предварительного напряжения.

Расчеты по предельным состояниям:

а) первой группы включают расчеты:

- по прочности;
- по устойчивости формы (для тонкостенных конструкций);
- по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание).

б) второй группы:

					2ПСм1.1.00.020000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		38

- по образованию трещин;
- по раскрытию трещин;
- по деформациям.

Помимо основных видов нагрузок при расчете композитобетонов в необходимых случаях учитываются и воздействия пожара, технологических температурных и влажностных воздействий и воздействий агрессивных химических сред.

Особенности расчета неметаллической арматуры схожи с тем, что предлагает СП для металлической. Расчет по прочности нормальных сечений конструкций следует производить на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении конструкции. Основные положения, которых придерживаются, следующие:

- принимают гипотезу плоских сечений, то есть деформации бетона и композитной арматуры подчиняются линейному закону;
- определяют диаграмму деформирования бетона и арматуры, показывающую связь «напряжение-деформация»;
- сопротивление композитной арматуры принимается равным 0. [18]

Рассматривается нормальное сечение, разделенное условно на бесконечно малые участки в соответствии с характером напряжения. При косом внецентренном сжатии/растяжении и косом изгибе – по высоте и ширине сечения. При внецентренном сжатии/растяжении и изгибе – только по высоте сечения.

При использовании деформационной модели принимают следующие положения:

- напряжения, продольная сила, деформации бетона и арматуры в сжатой зоне бетона принимаются < 0 ;
- напряжения, продольная сила, деформации бетона и арматуры в растянутой зоне бетона принимаются < 0 ;

					2ПСМ1.1.00.020000ПЗ	Лист
						39
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

- сжимающие напряжения в композитной арматуре не учитываются.

Расчетная схема нормального сечения конструкции с композитной арматурой, которая является аналогичной нелинейной модели металлической арматуры (см. рисунок 1.8, глава 1).

Рабочая диаграмма растяжения композитной арматуры практически прямолинейна вплоть до разрыва, а деформации в любом участке диаграммы могут быть вычислены по формуле

$$\varepsilon_a = \sigma_a / E_a \quad (1)$$

где ε_a – деформации, σ_a – напряжение, E_a – модуль упругости.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению для первой и второй групп предельных состояний определяются:

$$R_a = R_a^H / K_a, \quad (2)$$

где K_a – коэффициент безопасности арматуры.

Композитная арматуры имеет I-ю категорию трещиностойкости, поэтому может вычисляться как элемент без трещин, согласно СП «Бетонные и железобетонные конструкции» [6].

Толщина защитного слоя бетона в композитобетонной конструкции не должна быть менее 25 мм в закрытых помещениях и не менее 35 мм на открытом воздухе и в грунте.

Основная проблема конструкций со стеклопластиковой арматурой – это большой прогиб (балка, плита). Объясняется это малым модулем упругости композитной арматуры и дополнительным весом от бетона. И для использования таких конструкций необходимо найти наиболее удачный вариант сочетания материалов в композитобетоне с учетом всех характеристик и определить кривизну на основе нелинейной деформационной модели.

Программа «ГиД» [12], созданная на базе КнАГТУ, позволяет произвести нелинейный расчет любой армированной конструкции, в том числе и композитобетонной. Общий вид программы представлен на рисунке 2.2

										Лист
										40
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	2ПСм1.1.00.020000ПЗ					

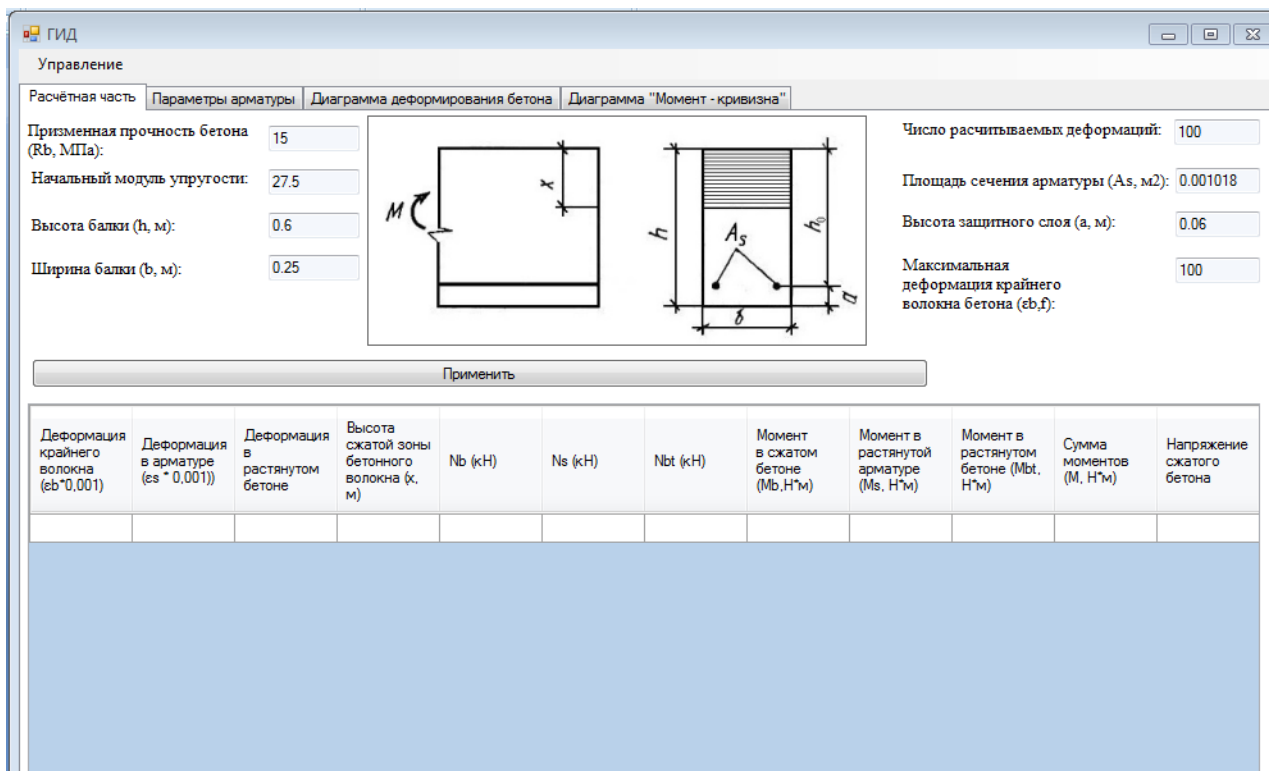


Рисунок 2.2 - Общий вид окна программы «Гид»

В данной главе предполагается проверка гипотезы о возможности применения композитобетона и в горизонтальных элементах конструкции. Для этого исследование проводится на основе вычислений по различным вариантам сочетания материалов в программе «ГИД», в том числе и с высокопрочным бетоном.

2.3 Применение бетонов высокой прочности в железобетонных конструкциях

Согласно ГОСТ 31914-2012 [19], к высокопрочным бетонам относятся тяжелые и мелкозернистые бетоны классов В60 и выше, изготовленные с применением вяжущего на основе портландцементного клинкера. В соответствии с европейскими стандартами (EN 206-1-2009) высокопрочными бетонами являются бетоны класса прочности C55 и выше [20]. Марка такого бетона по российским стандартам начинается с М800. Состав высокопрочного бетона следует подбирать в соответствии с ГОСТ 27006-86 [21], который действует с 1987 года.

Согласно проведенному анализу, решающую роль при изготовлении высокопрочного бетона играют:

- водоцементное отношение (для высокопрочного бетона – ниже 0,4) и степень уплотнения;

- высокопрочный заполнитель с высоким модулем упругости.

Работы многих исследователей, таких как Р.Фере, И.Г.Малюга, И.У.Самович, Д.Абрамс и других, позволяют обосновать закон водоцементного отношения, влияющего на класс бетона [22].

Согласно исследованиям закона водоцементного отношения зависимость предела прочности на сжатие от водоцементного отношения (рисунок 2.3) такая, что при водоцементном отношении (В/Ц), равном 0,4 получается бетон с пределом прочности 65 Н/мм^2 (бетонная смесь на основе гравия) и 75 Н/мм^2 (на основе щебня). При таком же составе, но с другим соотношением В/Ц – 0,2, получается бетон с пределом прочности на сжатие 115 Н/мм^2 (гравий) и 135 Н/мм^2 (щебень).

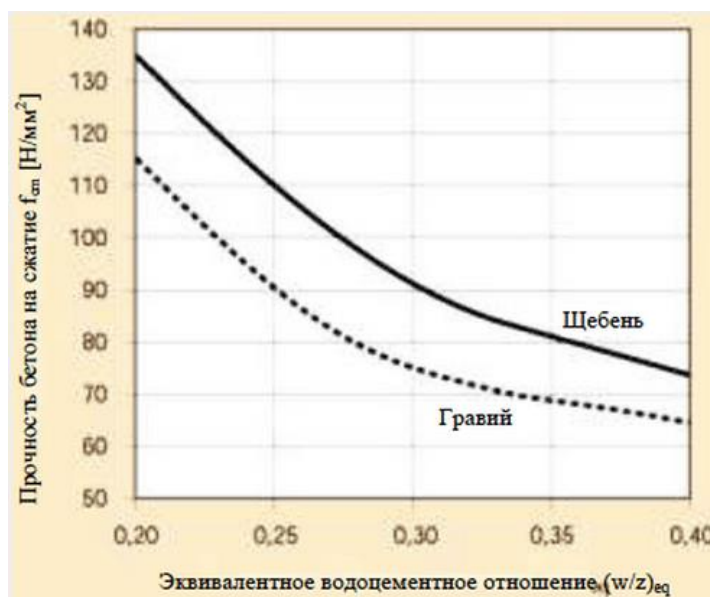


Рисунок 2.3 – Взаимосвязь предела прочности на сжатие и эквивалентного водоцементного отношения в высокопрочном бетоне

Уменьшение водоцементного отношения позволяет повысить прочностные характеристики бетона, однако такой материал становится более

хрупким из-за большого количества цемента и за счет недостаточной вязкости бетонной смеси. Для устранения этих недостатков прибегают к специальным заполнителям – микрокремнезёму и пластификаторам.

Микрокремнезём относится к пуццоланам. Помимо улучшения вязкости цемента, такая добавка делает бетон более устойчивым к коррозионным воздействиям, что удобно для гидротехнических сооружений. Однако необходимо помнить, что при содержании микрокремнезёма в бетоне выше 10% изделие становится хрупким. Потому идеальным содержанием для данной добавки является 7-10 % в бетонной смеси. [23]

Особое предпочтение отдается применению специальных пластификаторов, которые выгоняют воду из бетонной смеси, увеличивая ее прочность. При этом, немаловажную роль играет удобоукладываемость бетонной смеси, то есть способность бетонной смеси легко принимать специальную форму при условии получения максимально высокого уровня плотности бетона, что обеспечивает максимальную прочность и долговечность конструкции. При подборе цемента необходимо учитывать его совместимость с пластификатором.

Основные пластифицирующие добавки, указанные в ГОСТах:

- суперпластификатор – разжижитель;
- лигносульфонаты технические;
- опасенная последрожжевая барда;
- суперпластификатор – разжижитель + лигносульфонаты технические;
- суперпластификатор-разжижитель + щелочной сток производства капролактама
- лигносульфонаты технические + щелочной сток производства капролактама.

Современные пластификаторы, предлагаемые московской компанией «Технопромстрой», представлены в таблице 2.4.

					2ПСм1.1.00.020000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		43

Таблица 2.4 – Пластификаторы для получения высокопрочных бетонов

Наименование пластификатора	Особенности пластификаторов
Смола нейтрализованная воздухово- влекающая (СНВ)	Увеличение удобоукладываемости, снижение расслоения и водоотделе- ния, повышение морозостойкости бе- тона.
Суперпластификатор С-3	Придание высокой подвижности бе- тонной смеси до марки П-5.
Пластификатор «Бетопласт М-3»	Сохранение подвижности бетонной смеси до 4 часов

Таким образом, пластифицирующие добавки вводятся в бетонные сме-
си в следующих целях:

- для снижения расхода воды;
- снижения расхода цемента при сохранении удобоукладываемости
смесей и постоянной прочности бетона;
- увеличения подвижности смесей.

Процесс твердения высокопрочного бетона длится меньше, чем обыч-
ного: в первые дни быстрее нарастает прочность, выше скорость гидратации
и нарастания температуры.

В таблице 2.5 приведены основные требования к компонентам бетона
высокой прочности при получении оптимального состава.

Таблица 2.5 – Краткая характеристика состава высокопрочного бетона

Вид заполнителя	Состав	Особые требования
Вяжущее вещество	Пластифицированный, гид- рофобный или обычный портландцемент	- высокая активность (>500- 600) - наименьшая густота (<25- 26%)
Пески	Природные, искусственные, фракционированные кварце- вополевошпатовые	- крупной фракции – 20-50%; - мелкой – 80-50% по весу
Крупный заполни- тель	Щебень чистый и фракцио- нированный	- Размеры фракций принимаются 5-10, 10-20 и 20-40 мм;

Ученые С.С. Каприелов и Н.И. Карпенко в работах [24, 25] использовали следующие материалы для получения бетонов высокой прочности:

- портландцемент М500, соответствующий ГОСТ 10178 и ГОСТ 30515;
- модификатор бетона;
- песок кварцевый ($M_{кр} = 2,5$), соответствующий ГОСТ 8736;
- щебень гранитный (фракция 5-20 мм), соответствующий ГОСТ 8267 и ГОСТ 26633;
- воздухововлекающая добавка (ВД) - смола нейтрализованная воздухововлекающая (СНВ), соответствующая ТУ 13-0281078-75-90.

Исследование вышеуказанных ученых было связано с добавлением в состав высокопрочного бетона модификаторов (МБ6-50 С, ЭМБЛИТ 6-50, ЭМБЛИТ 6-100), что, как выяснилось, позволило регулировать модуль упругости и ползучесть высокопрочного мелкозернистого бетона при помощи этих добавок.

Средний состав бетонов классов С70 и С80 приведен в таблице 2.6.

Для тонкостенных конструкций и сооружений с высокой прочностью (150-250 МПа) изготавливается особый – сверхпрочный или сверхэффективный бетон. Для такого бетона существует ряд критериев, несколько отличающийся от условий получения высокопрочного бетона:

- водоцементное соотношение снижается до 0,2.
- обязательное использование микрокремнезёма и пластификаторов;
- выше плотность упаковки зерен;
- максимальный размер крупнейших зерен – до 2 мм;
- применение заполнителей из горных пород повышенной прочности;
- затвердевание происходит при повышенном давлении (до 500 бар) и температуре (до 250 °С).

Стоит отметить, что высокопрочный бетон имеет и свои недостатки:

- большая хрупкость по сравнению с обычными бетонами в связи с более гомогенной структурой;

					2ПСм1.1.00.020000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		45

- сложнее оценить долговечность данного материала по сравнению с традиционным бетоном.

Таблица 2.6 – Примеры состава высокопрочной бетонной смеси (для классов С70 и С80)

Компоненты	Содержание (кг/куб.м бетона)		
	1	2	3
Марка цемента	С70	С80	
Цемент СЕМІ42,5 R или ЦементСЕМІ 42,5 R-HS	380	450	
<i>Суспензия микрокремнезёма, состоящая из:</i>			
Воды	60	90	
Твердого вещества	30	45	
<i>Зола-унос каменного угля</i>	60	-	
<i>Заполнитель</i>	1812	1776	
Песок 0/2 мм (30%)	544	533	
Щебень 2/8 мм (25%)	453	444	
Щебень 8/16 (45%)	815	799	
<i>Вода затворения</i>	89,8	78,6	
<i>Пластификатор (П), состоящий из:</i>	16	22	
Воды	10,4	14,3	
Твердого вещества	5,6	7,7	
<i>Замедлитель твердения(З), состоящий из:</i>		1	
Воды		0,75	
Твердого вещества		0,22	
<i>Полипропиленовая фибра</i>	-	2	
<i>Содержание воздуха</i>	-	-	
Итого	2427	2420	

Для борьбы с трещинообразованием, в связи с аутогенной усадкой, используется внутренний уход за бетоном путем введения равномерно распределенных по всему объему микровключений, которые содержат свободную воду (полимеры SAP).

Таким образом, решающим фактором в создании высокопрочного бетона является снижение водоцементного отношения по сравнению с В/Ц для традиционного бетона (например, от 0,7 до 0,4). пластификаторы в составе высокопрочного бетона позволяют повысить текучесть раствора, уменьшить объем строительных работ, увеличить адгезию раствора, снизить число пор (повысить газо- и водонепроницаемость), улучшить эффективность зимних работ.

Применение в строительстве высокопрочного бетона отмечается многими исследователями как положительный фактор. Несмотря на то, что стоимость высокопрочного бетона выше в 1,5-1,8 раза, чем стоимость традиционного, снижение объема бетона в конструкциях в 2-3 раза экономичнее по расходу составляющих бетона. Также снижаются расходы на транспорт и собственный вес зданий и сооружений.

2.4 Возможности использования композитной арматуры в несущих строительных конструкциях

Основные характеристики композитной арматуры и ее сопоставление со стальной арматурой приведены в таблице 2.7.

Для оценки эффективности работы композитной арматуры в растянутой зоне изгибаемых элементов рассмотрим балку, армированную композитной арматурой и аналогичную балку с армированием стальными стержнями класса А400 (рисунок 2.4).

При этом обратим внимание на деформации композитной арматуры и стальной арматуры в момент, когда они достигают своих нормативных сопротивлений (сопротивления разрыву и предела текучести соответственно). Так как модуль упругости композитной арматуры E_2 значительно меньше модуля упругости металлической арматуры E_1 , а ее временное сопротивление в 3-5 раз больше предела текучести, то в момент достижения несущей способности балки кривизна элемента, армированного стеклопластиковой арматурой K_2 будет существенно выше кривизны K_1 при стандартном армировании, что отражают диаграммы «момент-кривизна» на рисунках 2.5 и 2.6.

В программе «ГИД» было проверено несколько сочетаний стеклопластиковой арматуры с бетоном классов В 20, В 40 и В 80, а также металлической арматуры класса А-400 с бетоном класса В 20 (см. Приложение А). Соответственно (см. рисунки 2.4 а, б) расчетный прогиб f_2 будет существенно выше прогиба f_1 с превышением предельно допустимого значения. Расчет-

										Лист
										47
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	2ПСМ1.1.00.020000ПЗ					

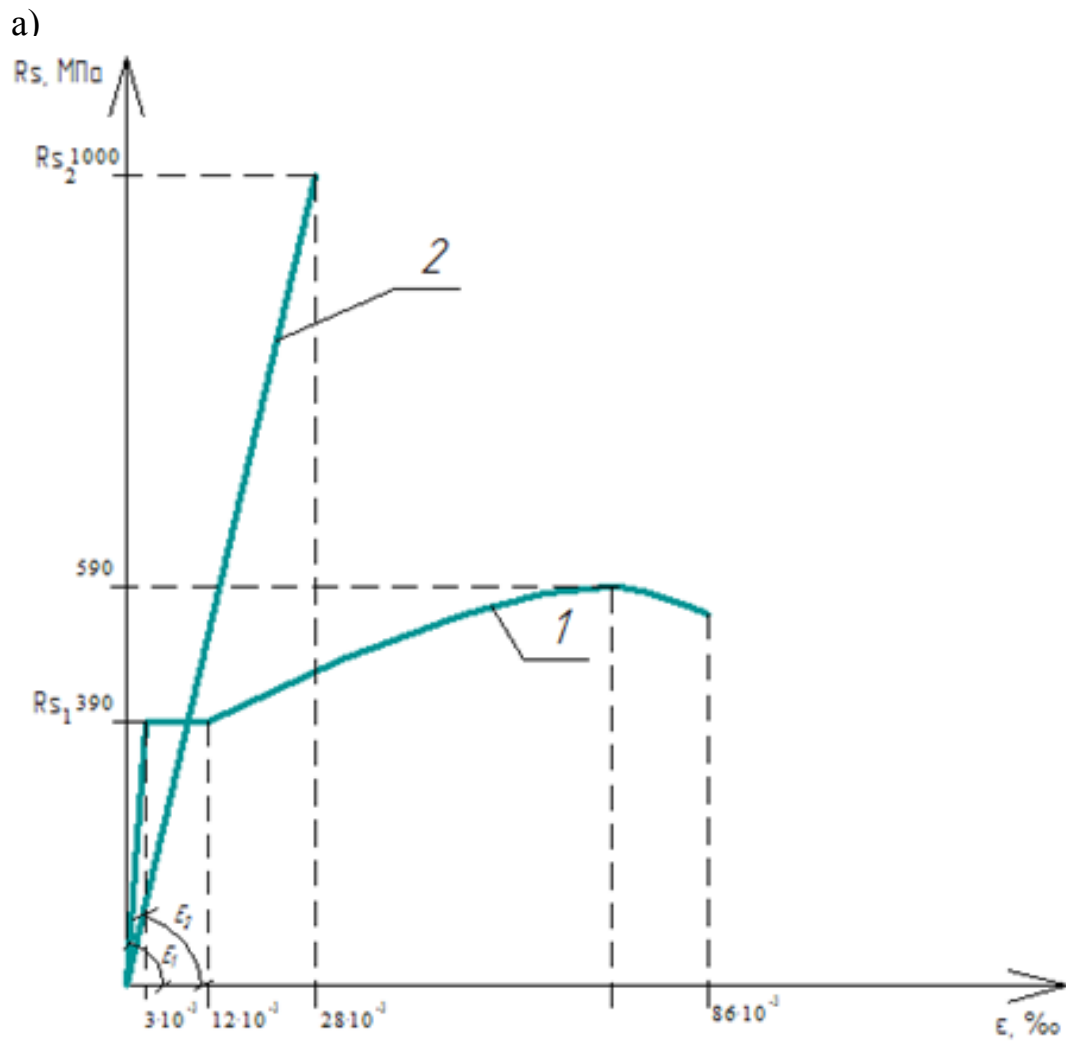
ные зависимости вычислены для изгибаемых элементов из бетона класса В 20 с параметрами сечения 60х25 см.

Таблица 2.7 – Технические характеристики стальной и композитной арматуры

Характеристики	Металлическая арматура класса А-III (А400)ГОСТ 5781-82	Неметаллическая композитная арматура	
		стеклопластиковая	базальтопластиковая
Материал	Сталь 35ГС, 25Г2С, 32Г2Рпс	Стеклянные волокна диаметром 13–16 микрон, связанные полимером	Базальтовые волокна диаметром 10–16 микрон, связанные полимером
Временное сопротивление при растяжении, МПа	390	1200	1300
Модуль упругости, МПа	200 000	55 000	71 000
Характер диаграммы «напряжение-деформация»	Кривая линия с площадкой текучести под нагрузкой	Прямая линия с упруголинейной зависимостью под нагрузкой до разрушения	Прямая линия с упруголинейной зависимостью под нагрузкой до разрушения
Коррозионная стойкость к агрессивным средам	Корродирует с выделением продуктов ржавчины	Нержавеющий материал первой группы химической стойкости, в том числе к щелочной среде бетона	Нержавеющий материал первой группы химической стойкости, в том числе к щелочной среде бетона
Долговечность	По строительным нормам	Прогнозируемая долговечность не менее 80 лет	Прогнозируемая долговечность не менее 80 лет

Таблица 2.8 – Деформативные характеристики композитной арматуры

Класс арматуры	АБК	АСК	ААК	АУК
Временное сопротивление, МПа	1240	1900	1840	2000
Деформации, %	3	3,6	3	2



б)

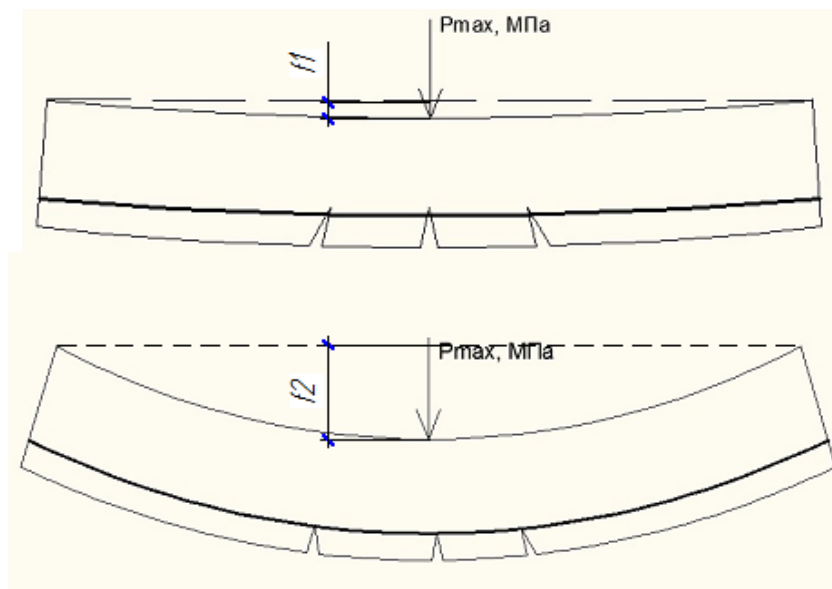


Рисунок 2.4 – Деформации стальной и композитной арматуры:
 а) – графики растяжения стальной А400 (1) и композитной стеклопластиковой АКС (2) арматуры; б) – сравнение прогибов элемента армированного стальной арматурой (f_1) и композитной арматурой (f_2)

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2ПСМ1.1.00.020000ПЗ

Лист

49

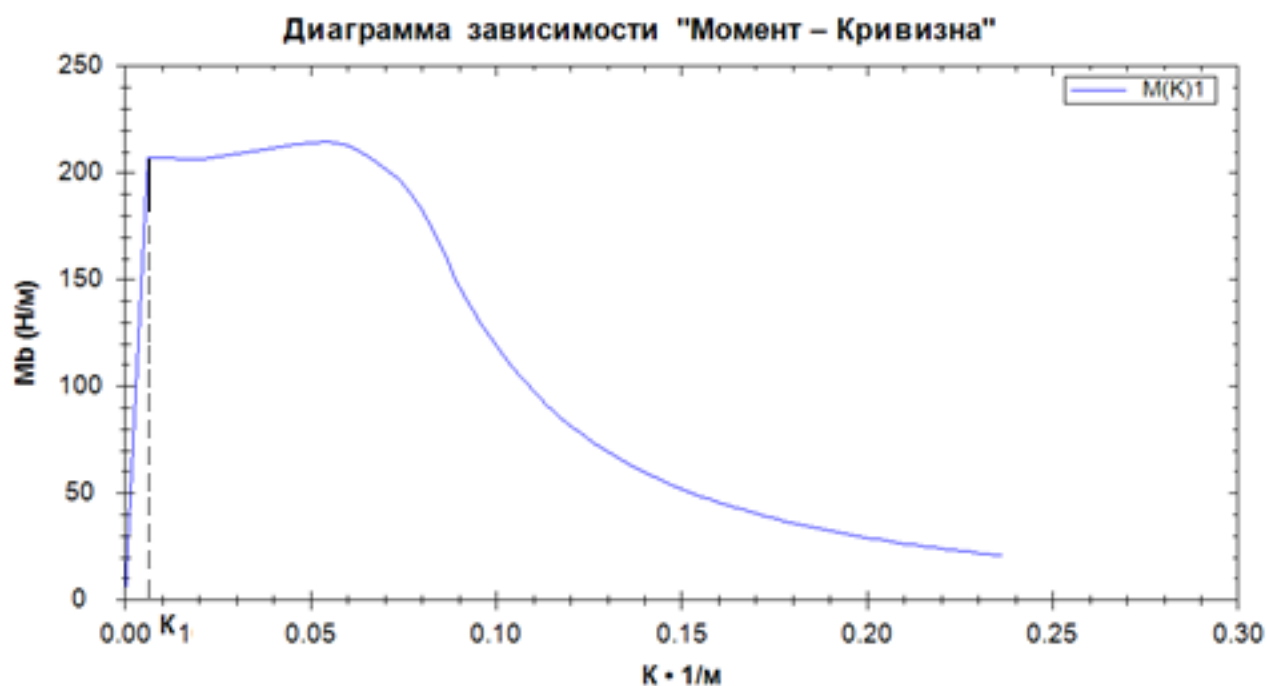


Рисунок 2.5 - Диаграмма зависимости «момент – кривизна» для ж/б балки с арматурой класса А400 (бетон В20) из «ГИД»

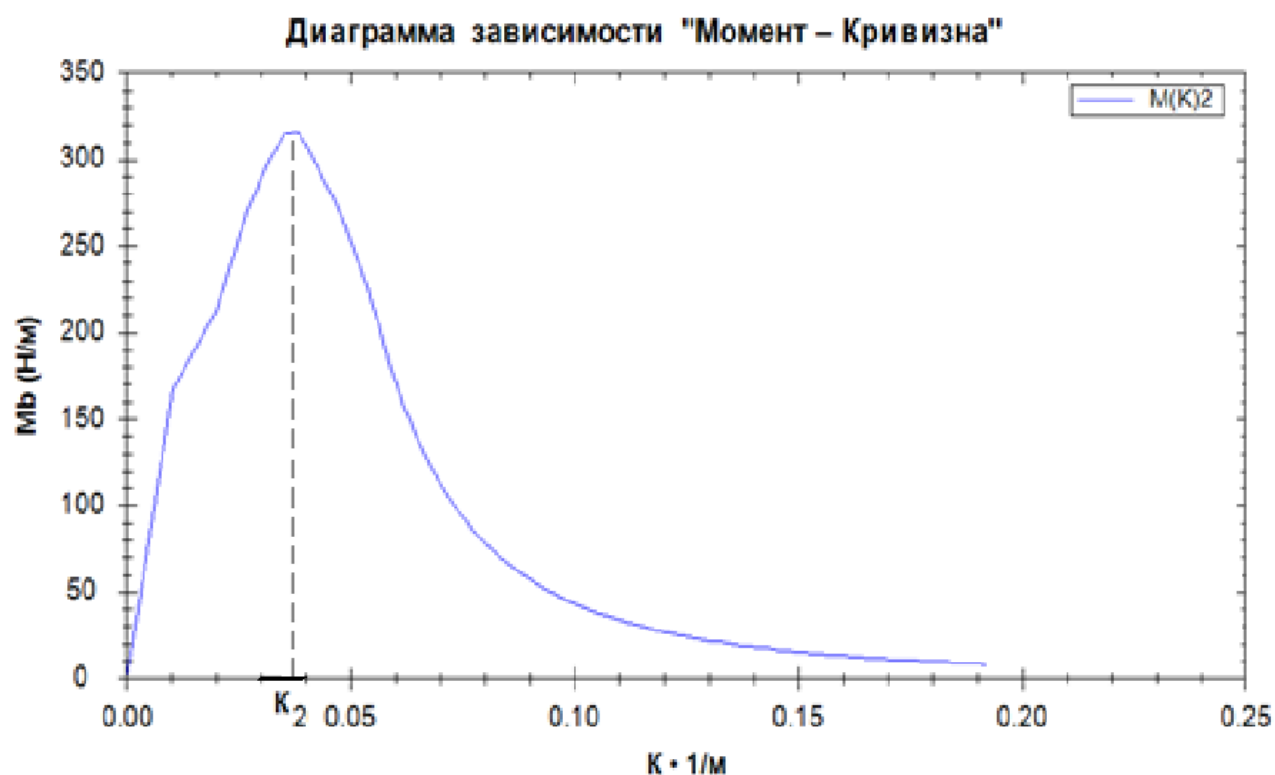


Рисунок 2.6 - Диаграмма зависимости «момент – кривизна» для изгибаемого элемента с композитной арматурой (бетона В20) из «ГИД»

Таблица 2.9 – Сравнение стоимости А-400 и АУК

№ п/п	Арматура класса А400С	Стоимость 1 п.м, р	Арматура АУК FibARM Rebar	Стоимость 1 п.м, р
1	6	5,53	4	164
2	8	9,72	6	266
3	12	21,05	8	567
4	14	28,45	10	762
5	16	37,44	12	1066

Таким образом, композитная арматура имеет ограниченные возможности использования в несущих строительных конструкциях вследствие низкого модуля упругости, несмотря на высокие прочностные характеристики. Применение углекомпозитной арматуры, которая наиболее приближена по физико-механическим свойствам к металлической арматуре, ограничено ее высокой стоимостью. Композитная арматура получила применение в конструкциях, не имеющих возможности «провисания» - например, в фундаментах. [4]

Выводы ко второй главе

1) Композитная арматура по сравнению с металлической обладает пониженным модулем упругости, что приводит к большим деформациям конструкции в связи с прогибами.

2) Анализ сочетаний композитной стеклопластиковой арматуры с бетонами разных классов на основе программы «ГИД» позволил выявить, что физически эффективнее использовать металлическую арматуру.

3) Сочетание любых бетонов с композитной арматурой класса АУК является наиболее эффективным по прочности, так как модуль упругости такой арматуры наиболее приближен к стальной.

4) Стоимость углекомпозитной арматуры гораздо выше стоимости металлической.

5) Армирование углекомпозитной арматурой рекомендуется использовать в условиях высокого коррозионного воздействия (например, в дамбах), где металлическая арматура быстрее придет в негодность.

6) В несущих конструкциях зданий (плитах перекрытия, балках и пр.) целесообразнее использовать металлическую арматуру.

7) Композитная арматура применима также при армировании оснований, дорожных покрытий, фундаментов и т.д., так как в таких условиях не будет прогибов.

					2ПСм1.1.00.020000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		52

3 Исследование деформаций железобетонных конструкций при высоких уровнях нагружения

В процессе эксплуатации любого здания или сооружения происходят различные физические изменения с каждым его элементом, что называется физической нелинейностью материала конструкции. Эти изменения отражаются на напряженно-деформированном состоянии здания.

Как правило, за основу расчетов зданий берется гипотеза о линейной деформируемости материалов конструкции, что подразумевает использование значения постоянной начальной жесткости. Однако в процессе эксплуатации жесткость элемента и здания в целом изменяется, что является следствием уже происходящих в нем деструктивных изменений. В итоге, предельная нагрузка для одного и того же элемента может стать иной, по сравнению с упругой работой системы.

Согласно действующим СП [6], расчет перемещений железобетонных элементов - прогибов и углов поворота - связан с определением кривизны оси при изгибе или с определением жесткости элементов.

3.1 Определение кривизны при изгибе методом конечно-разностной аппроксимации

В математике кривизна определяется, как величина, обратная радиусу кривизны (окружности, дуги) $K=1/R$.

Рассмотрим простой элемент (рисунок 3.1) - железобетонную шарнирно-опертую балку. Если на нее действует нагрузка, то происходит изгиб и, как следствие, перемещение элементарных участков в отдельно взятых плоскостях.

4ПСм1.1.00.030000ПЗ

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Разраб.		Дорошенко К.М.			3 Исследование деформаций железобетонных конструкций при высоких уровнях нагружения	Лит.	Лист	Листов
Провер.		Дзюба В. А.					53	106
Реценз.		Гутник Е.А.				Кафедра СиА		
Н. Контр.		Валеев А.Р.						
Утверд.		Сысоев Е.О.						

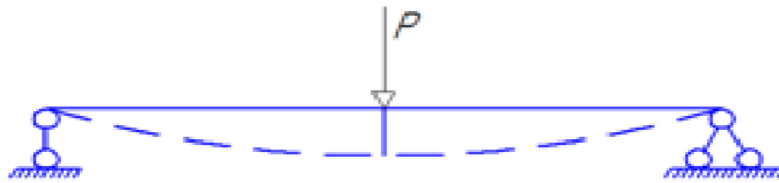


Рисунок 3.1. Изгиб шарнирно-опертой балки

Если принять прогиб балки за функцию $y = f(x)$, то тангенс угла наклона касательной к этой функции есть первая производная этой функции: $\text{tg}\theta = y'(x)$. Очевидно также, что вторая производная этой функции – это кривизна нашей балки. То есть $K = y''(x)$.

Пусть плоская кривая N задается функцией $y = f(x)$ (рисунок 3.2), при этом $a \leq x \leq b$. Если провести касательную к дуге, она образует угол, отсюда можно определить тангенс этого угла, то есть можно сказать, что функция имеет непрерывную вторую производную. Отметим точку A , имеющую координаты $(x, f(x))$.

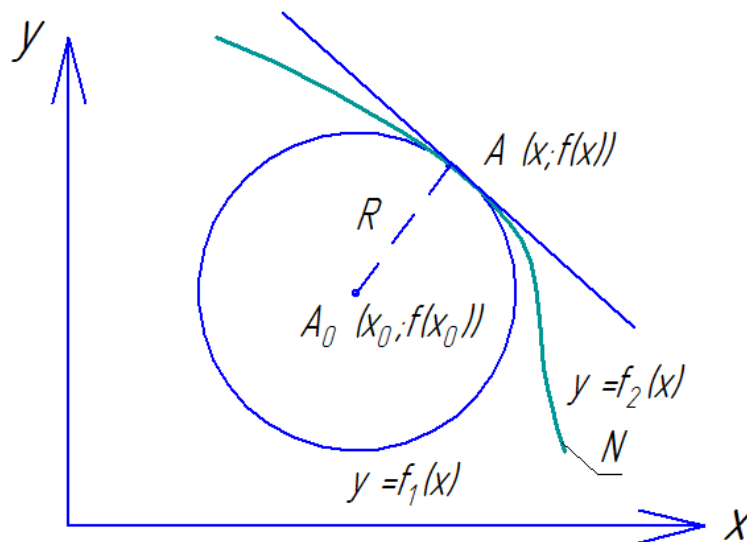


Рисунок 3.2 - Касательная к кругу кривизны и угол

Таким образом, видно, что через уравнение кривизны круга можно найти производную касательной к этой окружности, то есть – кривизну рассматриваемой дуги.

Уравнение окружности записывается в следующем виде [27]:

$$(x - a)^2 + (y - b)^2 = R^2, \quad (3.1)$$

где R- радиус окружности или радиус кривизны.

Продифференцировав по dx данное уравнение, получаем:

$$2(x - a) + 2(y - b)y^I = 0, \text{ тогда } y^I = \frac{x-a}{y-b}, \quad (3.2)$$

$$y^{II} = \frac{(y-b)-(x-a)y^I}{(y-b)^2} = \frac{(x-a)y^I-(y-b)}{(y-b)^2}. \quad (3.3)$$

Выражаем $x-a = -y^I(y-b)$ и подставляем в (3) вместо (x-a).

После подстановок и преобразований получаем следующее:

$$\frac{y^{I2}(1+y^{I2})^2}{(y^{II})^2} + \frac{(1+y^{I2})^2}{(y^{II})^2} = R^2. \quad (3.4)$$

Далее выражение (4) преобразуется до:

$$R = \frac{(1+y^{I2})^{3/2}}{|y^{II}|}. \quad (3.5)$$

Выражение (5) показывает формулу радиуса кривизны (или окружности), тогда, помня, что кривизна $K=1/R$, получаем выражение для кривизны:

$$K = \frac{|y^{II}|}{(1+y^{I2})^{3/2}}. \quad (3.6)$$

Так как $y = f(x)$ (рисунок 2), то и выражение (6) получает следующий вид:

$$K = \frac{|f^{II}(x)|}{(1+f^{I2}(x))^{3/2}}. \quad (3.7)$$

На практике угол θ (рисунок 3.3) получается бесконечно малым, тогда мы можем пренебречь знаменателем в выражениях (6) и (7), что доказывает, что:

$$K = |y^{II}|. \quad (3.8)$$

На рисунке 3.3 представлена графически кривизна оси балки и касательная к ней.

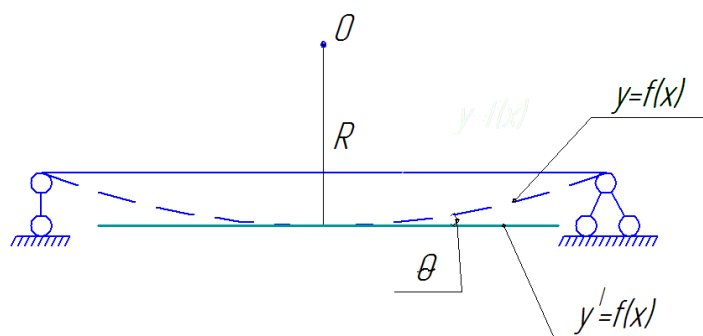


Рисунок 3.3 - Кривизна оси балки и касательная к ней

Для того чтобы определить прогиб балки, можно воспользоваться методом конечно-разностной аппроксимации. Говоря о прогибе балки, уместно говорить и о перемещениях на каждом элементарном участке этой балки. То есть, применив так называемый метод сеток, можно разбить рассматриваемую балку на бесконечное число элементарных участков с шагом h или Δx (рисунок 3.4).

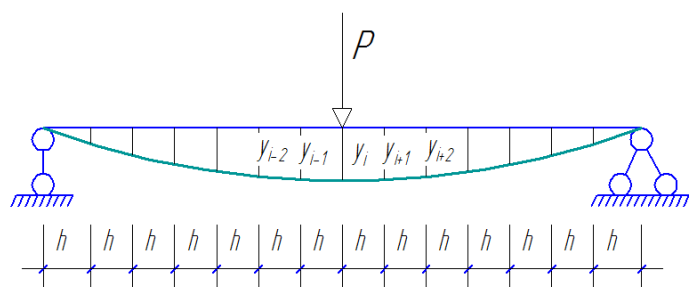


Рисунок 3.4 - Разбиение методом сеток

Тогда получаем следующее:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_i = y_i^I = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta x}. \quad (3.9)$$

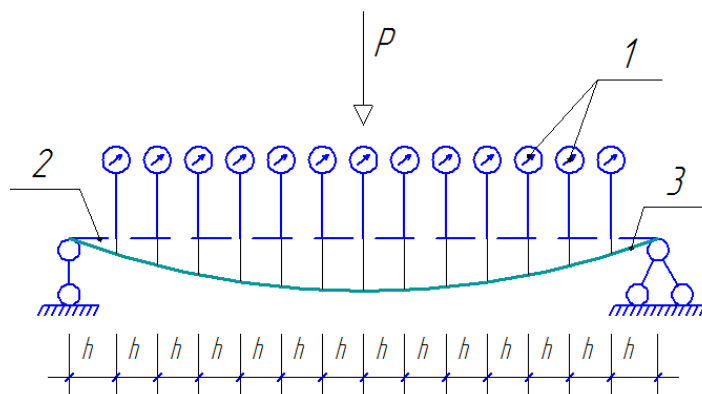
Дифференцируем второй раз:

$$\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_i = y_i^{II} = \frac{y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}}{(\Delta x)^2}. \quad (3.10)$$

Таким образом, для того, чтобы определить кривизну, необходимо знать перемещение в каждой точке элемента относительно изначального положения. На практике можно применить такой способ лишь на основании

опытных данных. В этом случае, будут известны нагрузка, действующая на элемент и перемещения (прогибы) его элементарных участков.

На рисунке 3.5 предлагается схема размещения приборов при испытании опытного образца.



1 - прогибомеры; 2 - начальное положение балки;
3 - балка под действием нагрузки P

Рисунок 3.5 - Схема установки опытного образца для определения прогибов

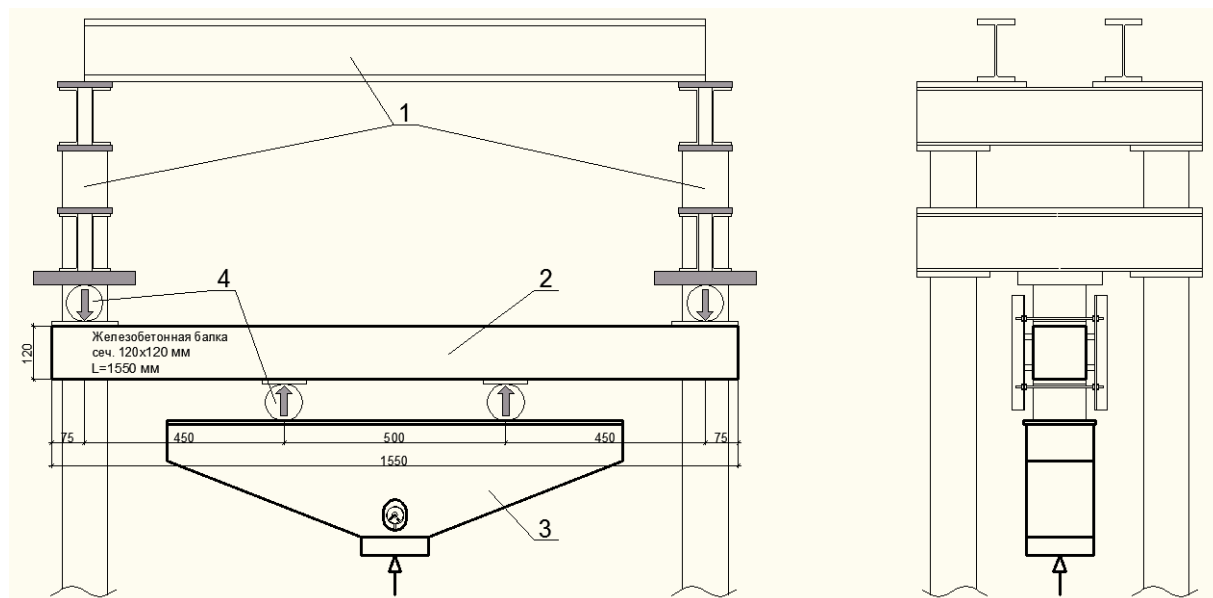
Данная схема позволяет с помощью нескольких прогибомеров, которые измеряют перемещения балки в любой точке под нагрузкой P, определить значения y_i , y_{i+1} , $y_{i-1} \dots y_n$ и затем, методом конечно-разностной аппроксимации (по формуле 10) вторую производную прогибов, то есть – кривизну нашей балки. [26]

3.2 Вычисление кривизны методом конечно-разностной аппроксимации

На базе лаборатории «КнАГТУ» было проведено испытание опытного образца на механическом прессе [15], результаты которого были проанализированы с помощью программы Photodim 2D [11, 27]. Схема механического пресса представлена на рисунке 3.6. Целью проведения испытания являлось получение полной диаграммы «момент-кривизна».

Кривизна тесно связана с прогибом, поэтому на установке были установлены прогибомеры на базе индикаторов часового типа с точностью 0,1

мм. Прогиб балки, представляя собой функцию координаты x , был представлен в форме таблицы значений перемещений в виде уравнения $f = y(x)$. Схема расположения прогибомеров представлена на рисунке 3.7.



1 - жесткая порталная рама; 2 - опытный образец; 3 - распределительная траверса; 4 - шарнирные опоры (цилиндрические катки)

Рисунок 3.6 – Схема испытательного стенда

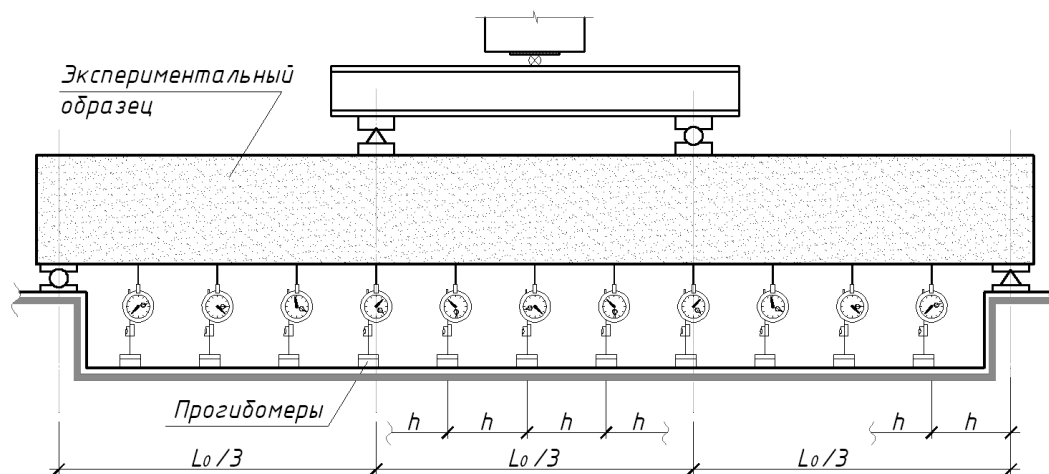


Рисунок 3.7 – Схема расположения прогибомеров с постоянным шагом по длине балки

При проведении экспериментов использовались три прогибомера на участке, кривизну которого необходимо было определить (в центральной части образца).

Для снятия измерений был использован бесконтактный метод «фотограмметрия» с применением программы PhotoDim 2D (рисунок 3.8). На обра-

зец были прикреплены специальные фотометки небольшого размера, которые при нагружении перемещались точно также как и участки конструкции, которым они соответствовали (рисунок 3.9).

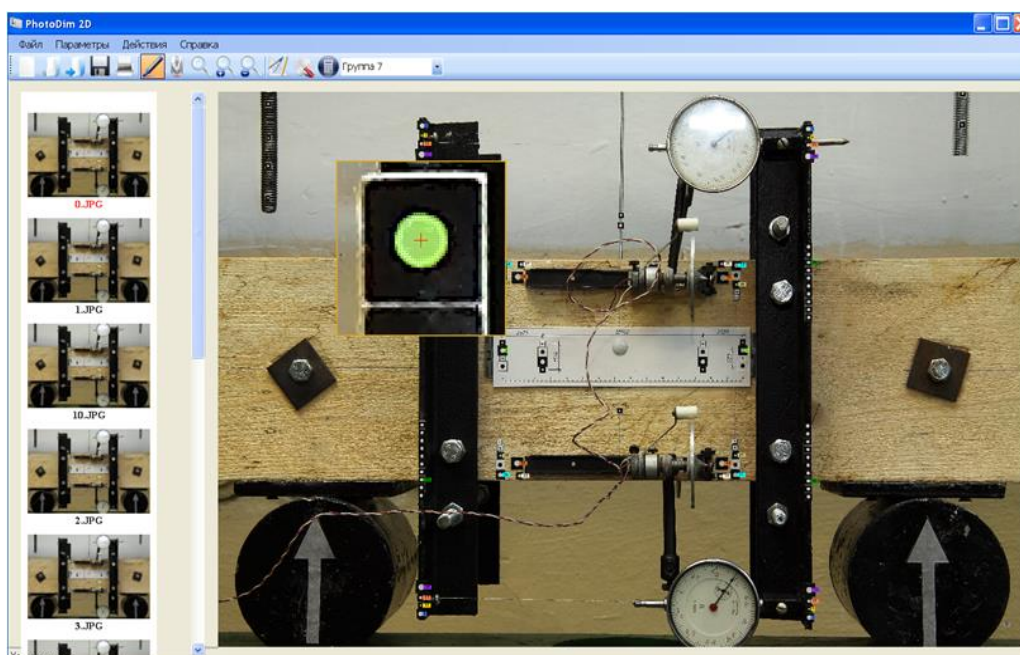


Рисунок 3.8 – Интерфейс программы PhotoDim 2D

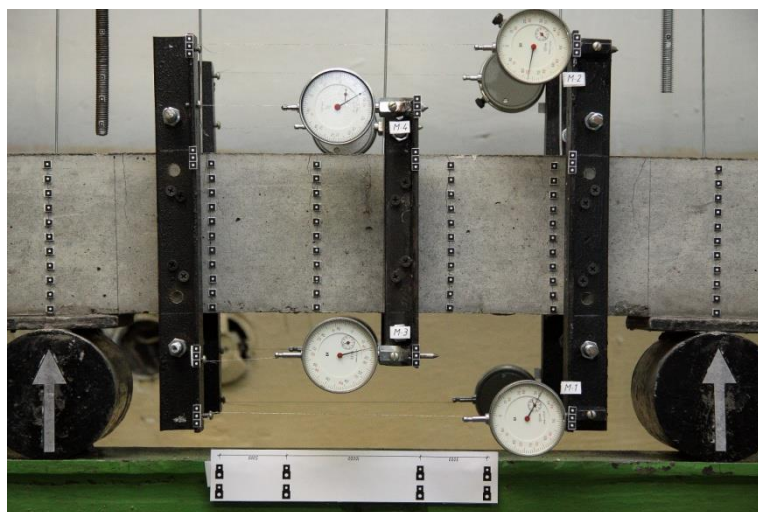


Рисунок 3.9 – Расположение фотометок на образце в процессе нагружения

Определение перемещений на участках в программе PhotoDim 2D проходит в три основных этапа:

- анализ меток;
- определение координат меток;
- вычисление деформаций, определяющий кривизну и перемещения.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2ПСМ1.1.00.030000ПЗ

Лист

59

3.3 Вычисление кривизны при неупругих деформациях конструкций численными методами

В статически неопределимых системах распределение усилий между отдельными элементами зависит от соотношения жесткостных характеристик конструкций. Например, в ядро-диафрагмовых системах высотных зданий распределение внутренних усилий от горизонтальной ветровой нагрузки между отдельными диафрагмами и ядрами жесткости определяется соотношением их изгибных жесткостей.

Как известно, жесткость железобетонных элементов является переменной величиной, зависящей от действующих в этих элементах усилий. Так с увеличением изгибающих моментов происходит снижение, в частности, изгибной жесткости конструкций вследствие проявления физической нелинейности материала: образования и раскрытия трещин в растянутой зоне бетона, развития неупругих деформаций в бетоне сжатой зоны, появления пластических деформаций в растянутой арматуре [27, 28]. Нормы проектирования железобетонных конструкций [6] рекомендуют определять жесткость через кривизну оси элемента по известному выражению:

$$B = M / y'' , \quad (3.11)$$

где B – изгибная жесткость, M – изгибающий момент, y'' – кривизна оси при изгибе.

При высоких уровнях нагружения после нарушения сплошности материала конструкции и накопления повреждений для оценки жесткости необходимо знание кривизны в функции действующего усилия. Согласно нормам проектирования железобетонных конструкций, кривизну рекомендуется определять опытным путем через среднюю деформацию сжатого бетона и растянутой арматуры.

Зависимость изменения кривизны в функции действующих усилий представляет значительный научно-практический интерес применительно к теории нелинейного деформирования железобетона.

					2ПСМ1.1.00.030000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		60

В данной работе предлагается новый метод вычисления кривизны на основе конечно-разностной аппроксимации.

Рассмотрим применение данного метода на примере испытания железобетонной балки. Используя метод сеток, можно разбить рассматриваемую балку на бесконечное число элементарных участков с шагом h (Δx) (рисунок 3.4).

При этом кривизну оси в точке i можно определить методом конечно-разностной аппроксимации по перемещениям смежных точек [26]

$$y''_i = \frac{y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}}{(\Delta x)^2}, \quad (3.12)$$

где y''_i – кривизна балки в i -той точке; y_i – величина вертикального перемещения в i -той точке; y_{i-1} – величина вертикального перемещения на предыдущей точке; y_{i+1} – величина вертикального перемещения на последующей точке; Δx – расстояние между участками.

Для определения кривизны через несмежные участки (y_{i-2} и y_{i+2}) применяется следующая формула [29]

$$y''_i = \frac{y_{i-2} - 2y_i + y_{i+2}}{(2\Delta x)^2}. \quad (3.13)$$

Таким образом, чтобы определить кривизну с помощью формул (3.12) и (3.13), необходимо знать значения функции y (перемещения) в каждой точке элемента, получая их непосредственно при испытании конструкций на поперечный изгиб.

Для исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций при изгибе и оценке их жесткости в лаборатории строительных конструкций КнАГТУ были проведены испытания балок по схеме шарнирного опирания с зоной чистого изгиба [11, 15, 30]. Образец представлял собой изгибаемую балку с размерами сечения 120x120 мм и пролетом 1550 мм, изготовленную из высокопрочного бетона класса В90. Для измерения перемещений балки в процессе нагружения вдоль центральной продоль-

					2ПСМ1.1.00.030000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		61

ной оси верхней грани образца, в зоне чистого изгиба, с шагом 130 мм были установлены прогибомеры на базе индикаторов часового типа, обеспечивающие точность измерений 0.01 мм. Дополнительно запроектированы и изготовлены мессуры, позволяющие измерять деформации волокон сжатой и растянутой зон балки в середине пролета по двум граням элемента. Нагружение образца осуществлялось жестким домкратом. За этап испытания выбиралась определенная часть деформации элемента, а именно прогиб в середине пролета.

На рисунке 3.11 представлена схема испытательной установки образца с прогибомерами и мессурами на опытном образце.

При помощи мессур и бесконтактных средств измерения определялись углы поворота сечений, расположенных в местах установки осей прогибомеров (шаг 130 мм).

Через углы поворота (а именно – средние деформации волокон растянутой и сжатой зон) вычислялось значение кривизны оси балки. По полученным результатам был построен соответствующий график «момент-кривизна».

$$y'' = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{tm} + \varepsilon_{cm}}{h_0}, \quad (3.14)$$

где ε_{tm} - средние деформации волокон растянутой зоны;

ε_{cm} - средние деформации волокон сжатой зоны;

h_0 – рабочая высота сечения, r – радиус кривизны.

Для применения метода конечно-разностной аппроксимации при вычислении кривизны использовались значения вертикальных перемещений точек балки, замеряемых по прогибомерам. Дискретная схема размещения прогибомеров представлена на рисунке 3.14.

Значения кривизны вычислялись следующим образом:

- 1) по данным прогибомеров П1 и П5:

										Лист
										62
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	2ПСМ1.1.00.030000ПЗ					

$y_{1,5}'' = \frac{y_1 - 2y_3 + y_5}{(2h)^2}$, где y_1 - перемещения по прогибомеру П1, y_5 - перемещения по прогибомеру П5, y_3 - перемещения по прогибомеру П3, h – шаг прогибомеров, равный 130 мм; [30]

2) по данным прогибомеров П2 и П4:

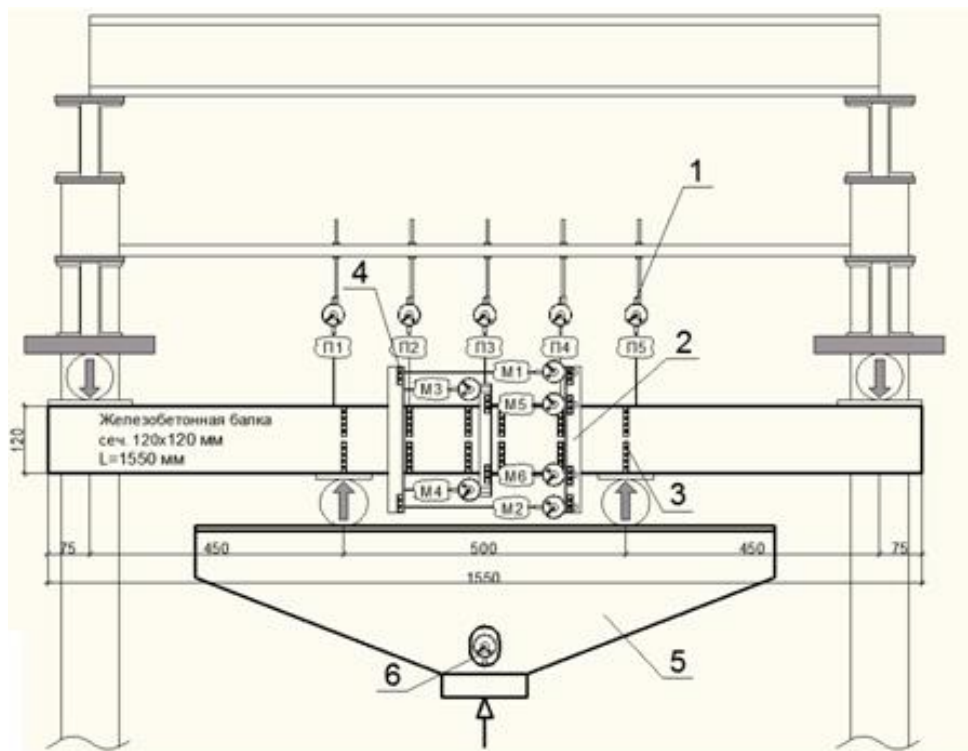
$y_{2,4}'' = \frac{y_2 - 2y_3 + y_4}{h^2}$, где y_2 - перемещения по прогибомеру П2, y_4 - перемещения по прогибомеру П4. [26]

Так как использованные в эксперименте прогибомеры часового типа имеют точность 0,01 мм (а не 0,001 мм), то разность изменения перемещений на этапах нагружения между точками $i-1$, $i+1$ и i при такой точности практически не выявлялись. Для измерения кривизны на этапах нагружения следует учитывать показания прогибомеров, измеряющих перемещения точек y_{i-2} и y_{i+2} , так как разность показаний приборов П1, П5 и П3 достаточна для фиксации индикаторами с ценой деления 0,01 мм. В процессе разрушения более ясную картину дают прогибомеры П2 и П4.

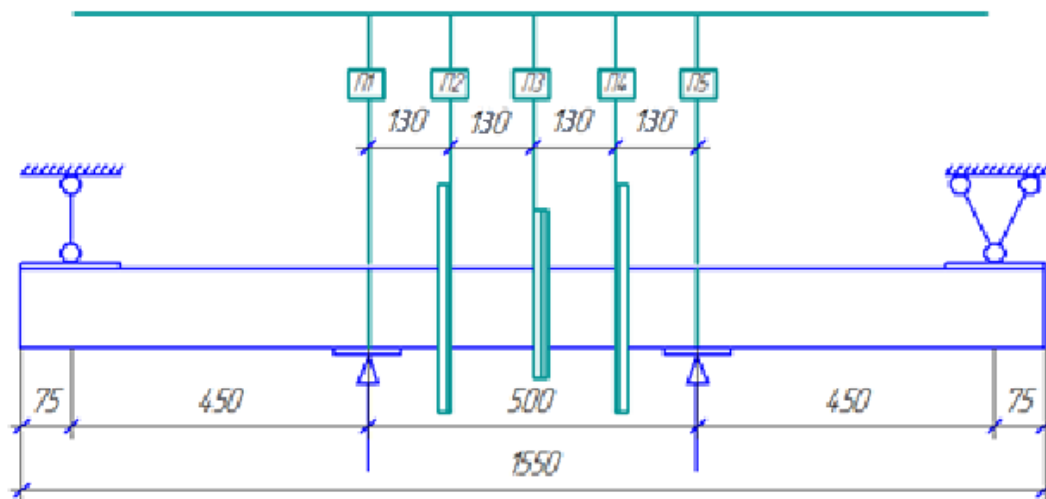
В таблице 3.1 представлены результаты расчетов кривизн по трем графикам: вычисленные средние значения мессур [30] и новые результаты, полученные по прогибомерам 1, 2, 4 и 5 путем конечно-разностной аппроксимации для центрального сечения (с прогибомером П3) [26].

Как видно из рисунка Б.1 (приложения Б), график кривизны, вычисленной по мессурам и данным фотограмметрии, практически совпадает до начала разрушений (участок разрушения) с участком графика кривизны $y_{1,5}''$, составленного по вычисленным данным П1 и П5, а по П2 и П4 практически идентичны для участка, на котором усилия падают, но разрушения продолжаются (после критического момента).

а)



б)



1 - прогибомеры; 2 - мессуры; 3 – группы меток для фотоизмерений на балке;
 4 - группы меток для фотоизмерений на мессурах; 5 - траверса;
 6 - индикатор динамометра

Рисунок 3.11 – Схема испытательного стенда для определения прогибов:
 а) Общий вид установки; б) Схема расположения приборов

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2ПСМ1.1.00.030000ПЗ

Лист

64

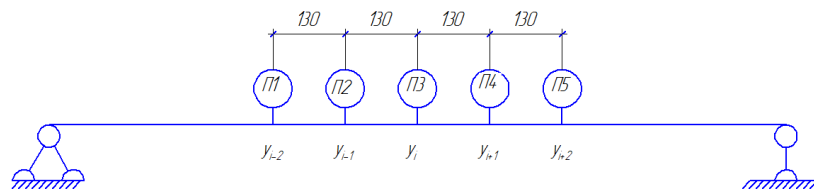


Рисунок 3.14 – Схема расположения точек перемещения в зоне чистого изгиба

Таблица 3.1 – Результаты расчетов по двум методам

№п/п	М (без учета выдержки), кН*м	Среднее по мессурам	$y_{2,4}''$	$y_{1,5}''$
1	0	0	0	0
2	1.60803	0.003866	0.011538462	0.004763314
3	2.7078975	0.008438	0.018994083	0.009289941
4	3.75327	0.012936	0.023609467	0.013579882
5	4.75173	0.017418	0.02964497	0.018136095
6	5.73903	0.021899	0.032781065	0.022189349
7	6.625305	0.025988	0.047159763	0.02658284
8	7.400655	0.030463	0.052248521	0.030857988
9	7.901955	0.036848	0.059230769	0.036804734
10	7.930305	0.041014	0.067218935	0.040798817
11	7.958655	0.045592	0.074260355	0.045236686
12	8.07183	0.049982	0.08	0.049186391
13	8.10018	0.053194	0.083195266	0.052573964
14	8.1566775	0.0575	0.087455621	0.056627219
15	8.10018	0.061219	0.095029586	0.061508876
16	8.128305	0.064714	0.103431953	0.067721893
17	8.21313	0.070867	0.109171598	0.074497041
18	8.29818	0.078625	0.118698225	0.081952663
19	8.354655	0.086233	0.132248521	0.089511834
20	8.46783	0.102494	0.148224852	0.105606509
21	8.835705	0.130428	0.183846154	0.136139053
22	9.458505	0.172086	0.239940828	0.182559172
23	9.82638	0.211474	0.278579882	0.211346154
24	9.911205	0.231564	0.278579882	0.233920118
25	10.052955	0.245232	0.274733728	0.266952663
26	10.096155	0.268204	0.283846154	0.289467456
27	9.9112275	0.286424	0.291242604	0.311952663
28	8.1566775	0.310248	0.309822485	0.332248521
29	7.649955	0.373996	0.363372781	0.386952663
30	5.711355	0.474855	0.471183432	0.473550296

Таким образом, предложенный метод вычисления кривизны путем конечно-разностной аппроксимации является надежным математическим аппаратом, существенно улучшающим оценку кривизны и упрощающим процедуру испытаний, так как отпадает необходимость в использовании фотограмметрии, мессур, расположенных непосредственно на образцах. Это позволяет вести расчет статически неопределимых систем с переменной жесткостью элементов и получать действительную картину напряженно-деформированного состояния здания в целом.

					2ПСМ1.1.00.030000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		66

Выводы к третьей главе

1) Упругий расчет по изначально заданной постоянной жесткости не может показать реальную картину деформативности элементов.

2) Действующие СП рекомендуют учитывать реальную картину перемещений элементарных участков, взятых в отдельных плоскостях, то есть производить нелинейный расчет.

3) Определение кривизны элемента под нагрузкой в каждом отрезке времени связано с вертикальными или угловыми перемещениями малых участков данного элемента.

4) Метод конечно-разностной аппроксимации позволяет определить кривизну элемента через вертикальные перемещения элементарных участков, взятых в отдельных плоскостях, то есть через прогиб.

5) Наилучшую картину прогиба можно выявить в случае исследования зоны чистого изгиба испытуемого элемента.

6) Метод конечно-разностной аппроксимации эффективен при использовании данных не смежных участков, а более отдаленных от центральной исследуемой точки, так как расчеты по смежным участкам дают большие погрешности в измерении.

7) Метод конечно-разностной аппроксимации является надежным математическим аппаратом при определении кривизны элемента и составлении полной картины деформативности материала.

8) Составление полной картины деформативности материала позволяет в дальнейшем производить нелинейный расчет статически неопределимых несущих систем.

					2ПСМ1.1.00.030000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		67






4 Исследование деформативности статически неопределимых железобетонных конструкций при высоких уровнях нагружения

4.1 Статически неопределимые системы и перераспределение усилий в них

Как известно, статически неопределимые системы отличаются тем, что усилия в элементах не могут быть определены при помощи уравнений статики и потому требуется составление дополнительных уравнений, определяющих деформацию системы. Одним из методов расчета является метод перемещений. При этом обычно принимают за лишние неизвестные упругие перемещения, пренебрегают влиянием продольных и поперечных сил на деформации стержней, учитывая лишь деформации изгиба, то есть не берут во внимание перераспределение усилий. [31]

При расчете статически неопределимых конструкций как упругих систем исходят из того, что их жесткость постоянна и пренебрегают неупругими свойствами материала. Причем влияние нелинейных деформаций может быть настолько значительными, что результат расчета конструкции как упругой системы может сильно отличаться от ее действительной работы, что не позволяет до конца оценить возможности использования нелинейного материала. Деформации линейной ползучести бетона перераспределяют напряжения в сечении, но мало влияют на соотношения кривизн в разных сечениях. Образуются трещины в растянутой зоне. Когда наступает момент исчерпания несущей способности в наиболее напряженных участках конструкции развивается нелинейная ползучесть бетона, влияющая на распределение усилий. При этом на коротких или более значительных участках сцепление арматуры с бетоном нарушается и, наконец, наблюдается текучесть арматуры. [32]

Ранее считалось, что пока ни в одном сечении арматура не достигла

					4ПСМ1.1.00.04.0000ПЗ			
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Разраб.		Дорошенко К.М.			4 Исследование деформативности статически неопределимых железобетонных конструкций при высоких уровнях нагружения	Лит.	Лист	Листов
Провер.		Дзюба В. А.					68	106
Реценз.		Гутник Е.А.				Кафедра СИА		
Н. Контр.		Валеев А.Р.						
Утверд.		Сысоев Е.О.						

Ранее считалось, что пока ни в одном сечении арматура не достигла текучести, железобетонная конструкция работает в условиях, близких к принятым в основу расчета упругой системы. Деформации в железобетонных конструкциях подчиняются закону Гука только на начальных этапах нагружения. Далее изменения происходят нелинейно (см. главу 3).

Одними из самых распространенных способов расчета таких систем являются метод предельных равновесий и метод конечных элементов при помощи программно-вычислительных комплексов. Автоматизированные программы позволяют определить напряженно-деформированное состояние сложных конструкций как упругой системы, так и с учетом нелинейности.

Из теоретической механики известны понятия связей и степеней свободы. Степени свободы – это независимые координаты, которые определяют положение системы при ее движении. То есть каждая точка системы может передвигаться под действием внешних и внутренних воздействий, а также связей в системе.

4.2 Порядок нелинейного расчета статически неопределимой рамы при помощи программ ЛИРА-САПР и ГИД

Новые методы анализа напряженно-деформированного состояния и поведения конструкций под нагрузкой основаны на учете неупругих деформаций материалов. Данные исследования в области расчетов строительных конструкций позволяют значительно повысить экономическую эффективность таких материалов, как железобетон. Однако процесс оценки характера деформативности элементов в зависимости от действующих нагрузок достаточно трудоемкий, так как наиболее реальную картину такой деформативности может дать только эксперимент.

Экспериментальные данные показывают, что зависимость деформаций от напряжений в бетоне имеет свои особенности и она далека от закона Гука. В своде правил предлагаются идеализированные схемы графиков «напряже-

					2ПСм1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		69

ние-деформация» для бетона (рисунке 4.1) и арматуры (рисунке 4.2), представляющих собой упрощенные графики поведения материалов. На рисунке 4.3 показана наиболее реальная диаграмма зависимости напряжений и деформаций для бетона согласно опытным данным. [6]

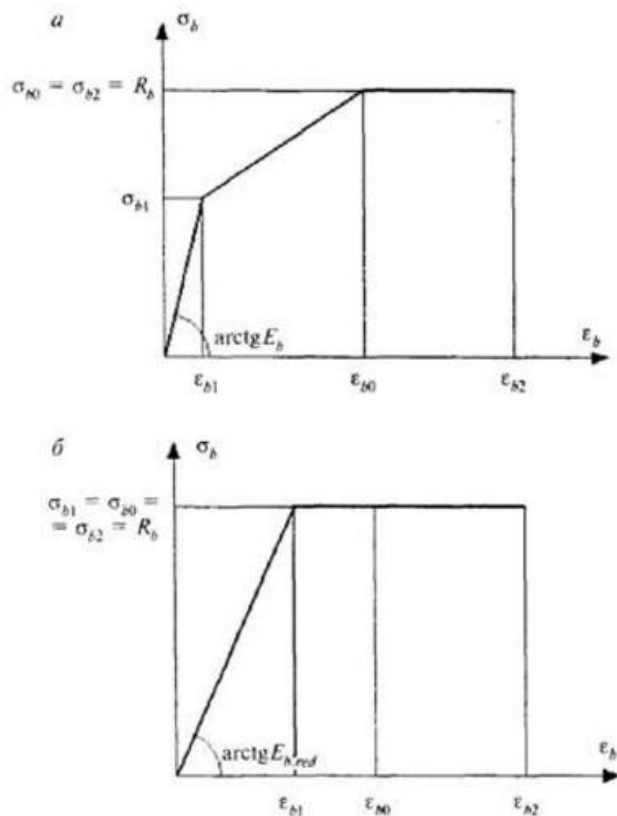


Рисунок 4.1 – Диаграммы состояния сжатого бетона:
 а – трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона
 б – двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

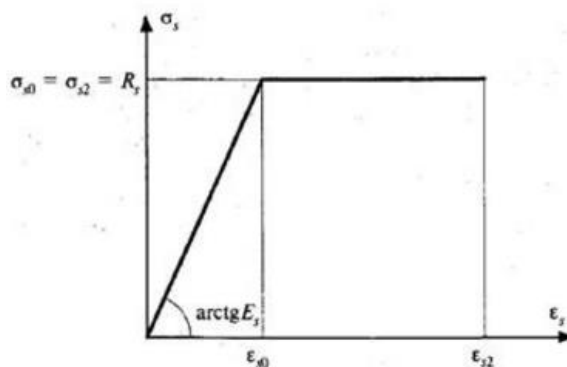
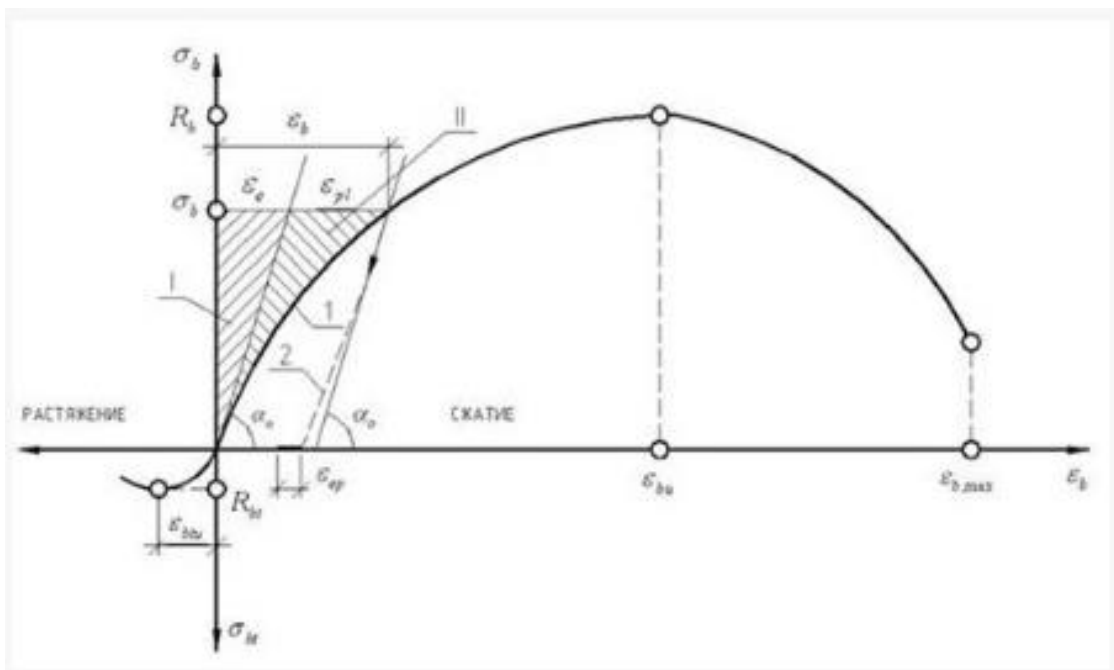


Рисунок 4.2 – Диаграмма состояния растянутой арматуры

Существует ряд программных комплексов, позволяющих производить расчеты с учетом нелинейности конструкций. Одним из самых распростра-

ненных является ПК «Лира САПР». Однако недостатком данной программы является то, что реализуемые в ней расчеты основаны на идеализированных диаграммах, о которых говорилось выше.



I – область упругих деформаций; II – область пластических деформаций; 1 – загрузка; 2 – разгрузка; ϵ_{ub} – предельная сжимаемость; ϵ_{ubt} – предельная растяжимость; ϵ_{bmax} – максимальная сжимаемость на нисходящей ветви диаграммы.

Рисунок 4.3 – Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и при растяжении согласно строительным нормам

Рассмотрим каркасное здание с консольными этажами (рисунок 4.4) и его расчетную схему (рисунок 4.5). Примеры таких зданий имеются в индийской столице. Рамы каркаса представляют собой статически неопределимые системы с консолями, которые разделены деформационным швом.

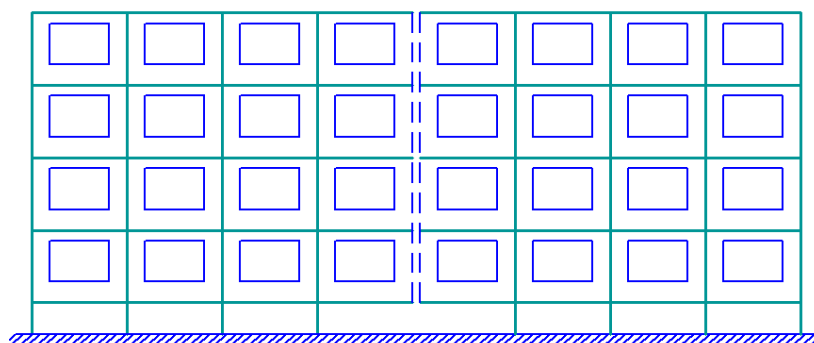


Рисунок 4.4 – Пример здания со статически неопределимой системой

ций. Пример графика «момент-кривизна» по данной программе представлен на рисунке 4.7.

Программа «ГИД» (см. главу 2) позволяет построить график «момент-кривизна», при помощи которого можно проанализировать изменения жесткости в любом элементе. Также возникает возможность моделирования распределения усилий в исследуемой системе.

В главном окне программы «ГИД» (рисунок 2.2, глава 2 **Ошибка! Источник ссылки не найден.**) содержатся ячейки для ввода параметров бетона и арматуры, необходимые для расчёта:

- R_b – призмочная прочность бетона (МПа);
- E_b – начальный модуль упругости бетона (МПа);
- h – высота балки (м);
- b – ширина балки (м);
- число рассчитываемых деформаций для построения графика «Момент – кривизна»;
- A_s – площадь сечения арматуры (м²);
- a – толщина защитного слоя (м);
- $\varepsilon_{b,f}$ – максимальная деформация крайнего сжатого бетонного волокна.

Главное окно состоит из контекстного меню «Управление» и четырёх вкладок: «Расчётная часть», «Параметры арматуры», «Диаграмма деформирования бетона» и «Диаграмма «Момент – кривизна»». [12]

Основные этапы совместного использования программ «ГИД» и «Лири САПР» следующие:

1) В ПК «Лири» строится расчетная схема рассматриваемого здания и производится расчет с начальными параметрами жесткости без учета нелинейности материалов (то есть задаются только начальный модуль упругости и параметры сечений). При этом жесткость задается каждому малому конечному элементу.

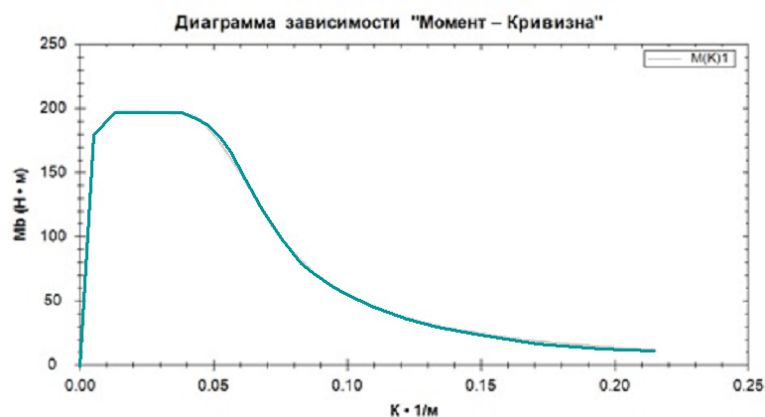


Рисунок 4.7 – Пример диаграммы зависимости «момент-кривизна» в программе «ГИД»

2) Предварительно в программе «ГИД» производится расчет конечного элемента опытной рамы. В результате получается закон изменения жесткостей для каждого малого элемента в зависимости от усилий в них (см. рисунок 4.8).

3) В соответствии с усилиями, полученными в «Лире» на первом этапе расчетов, и деформациями в «ГИД» задаются новые жесткости для каждого малого элемента;

4) В «Лире» производится повторный расчет с новыми жесткостями.

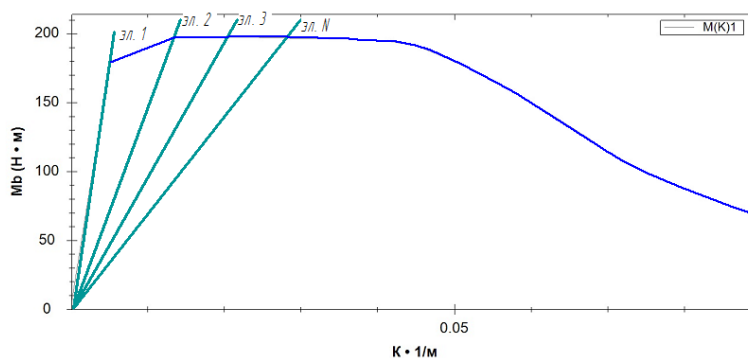


Рисунок 4.8 – Пример определения новых жесткостей для каждого элемента (1, 2, 3, N) в зависимости от усилий, полученных в ПК «ЛИРА-САПР»

Далее выполняются итерационные расчеты, пока жесткости на участках элементов при смежных итерациях не будут отличаться на предварительно заданное бесконечно малое отклонение. Таким образом, и происходит перераспределение усилий: усилия с более нагруженных малых элементов пе-

реходят на менее нагруженные. После каждого этапа перераспределения усилий к системе можно приложить приращение нагрузок до следующих расчетных значений. Максимальная работоспособность системы достигается в тот момент, когда перестают сходиться итерации, нарушается равновесие усилий, и наиболее нагруженные участки теряют свою устойчивость (жесткость достигает критически малых значений).

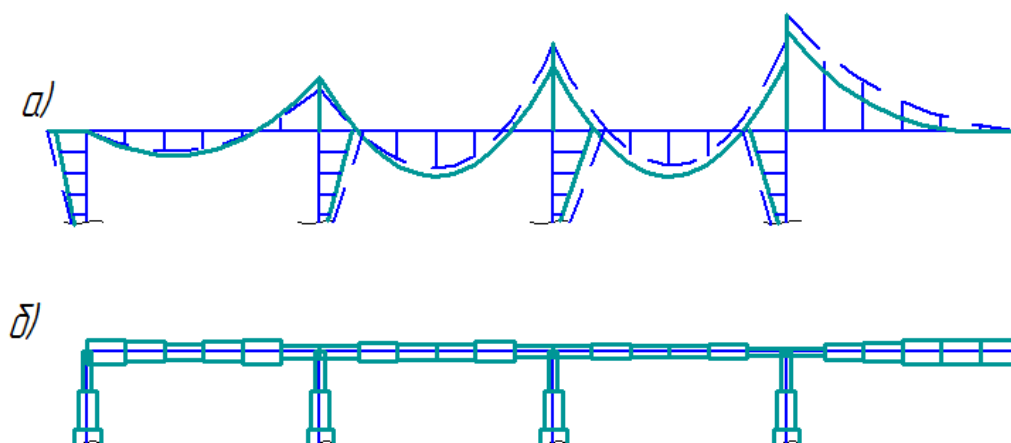


Рисунок 4.9 – Схема перераспределения усилий:

- а) по эпюрам (пунктиром показаны начальные усилия по упругому расчету);
 б) схематическое задание жесткостей по участкам с учетом перераспределения

Таким образом, предлагаемый метод расчета показывает более реальную картину распределения в сравнении усилий с нелинейным расчетом в ПК «Ли́ра САПР». Аналогично можно производить расчет для неразрезной балки. Расчет с учетом перераспределения усилий подразумевает экономию материала на практике. [31]

4.3 Расчет статически неопределимой рамы предложенным методом

Рассмотрим на примере рамы на рисунке 4.10 расчет статически неопределимой системы с учетом перераспределения усилий. Начальные этапы расчетов ничем не отличаются от обыкновенного упругого расчета системы в ПК «ЛИРА-САПР».

						Лист
					2ПСМ1.1.00.000000ПЗ	75
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Первый шаг после построения рамы – это задание исходных параметров для стоек и ригелей (рисунок 4.11, а,б).

Расчеты производятся без стандартного учета материалов, поэтому при задании жесткостей используются только начальные характеристики материалов – начального модуля упругости и призмической прочности тяжелого бетона класса В 20. Влияние арматуры будет учитываться при дальнейших расчетах в программе «ГИД».

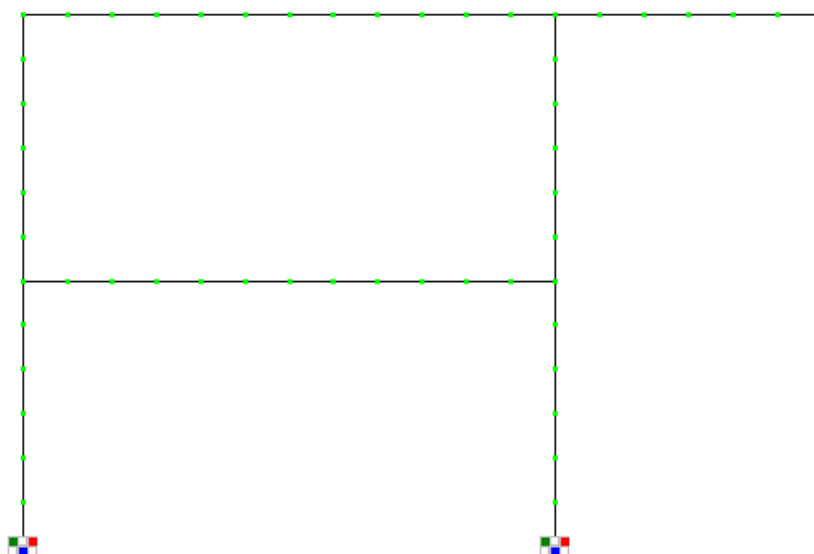


Рисунок 4.10 – Общий вид рассчитываемой рамы

После назначения жесткостей для всех элементов, необходимо разбить ригели и стойки на множество равных частей – конечные элементы (КЭ). В дальнейшем это позволит задавать жесткости для каждого КЭ в соответствии с расчетами. В данном примере каждый элемент был разбит на 10 КЭ, но для более точных расчетов можно произвести разбивку на большее число КЭ (рисунок 4.10).

Следующий шаг заключается в назначении загрузений и приложении нагрузок на раму с дальнейшим заданием их сочетаний как при обычном расчете (задаются снеговые, ветровые, постоянные нагрузки и т.д.). Для расчета производим загрузение по равномерно распределенной нагрузке на ригель. Далее производится упругий расчет и выбирается наиболее подходящее сочетание загрузений, усилия при которых самые высокие.

Следующий этап – работа в программе «ГИД». Задаются параметры для бетона класса В20, процент армирования выбирается - ____%. Задание параметров и результаты расчета в «ГИД» представлено в приложении В.

а)

б)

Рисунок 4.11 – Задание начальных параметров для элементов
 а – параметры для ригелей
 б – параметры для стоек (колонн)

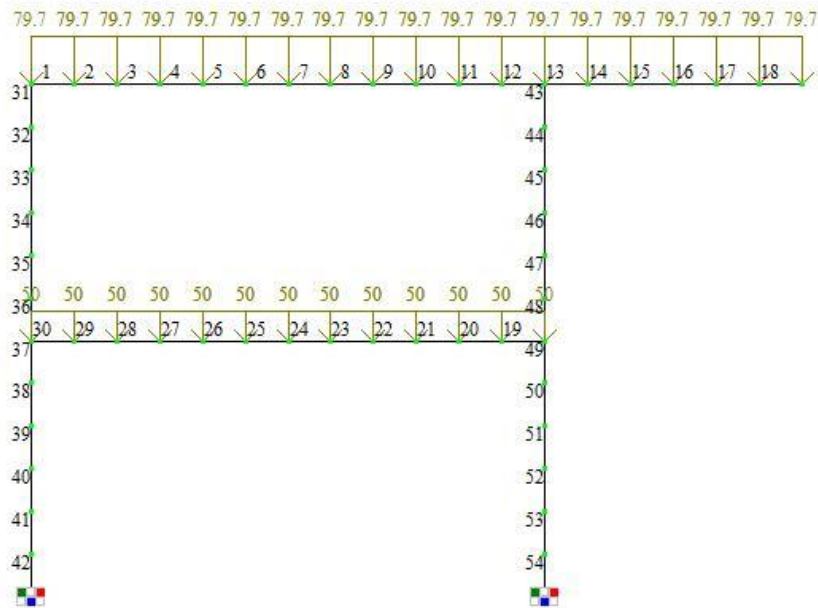
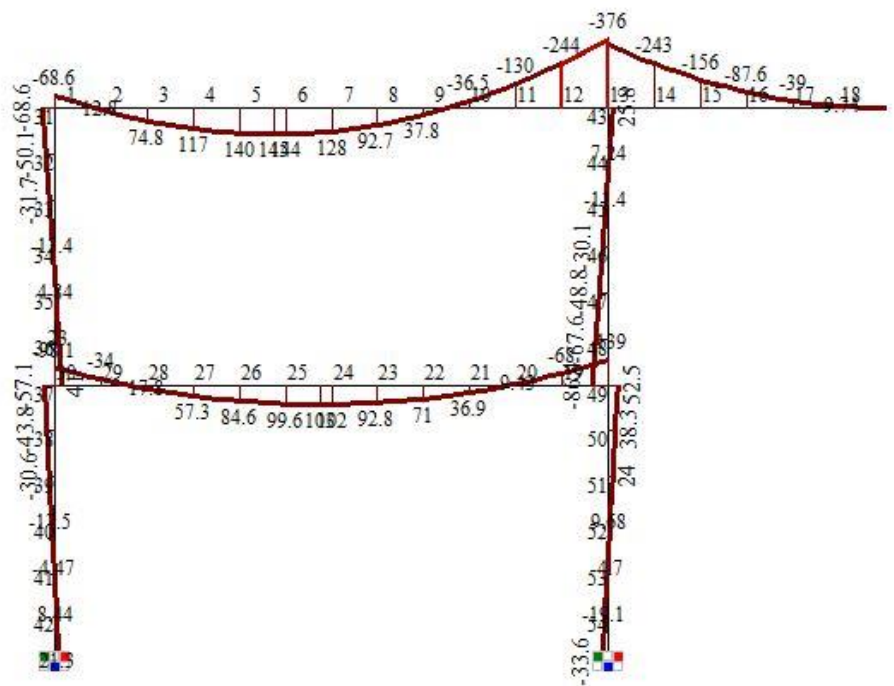


Рисунок 4.12 – Разбивка рамы на участки и приложение максимальной нагрузки, кН

5
Эшюра Му
Единицы измерения - кН*м





 Минимальное усилие -376.373
 Максимальное усилие 144.893

Рисунок 4.13 – Результат упругого расчет в «ЛИРА-САПР»

Результаты расчетов отслеживаются по максимальному нагружению. Для удобства результаты расчета по «ГИД» были сведены в таблицу 4.1, где представлены основные ориентиры для определения кривизны по максимальным моментам и изменения жесткости на рассматриваемом этапе

						Лист
					2ПСМ1.1.00.000000ПЗ	78
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

нагружения. В данном случае критическим усилием, после которого начинается изменение по нисходящей ветви является $M = 376,3938$ кН•м, на который и ориентируется расчет.

Таблица 4.1 – Необходимые параметры для расчета жесткости элементов

№	кривизна	Сумма моментов на графике
0	0	0
1	0,00385	231,939
2	0,006947	341,8161
3	0,01019	376,3938
4	0,013833	369,7841
...N

5
Эпюра Му
Единицы измерения - кН*м

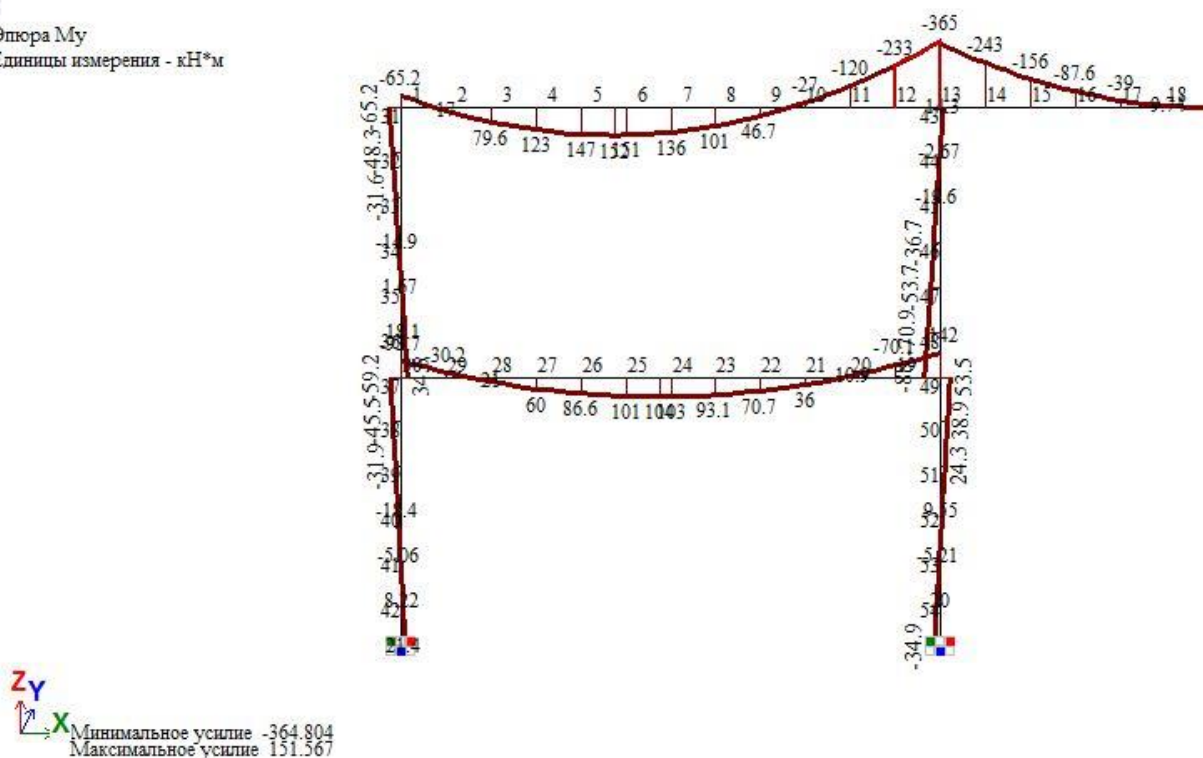


Рисунок 4.14 – Перераспределение усилий при начальной нагрузке (по предложенным рекомендациям)

Как видно из рисунков 4.12 и 4.13, система была нагружена максимально по упругому расчету равномерно-распределенной нагрузкой 79,7 кН/м до максимально возможного усилия – 376,373 кН•м. Используя алгоритм расчета, представленный в пункте 4.2, получаем перераспределение

усилий при начальной нагрузке (рисунок 4.14). На рисунке 4.14 видно, что при перераспределении усилий максимальное усилие становится 364.804 кН•м.

Далее производим наращивание нагрузки и выполняем подобные расчеты до максимально возможного нагружения для восходящей ветви графика «момент-кривизна», представленного в приложении Д, и небольшого наращивания по нисходящей ветви. В таблице 4.2 представлены результаты данных расчетов в верхнем ригеле, который воспринимает основную часть приложенной нагрузки.

Таблица 4.2 – Результаты расчетов по нескольким этапам нагружения рамы

№ участка	Модуль максимальных моментов по элементам, кН*м (упругий расчет, нагрузка 79,68 кН/м)	Модули максимальных моментов по нелинейному расчету (с учетом перераспределения усилий)				
		Начальная нагрузка, 79,68 кН*м	Вторая нагрузка, 81.89 кН*м	Вторая нагрузка, 81.89 кН*м – с перераспределением	Третья нагрузка, 83,38 кН*м (максимальная нагрузка)	Третья нагрузка, 83,43 кН*м (нисходящая ветвь)
1	2	3	4	5	6	7
1	68.6	65.9	67.3	66.3	66.4	66.4
2	74.8	78.6	80.9	82.3	85	85.1
3	117	122	125	127	130	130
4	140	145	149	151	155	155
5	145	151	154	156	161	161
6	144	150	153	155	160	160
7	128	134	138	140	144	144
8	92,7	99.1	102	104	108	108
9	37,8	44.8	46.2	48.7	51.9	52.1
10	130	122	125	122	122	122
11	243,615	235,038	240,76	237,655	238,76	238,78
12	376,373	367,265	376,361	373,064	373,273	376,374
13	376,373	367,265	376,361	373,064	373,273	376,374
14	243,438	243,438	249,653	249,653	253,844	254,01
15	156	156	160	160	162	163
16	87,6	87,6	89,9	89,9	91,4	91,4
17	39	39	39,9	39,9	40,6	40,6
18	9,3	9,3	9,9	9,9	10,2	10,2

Участки №№ 11-14 являются самыми нагруженными, поэтому основной расчет ведется по ним, а в остальных участках жесткость остается постоянной и относится к упругому расчету. Рисунок 4.15 графически отображает перераспределение усилий в верхнем ригеле рамы по начальной нагрузке.

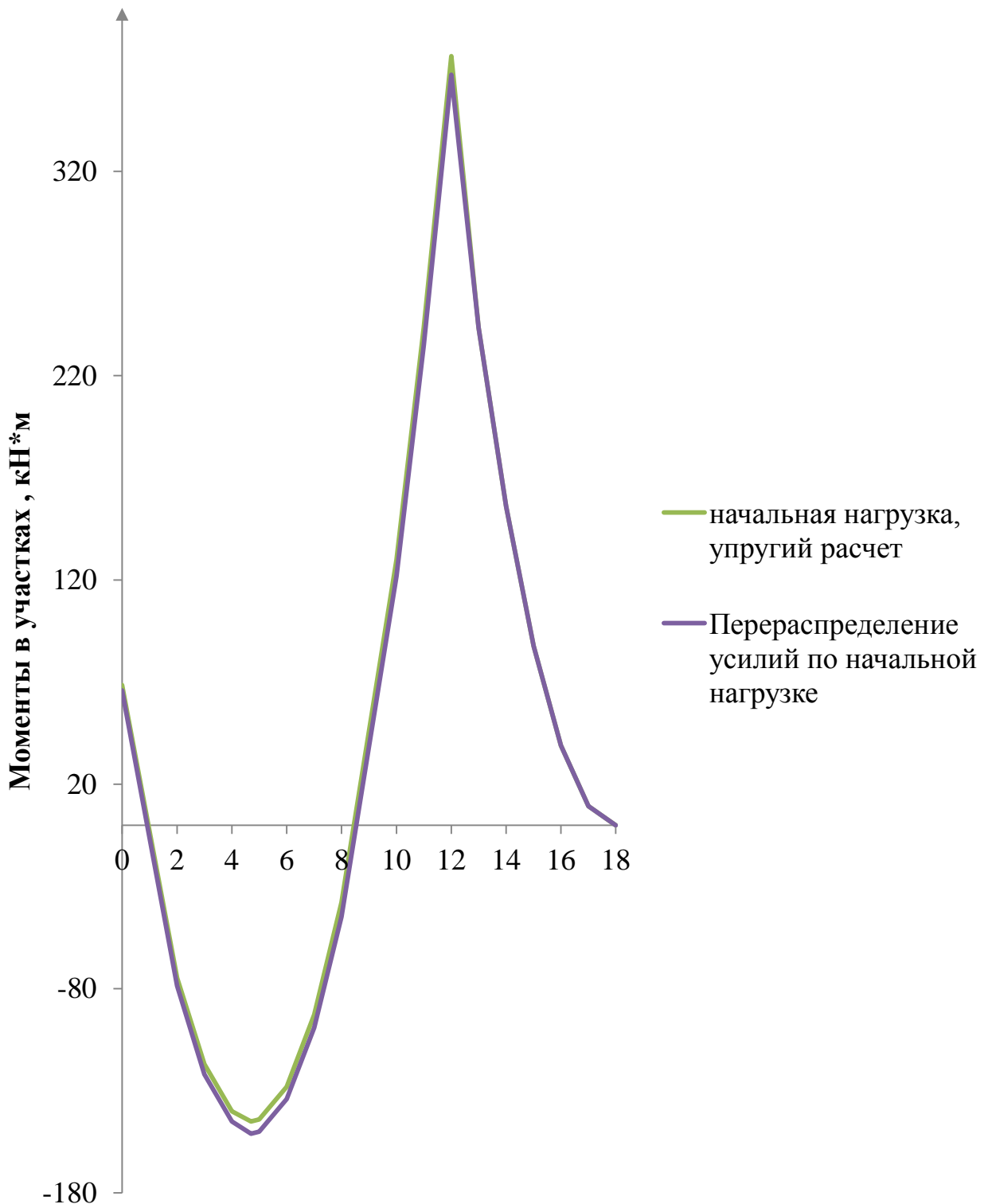


Рисунок 4.15 – Перераспределение усилий по начальной нагрузке

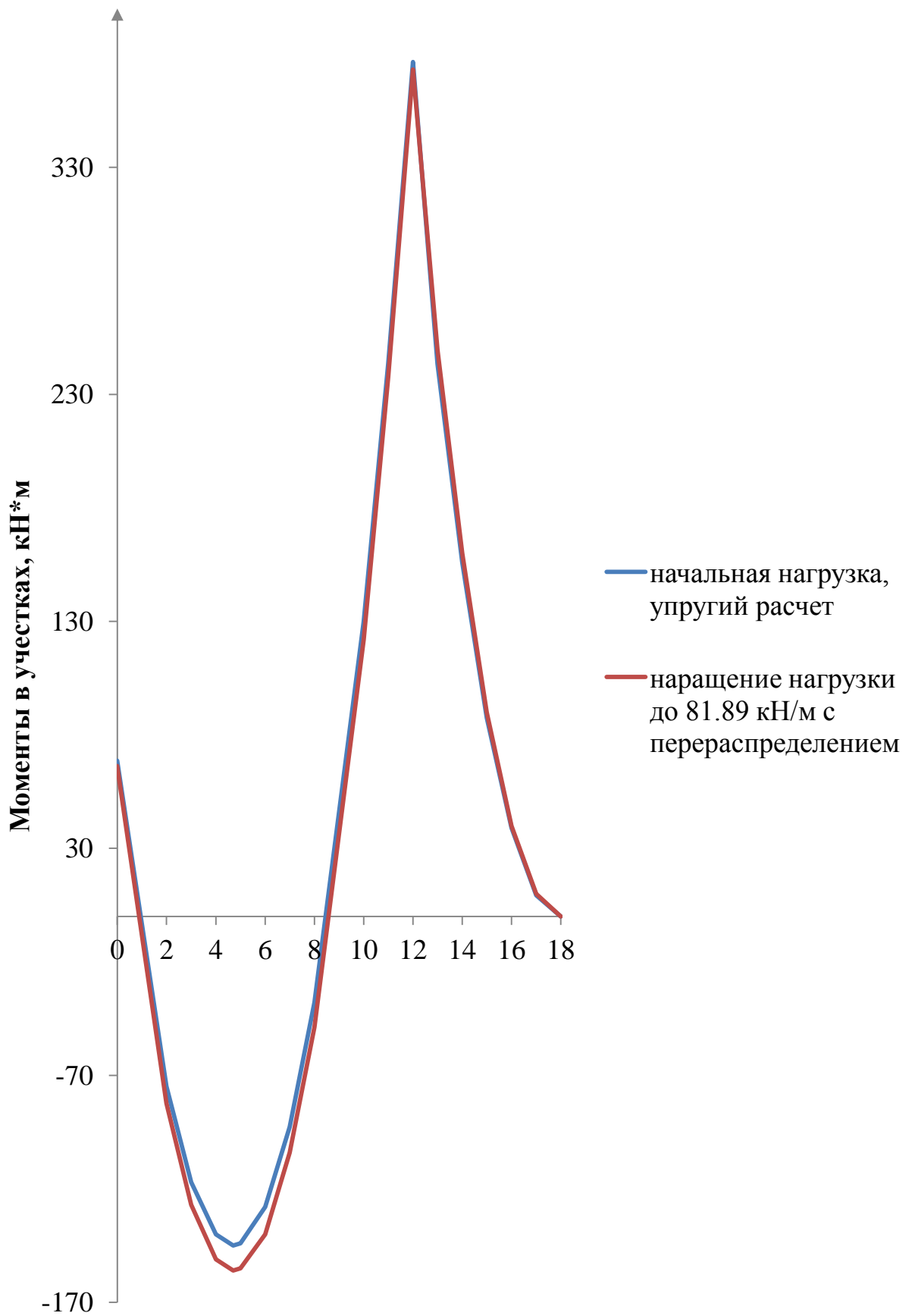


Рисунок 4.16 – Нарращение нагрузки до 81.89 кН/м

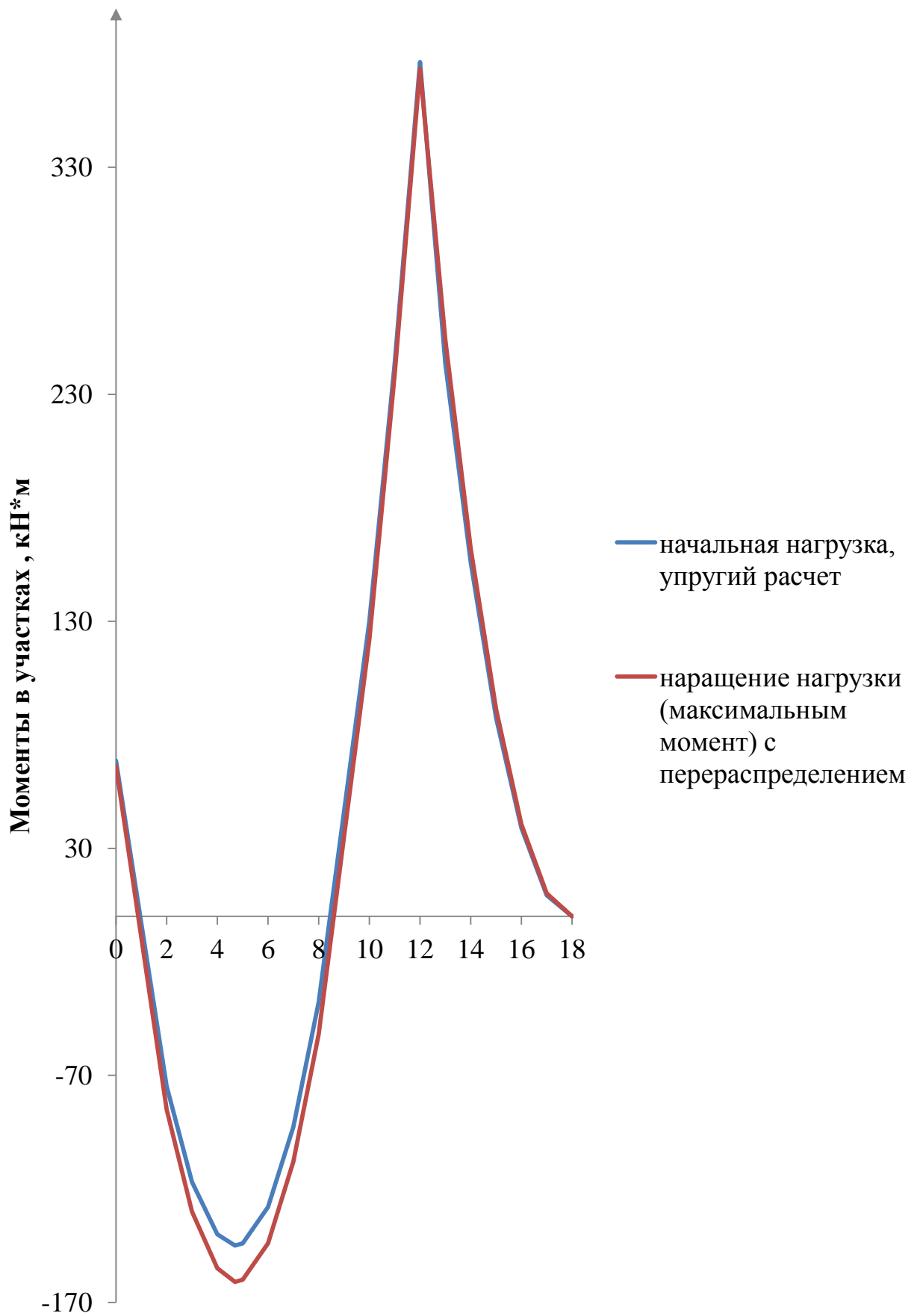


Рисунок 4.17 – Наращение нагрузки до 83,38 кН/м

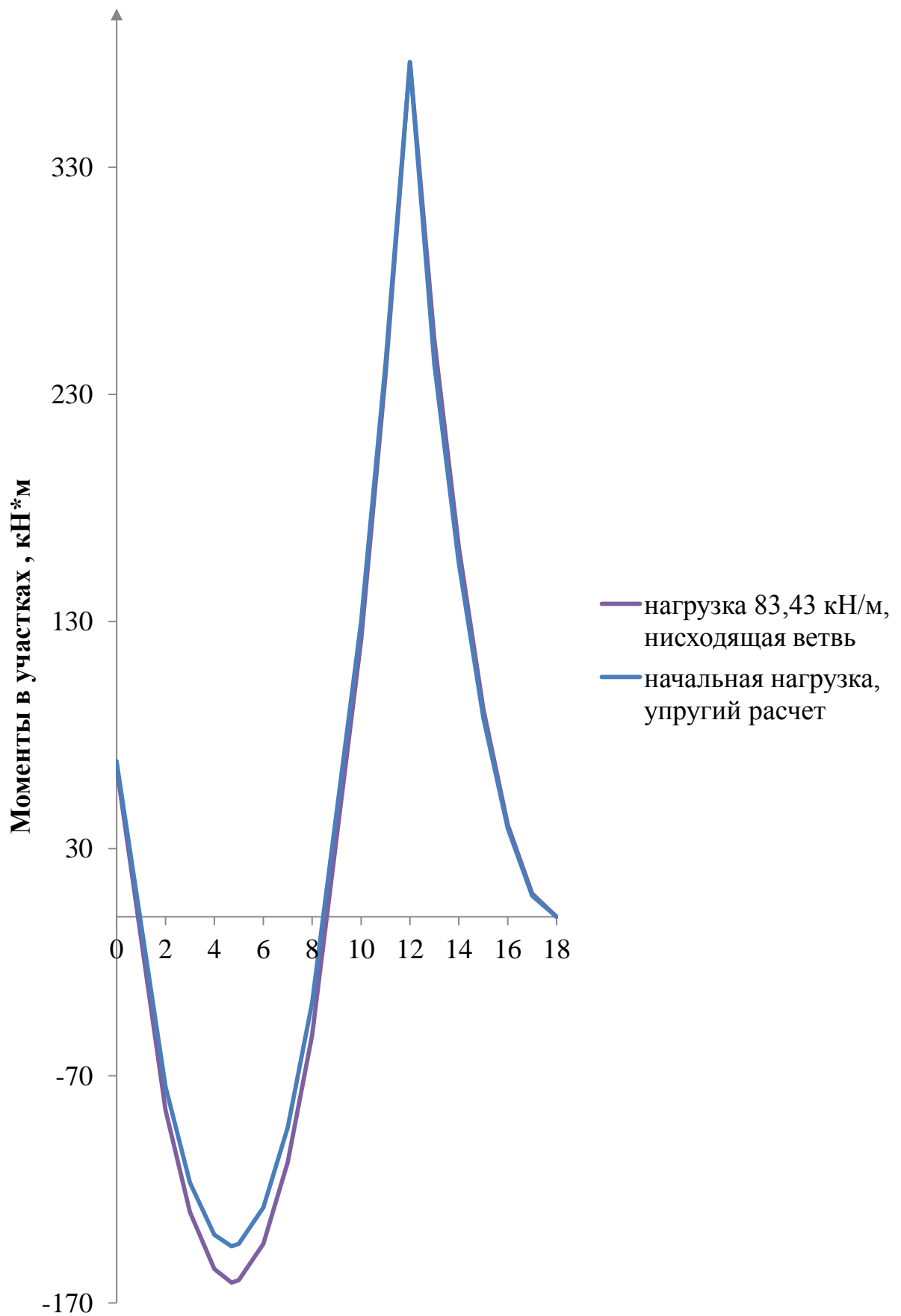


Рисунок 4.18 – Нарращение нагрузки до 83,43 кН/м

Как видно из результатов расчета с учетом перераспределения усилий, в данном случае разница между изначально заданной равномерно распределенной нагрузкой – 79,68 кН/м и максимальной (до нисходящей ветви) 83,38 кН/м существует разница в 4,44 %.

4.4 Расчет неразрезной балки предложенным методом

Рассмотрим расчет для неразрезной балки (см. рисунок 4.19), для сосредоточенной нагрузки. Параметры сечения выбраны такие же, как для ригеля в пункте 4.3.

Загружение 1

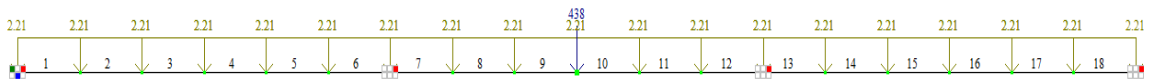
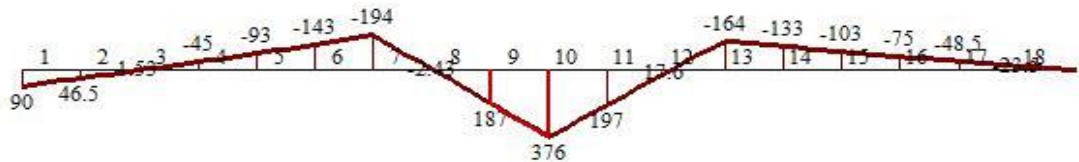


Рисунок 4.19 – Исходная расчетная схема неразрезной балки

Загружение 1
Эпюра Му
Единицы измерения - кН*м



Минимальное усилие -193.769
Максимальное усилие 375.634

4.20 – Упругий Расчет без перераспределения усилий

					2ПСм1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		85

Исходные данные для сечения балки и расчеты по программе ГИД приняты как в пункте 4.2 (см. приложение Д). Изначально заданные параметры сечения балки по всей длине постоянные.

Таблица 4.3 – Результаты нелинейного расчета неразрезной балки

№ участка	Модуль максимальных моментов по элементам, кН*м (упругий расчет, нагрузка 438 кН)	Модули максимальных моментов по нелинейному расчету балки (с учетом перераспределения усилий), кН*м				
		Начальная нагрузка, 438 кН	Вторая нагрузка, 464,4 кН	Перераспределение по второй нагрузке	Третья нагрузка, 479.6 кН (максимальная)	Нисходящая ветвь, 481,1 кН
1	90	101	108	112	117	118
2	46.5	52	55.3	57.5	60.2	60.7
3	45	50.5	53.8	56	58.2	58.6
4	93	104	111	115	120	120
5	143	159	169	176	183	184
6	194	216	229	238	247	249
7	194	216	229	238	247	249
8	187	166	176	168	170	169
9	375.634	355.343	376.333	367.901	376.136	376.304
10	375.634	355.343	376.333	367.901	376.136	376.304
11	197	178	188	180	181	181
12	164	182	193	201	213	215
13	164	182	193	201	213	215
14	133	148	157	164	174	175
15	103	115	123	128	136	137
16	75	84.2	89.7	93.7	99.7	101
17	48.5	54.6	58.3	60.9	64.9	65.5
18	22	26.5	28.4	29.7	31.7	32

На рисунках 4.21 – 4.24 приведены графики сравнения разных этапов загрузки с начальным упругим расчетом. Максимально нагруженными участками в данном случае являются № 9 и 10.

Как видно из результатов расчета, с учетом перераспределения усилий, разница между изначально заданной равномерно распределенной нагрузкой –

438 кН и максимальной (до нисходящей ветви) 479.6 кН существует разница в 8,67 %.

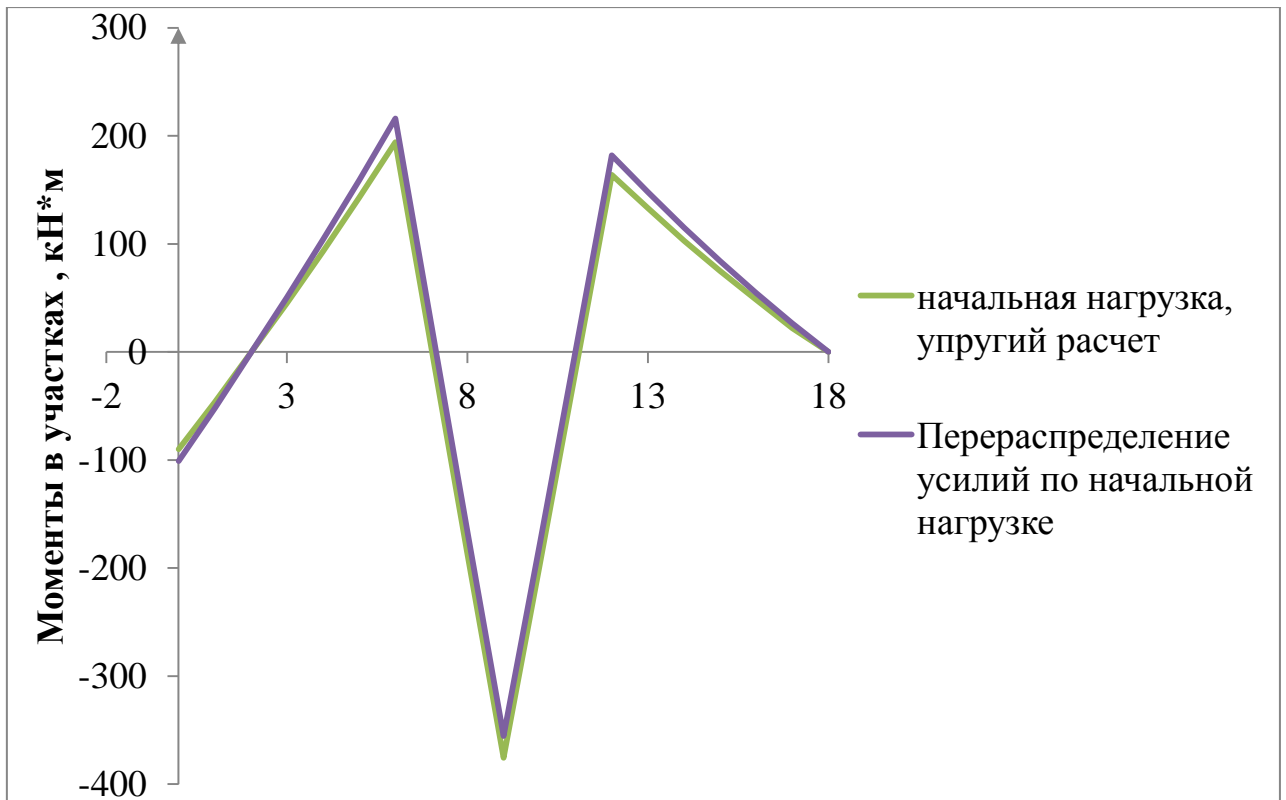


Рисунок 4.21 – Перераспределение усилий по начальной сосредоточенной нагрузке 438 кН

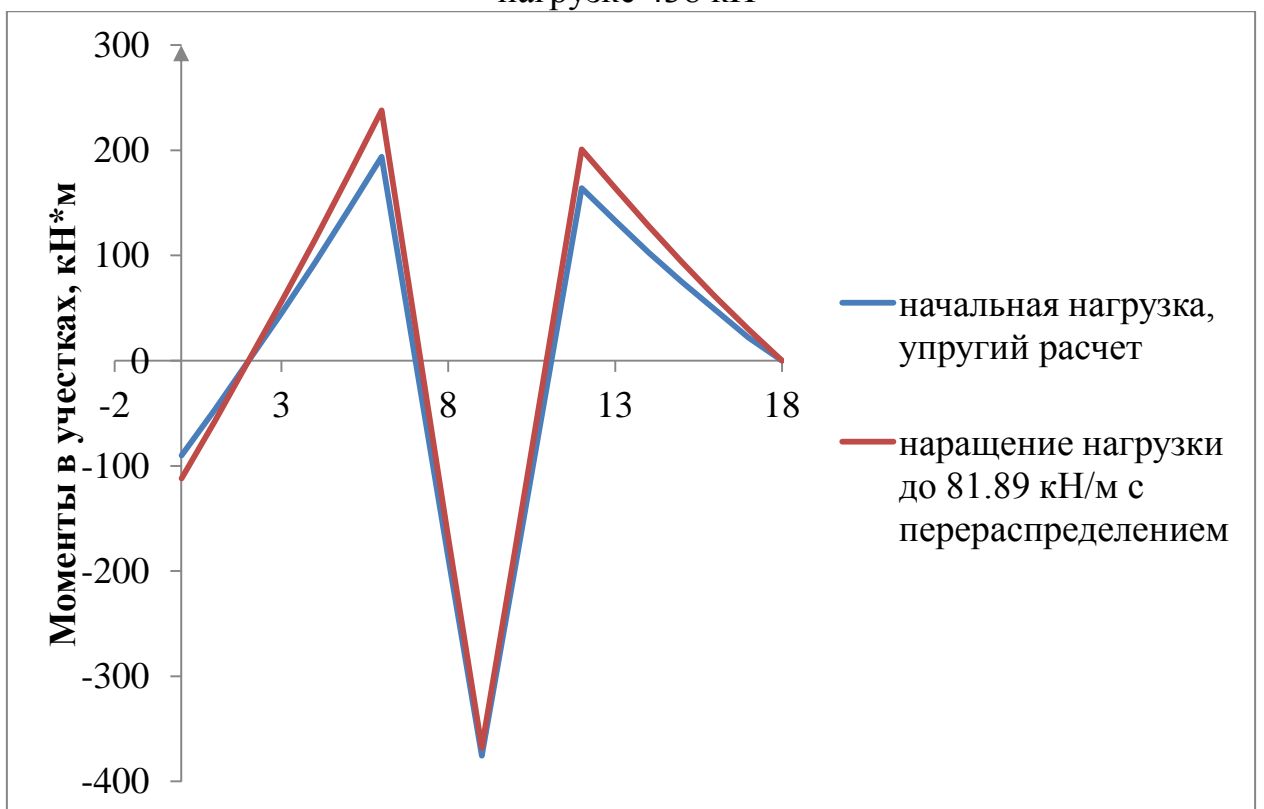


Рисунок 4.22 – Нарастание нагрузки до 464,4 кН

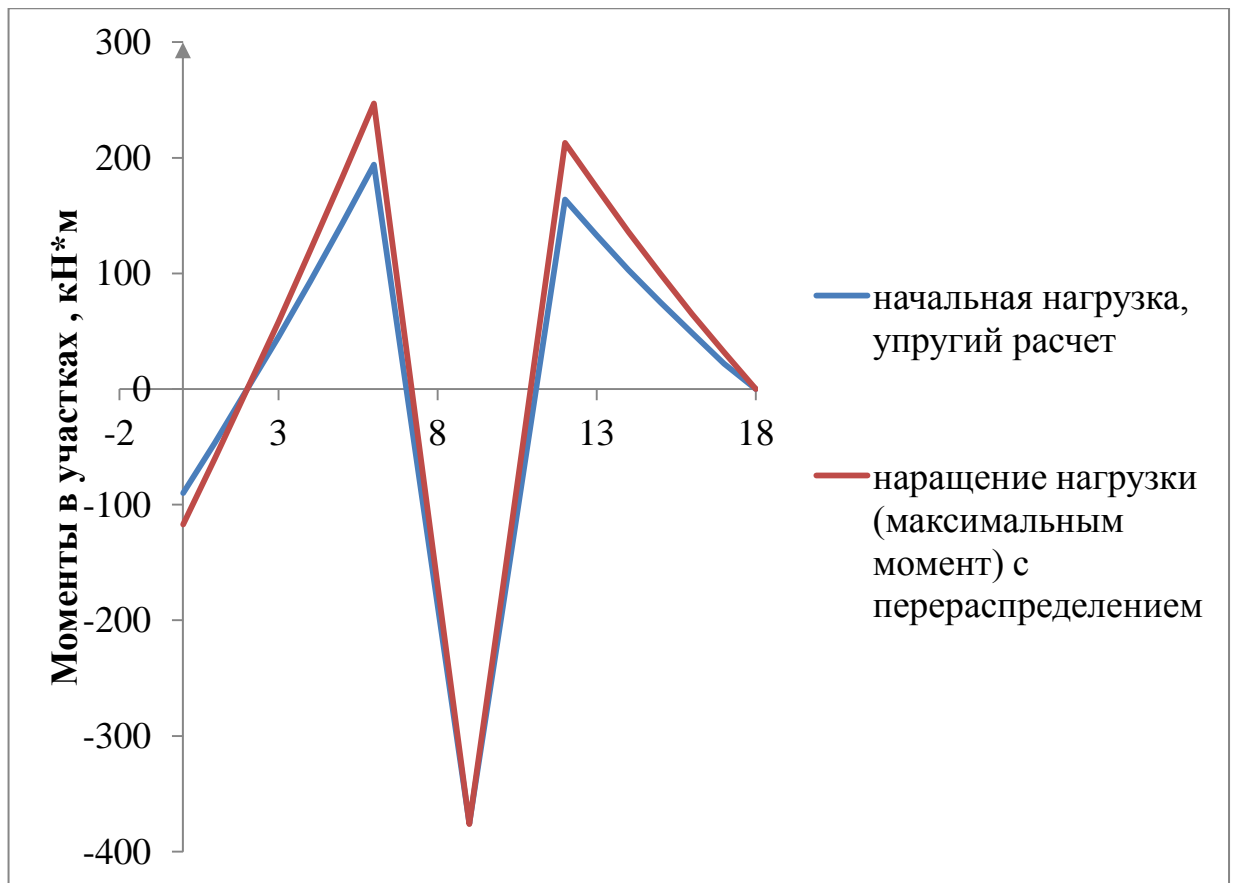


Рисунок 4.23 – Нарращение нагрузки до 479,6 кН

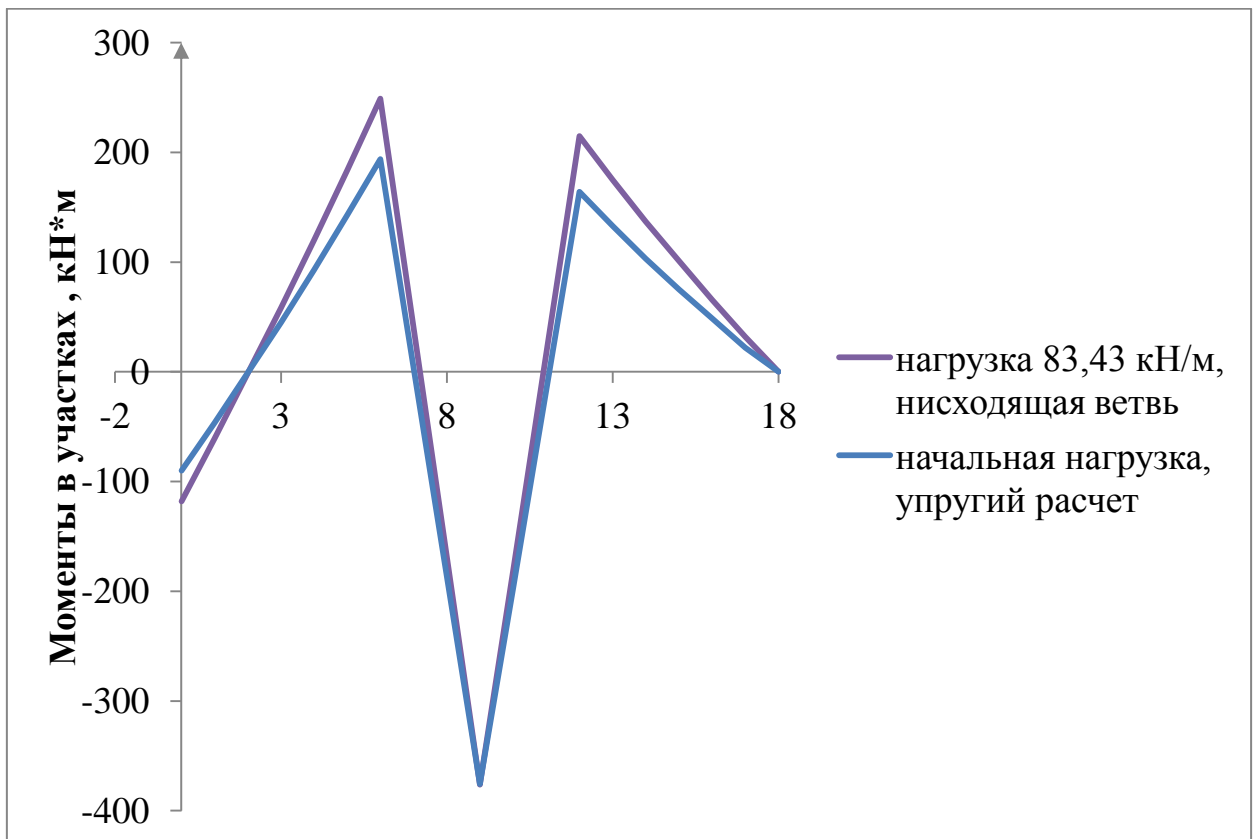


Рисунок 4.24 – Нарращение нагрузки до 481,1 кН (нисходящая ветвь)

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2ПСМ1.1.00.00000073

Лист

88

Выводы к главе 4

1) Истинное перераспределение усилий в статически неопределимой конструкции можно определить только при нелинейном расчете;

2) Выполнение таких расчетов возможно с использованием программы «ЛИРА-САПР» совместно с дополнительной программой, позволяющей корректировать жесткости;

3) Для корректировки жесткостей рекомендуется использовать программу «ГИД», которая позволяет получить картину деформативности железобетона на всех стадиях напряженно-деформированного состояния с учетом изменения жесткостей;

4) Учет перемены жесткостей меняет картину усилий по длине элементов, которая отличается от упругого расчета. Также при этом меняются значения предельных деформаций, предельной нагрузки.

5) Примеры расчетов с учетом перераспределения усилий показали, что это позволяет выявить некоторые резервы по несущей способности в зависимости от конфигурации сечений и систем.

					2ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		89

Заключение

1) Актуальные направления в области совершенствования строительных конструкций:

- новые конструктивные решения;
- совершенствование методов расчета на основе реальных физических моделей деформативности материалов;
- использование новых материалов, полученных путем изменения химического состава и поиска новых соединений.

2) Композитная арматура по сравнению с металлической обладает пониженным модулем упругости, что приводит к большим деформациям конструкции в связи с прогибами.

3) Анализ сочетаний композитной стеклопластиковой арматуры с бетонами разных классов на основе программы «ГИД» позволил выявить, что физически эффективнее использовать металлическую арматуру.

4) Сочетание любых бетонов с композитной арматурой класса АУК является наиболее эффективным по прочности, так как модуль упругости такой арматуры наиболее приближен к стальной.

5) Стоимость углекомпозитной арматуры гораздо выше стоимости металлической.

6) Армирование углекомпозитной арматурой рекомендуется использовать в условиях высокого коррозионного воздействия (например, в дамбах), где металлическая арматура быстрее придет в негодность.

7) В несущих конструкциях зданий (плитах перекрытия, балках и пр.) целесообразнее использовать металлическую арматуру.

8) Композитная арматура применима также при армировании оснований, дорожных покрытий, фундаментов и т.д., так как в таких

4ПСм1.1.00.000000ПЗ				
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
Разраб.		Дорошенко К.М.		
Провер.		Дзюба В. А.		
Реценз.		Гутник Е.А.		
Н. Контр.		Валеев А.Р.		
Утверд.		Сысоев Е.П.		
Заключение				
			Лит.	Лист
			90	106
Кафедра СиА				

условиях не будет прогибов.

9) Упругий расчет по изначально заданной постоянной жесткости не может показать реальную картину деформативности элементов.

10) Действующие СП рекомендуют учитывать реальную картину перемещений элементарных участков, взятых в отдельных плоскостях, то есть производить нелинейный расчет.

11) Определение кривизны элемента под нагрузкой в каждом отрезке времени связано с вертикальными или угловыми перемещениями малых участков данного элемента.

12) Метод конечно-разностной аппроксимации позволяет определить кривизну элемента через вертикальные перемещения элементарных участков, взятых в отдельных плоскостях, то есть через прогиб.

13) Наилучшую картину прогиба можно выявить в случае исследования зоны чистого изгиба испытываемого элемента.

14) Метод конечно-разностной аппроксимации эффективен при использовании данных не смежных участков, а более отдаленных от центральной исследуемой точки, так как расчеты по смежным участкам дают большие погрешности в измерении.

15) Метод конечно-разностной аппроксимации является надежным математическим аппаратом при определении кривизны элемента и составлении полной картины деформативности материала.

16) Составление полной картины деформативности материала позволяет в дальнейшем производить нелинейный расчет статически неопределимых несущих систем.

17) Истинное перераспределение усилий в статически неопределимой конструкции можно определить только при нелинейном расчете;

18) Выполнение таких расчетов возможно с использованием программы «ЛИРА-САПР» совместно с дополнительной программой, позволяющей корректировать жесткости;

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		91

19) Для корректировки жесткостей рекомендуется использовать программу «ГИД», которая позволяет получить картину деформативности железобетона на всех стадиях напряженно-деформированного состояния с учетом изменения жесткостей;

20) Учет перемены жесткостей меняет картину усилий по длине элементов, которая отличается от упругого расчета. Также при этом меняются значения предельных деформаций, предельной нагрузки.

21) Примеры расчетов с учетом перераспределения усилий показали, что это позволяет выявить некоторые резервы по несущей способности в зависимости от конфигурации сечений и систем.

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		92

Список использованных источников

1 Основные научные направления // ЖБК.РФ : информац. портал о бетоне и железобетоне. URL : <http://xn--90ajn.xn--p1ai/concrete/science/index.php> (дата обращения: 10.12.2015);

2 Варианты перекрытий без применения балок // РОПОТОЛКУ : офиц. сайт. URL : <http://1popotolku.ru/perekrytie/bezbalochnye-perekrytiya.html> (дата обращения: 10.12.2015);

3 Мурашкин, В.Г. Совершенствование конструкции стыка колонны и перекрытия в безбалочном каркасе : дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук : Мурашкин Василий Геннадьевич. – Самара, 2002. – 124 с.;

4 Дзюба, В.А. Анализ бетонов высокой прочности / В.А. Дзюба, К.М. Дорошенко // Архитектура, строительство, землеустройство и кадастры на Дальнем Востоке в 21 веке : материалы междунар. науч.-практ. конф., Комсомольск-на-Амуре, 22-24 апр. 2015 г. - Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВПО «КНАГТУ», 2015. – С. 172-177;

5 ПК Лира // Википедия : свободная энциклопедия. URL : https://ru.wikipedia.org/wiki/ПК_Лира (дата обращения: 12.04.2015);

6 СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / Министерство регионального развития РФ. – М.: НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, 2012. – 156 с.;

7 СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Введ. 2004-03-01. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.;

8 Дарков, А.В. Сопротивление материалов / А.В. Дарков, Шпиро Г.С. // учебн. для техн. вузов - 5-е изд., перераб. и доп. - М. : Высш. шк., 1989. - 624 с.;

9 Крылов, С.Б. Расчет железобетонных конструкций методом гладко сопряженных элементов на основе точных частных решений : дис. на соиск. учен. степ. д. т. н. : Крылов Сергей Борисович. – Москва, 2003. – 288 с.;

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		93

10 Байрамуков, С. Х. Методы расчета и оценки надежности железобетонных конструкций с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой : дис. докт. техн. наук. – Черкесск, 2001. – 475 с.

11 Красиков

12 Глушакова, Ю.С. Расчет железобетонных конструкций с применением информационных технологий на основе диаграмм деформирования материалов : дис. на соиск. академ. степ. магистра. – Комсомольск-на-Амуре, 2015. – 73 с.;

13 Влияние неупругих деформаций на работу железобетонных конструкций // Verwaltung.PY. 2010. 21 дек. URL: <http://verwaltung.ru/?p=328> (дата обращения : 12.12.2016);

14 Байков, В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов // 5-е издание, перераб. и доп. - М. : Стройиздат, 1991. - 767 с.;

15 Дзюба, В.А. Применение испытательного оборудования MTS для определения параметров деформирования железобетонных балок различного армирования / В.А. Дзюба, Сюй Яфенг, Ковалев А.Л. // Учёные записки КнАГТУ 2014 № I-1. Науки о природе и технике: г. Комсомольск-на-Амуре, 2014, с. 108-111;

16 История применения композитной арматуры // Alientechnologies.ru. URL: http://www.alientechnologies.ru/articles/history_of_composite_rebar (дата обращения : 14.12.2016);

17 ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия – Введ. 2014-01-01 – М : Межгосударственный стандарт : Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс»;

18 СП «Конструкции из бетона с композитной арматурой. Правила проектирования»

19 ГОСТ 31914-2012. Бетоны высокопрочные тяжелые и мелкозернистые для монолитных конструкций. Правила контроля и оценки

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		94

качества. – Введ. 2014-01-01. – М. : Межгосударственный стандарт : Изд-во «Стандартинформ», 2014. – 15 с.;

20 СТБ EN 206-1-2009. Бетон. Ч. 1. Требования, показатели, изготовление и соответствие. – Введ. 2010-01-01. – Минск : Госстандарт, 2010. – 215 с.;

21 ГОСТ 27006-86. Бетоны. Правила подбора состава. – Введ. 1987-01.01. – М. : Межгосударственный стандарт : Изд-во «Стандартинформ», 2006. – 7 с.;

22 Высокопрочные и сверхпрочные бетоны: технологии производства и сферы применения // Vira.ru. URL : http://www.vira.ru/enc/materials/beton/proch_beton.html (дата обращения: 20.04.2015);

23 Пластификаторы // Spektstroy.ru: офиц.сайт компании. URL: <http://spektrstroy.ru/plastifikatory> (дата обращения: 20.04.2015);

24 Каприелов, С.С. О регулировании модуля упругости и ползучести высокопрочных бетонов / С.С. Каприелов, Н.И. Карпенко // Vozmog.ru. URL : <http://www.vozmog.ru/text/s-s-kapriyelov-d-r-tehn-nauk-n-i-karpenko-d-r-tehn-nauk-prof-a-v2/> (дата обращения: 21.04.2015);

25 Каприелов, С.С. Модифицированные высокопрочные мелкозернистые бетоны с улучшенными деформационными характеристиками / С.С. Каприелов, А.В. Шейнфельд и др. // Betony.ru. URL : http://betony.ru/beton-i-zhb/2006_2/modificirovanniye-betoni.php (дата обращения: 21.04.2015).

26 Дзюба, В.А. Определение кривизны при изгибе методом конечно-разностной аппроксимации / В.А. Дзюба, К.М. Дорошенко // Региональные аспекты развития науки и образования в области архитектуры, строительства, землеустройства и кадастров в начале III тысячелетия. Научные чтения, посвященные памяти проф. А.П. Сапожникова : материалы междунар. науч.-практ. конф., Комсомольск-на-Амуре, 28-29 ноября, 2014г. – Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВПО «КнАГТУ», 2014. – С. 262-267;

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		95

27 **Дзюба, В.А.** Применение составной функции диаграммы сжатого бетона для деформационной оценки конструкций / В.А. Дзюба, Ю.С. Глушакова // Учёные записки КнАГТУ 2014 № II-1. Науки о природе и технике: г. Комсомольск-на-Амуре, 2014, с. 109-114;

28 **Дзюба, В.А.** Применение испытательного оборудования MTS для определения параметров деформирования железобетонных балок различного армирования / В.А. Дзюба, Сюй Яфенг, Ковалев А.Л. // Учёные записки КнАГТУ 2014 № I-1. Науки о природе и технике: г. Комсомольск-на-Амуре, 2014, с. 108-111;

29 Численное дифференцирование // www.toehelp.ru. URL : <http://www.toehelp.ru/theory/informat/lecture10.html> (дата обращения: 25.05.2015);

30 **Дзюба, В.А.** Деформации бетона при высоких уровнях нагружения конструкций / В.А. Дзюба, А. Ю. Добрышкин // Архитектура, строительство, землеустройство и кадастры на Дальнем Востоке в XXI веке / Международная научно-практическая конференция (Комсомольск-на-Амуре, 23-25 апреля 2014г.): материалы и доклады, Россия, г. Комсомольск-на-Амуре, 2014, с. 64 – 69;

31 Дзюба, В.А. Перераспределение усилий при высоких уровнях нагружения // Архитектура, строительство, землеустройство и кадастры на Дальнем Востоке в XXI веке : материалы междунар. науч.-практ. конф., Комсомольск-на-Амуре, 20-21 апр. 2016 г. - Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВО «КнАГТУ», 2016. – С. 227-232;

32 Численные методы анализа / под ред. Б.П. Демидович, И.А. Марон, Э.З. Шувалова // изд. третье, переработанное. - М. : Наука, 1967. - 368 с.;

33 СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия / Министерство регион. развития РФ. - М. : ОАО «ЦПП», 2011. – 85 с.

34 Дзюба, В.А. Возможности использования композитной арматуры в несущих строительных конструкциях // Региональные аспекты развития науки и образования в области архитектуры, строительства, землеустройства и кадастров в начале III тысячелетия. Научные чтения памяти профессора

										Лист
										96
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	4ПСМ1.1.00.000000ПЗ					

В.Б. Федосеенко : материалы междунар. науч.-практ. конф., Комсомольск-на-Амуре, 26-27 ноября 2015 г - Комсомольск-на-Амуре : ФГБОУ ВО «КНАГТУ», 2015. – С. 227-232;

35 Стеклопластиковая и базальтопластиковая арматура // ООО «Спецполимер»: офиц.сайт компании. URL: <http://www.specpolymer.com/> (дата обращения: 10.10.2015);

36 Дзюба, В.А. Применение составной функции диаграммы сжатого бетона для деформационной оценки конструкций / В.А. Дзюба, Ю.С. Глушакова // Учёные записки КНАГТУ 2014 № II-1. Науки о природе и технике: г. Комсомольск-на-Амуре, 2014, с. 109-114;

37 Численное дифференцирование // www.toehelp.ru. URL : <http://www.toehelp.ru/theory/informat/lecture10.html> (дата обращения: 25.05.2015);

38 Бугров, Я.С. Высшая математика. 2 том: Учеб.для вузов: в 3 т. / Я.С. Бугров, С.М, Никольский; под ред. В.А. Садовниченко // 6-е изд., стереотип. - М. : Дрофа, 2004. - 512 с.

39 Карпенко, Н. И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н.И.Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М. : НИИЖБ, 1986. – С. 7-25

40 Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.

41 Крылов, С. М. Влияние неупругих свойств железобетона на величину и распределение усилий в крупнопанельных системах на подрабатываемых территориях / С. М. Крылов, А. И. Казачевский, А. Л. Пекарский // Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. – М, 1972. – с. 158-175.

42 Свидетельство о регистрации программы для ЭВМ № 2014615125. ГИД / Ю. С. Глушакова, В. А. Дзюба

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		97

43 Дзюба, В. А. Полные диаграммы деформирования элементов диафрагмы жесткости каркасно-панельных зданий / В. А. Дзюба // Гражданское строительство и архитектура. Серия «Жилищное строительство». Экспресс-информация. – вып. 3, 1983;

44 Дзюба, В. А. Предельные деформации каркасных диафрагм : моногр. / В. А. Дзюба. – Владивосток : Дальнаука, 2013. – 157 с.;

45 Дзюба, В. А. Прочность диафрагм каркасных многоэтажных зданий / В. А. Дзюба, П. Ф. Дроздов, Л. Л. Паньшин // «Бетон и железобетон». – №2, 1985;

46 Байков, В. И. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В. И. Байков, С. В. Горбатов, З. А. Димитров //Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1977. №6. С. 65 – 71;

47 Глушакова, Ю. С. Автоматизация расчёта жёсткости при физической нелинейности конструкций / Ю. С. Глушакова, В. А. Дзюба // Современные информационные технологии. Сборник трудов международной научно-технической конференции – Россия, Пенза : НПФ "КРУГ", вып. 17, 2013. – 30-32 с.

48 Дзюба, В. А. Автоматизированный расчёт кривизны при изгибе / В. А. Дзюба, Ю. С. Глушакова // Теория и практика современной науки. Материалы XII Международной научно-практической конференции аспирантов и студентов – Россия, Москва : Изд-во «Спецкнига», 2013. – 114-119 с.

49 Дзюба, В. А. Предельные деформации сжатого бетона / В. А. Дзюба, Ю. С. Глушакова // Архитектура, строительство, землеустройство и кадастры на Дальнем Востоке в XXI веке. Международная научно-практическая конференция (Комсомольск-на-Амуре, 128-132 апреля 2014 г.) : материалы и доклады, Россия, г. Комсомольск-на-Амуре, 2014. – 64-69 с.

50 Дзюба, В. А. Учет физической нелинейности при расчете фундаментных балок / В. А. Дзюба, Ю. С. Глушакова // Архитектура,

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		98

строительство, землеустройство и кадастры на Дальнем Востоке в XXI веке. Международная научно-практическая конференция (Комсомольск-на-Амуре, 128-132 апреля 2014 г.) : материалы и доклады, Россия, г. Комсомольск-на-Амуре, 2014. – 132-137 с.

51 Дзюба, В. А. Применение составной функции диаграммы сжатого бетона для деформационной оценки конструкций / В. А. Дзюба, Ю. С. Глушакова // Ученые записки КнАГТУ 2014 №II-1(18). Науки о природе и технике. – Комсомольск-на-Амуре : ООО ПКП «Жук», 2014. – 109-114 с.

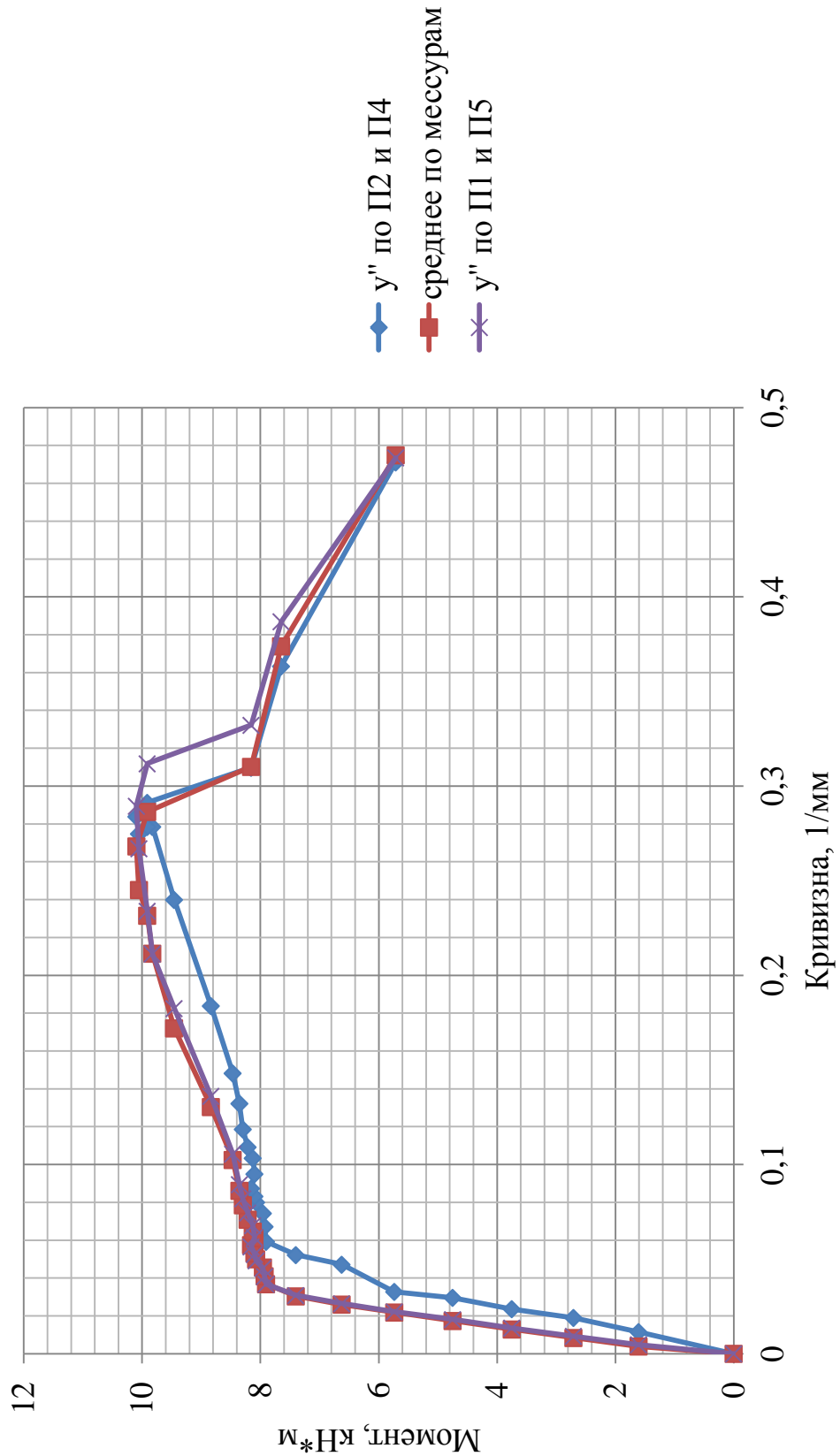
52 Карпенко, С.Н. Модели деформирования железобетона в приращениях и методы расчёта конструкций : дис. ...доктор техн. наук : Карпенко Сергей Николаевич. – М., 2010. – 375 с.

					4ПСМ1.1.00.000000ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		99

**Приложение Б
(обязательное)**

Графики зависимостей по экспериментальным данным и расчетам «момент-кривизна».

Сравнение с результатами эксперимента по углу поворота сечений (по мессурам)



Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

2ПСм1.1.00.000000ПЗ

Лист

104

Приложение Г (обязательное)

Диаграмма зависимости "Момент – Кривизна"

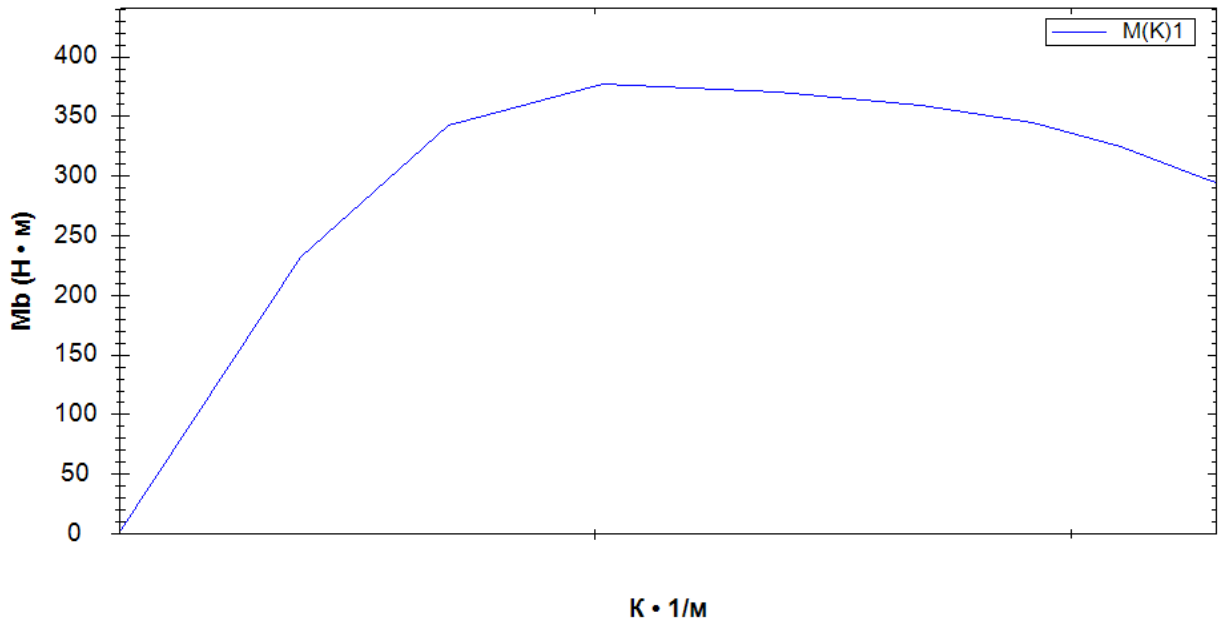


Рисунок Г.1 – Диаграмма «Момент-кривизна» из программы «ГИД»

Расчётная часть		Параметры арматуры	Диаграмма деформирования бетона	Диаграмма "Момент - кривизна"		
Призмная прочность бетона (Rb, МПа):	15			Число рассчитываемых деформаций:		100
Начальный модуль упругости:	27.5			Площадь сечения арматуры (As, м2):		0.00225
Высота балки (h, м):	0.6			Высота защитного слоя (a, м):		0.06
Ширина балки (b, м):	0.25			Максимальная деформация крайнего волокна бетона (εb,f):		100
Применить						

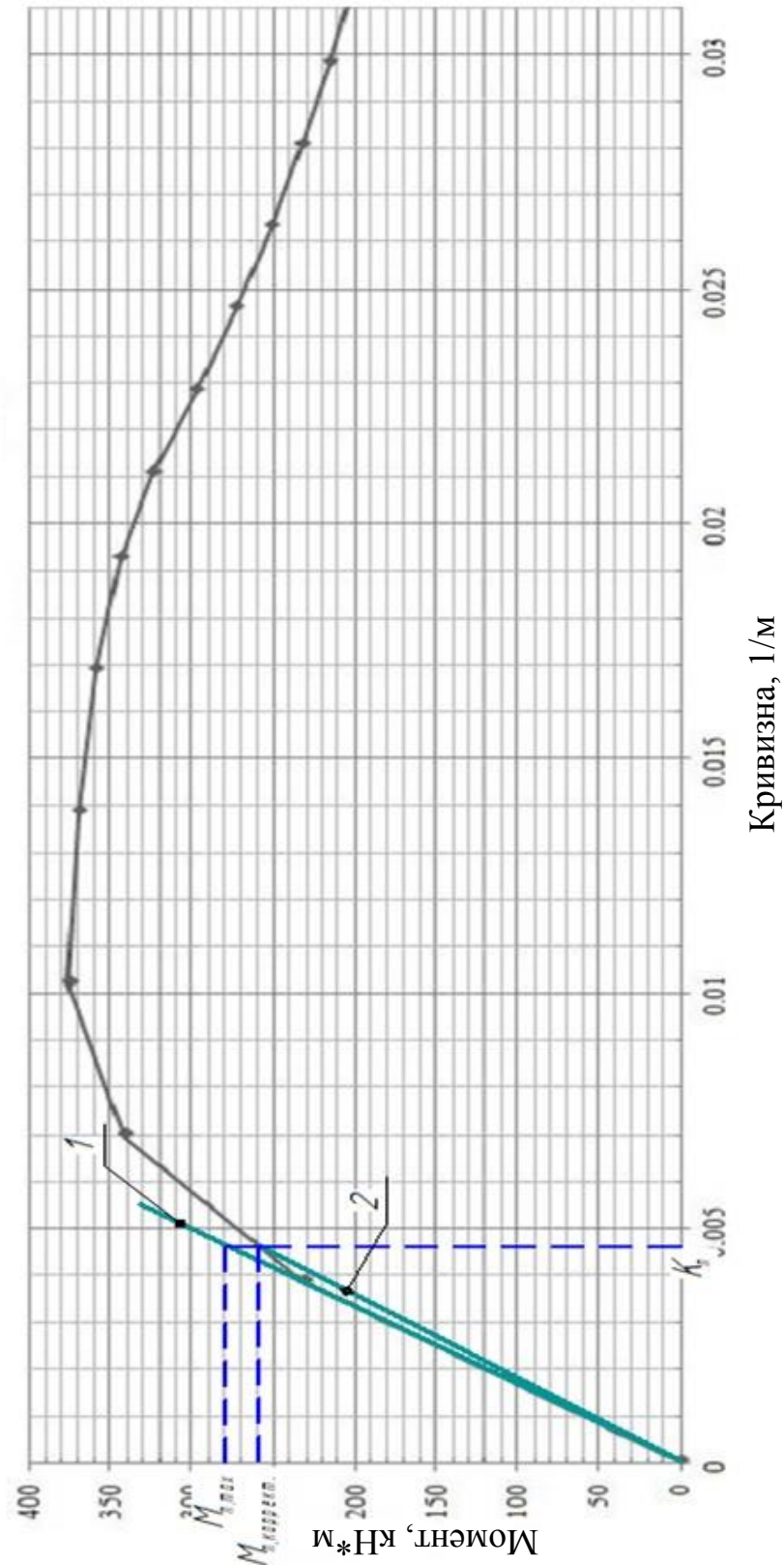
Рисунок Г.2 – Исходные данные в программе «ГИД»

Деформация крайнего волокна (εb*0.001)	Деформация в арматуре (εs * 0.001)	Деформация в растянутом бетоне	Высота сжатой зоны бетонного волокна (ξ, м)	Nb (кН)	Ns (кН)	Nbt (кН)	Момент в сжатом бетоне (Mb, Н*м)	Момент в растянутой арматуре (Ms, Н*м)	Момент в растянутом бетоне (Mbt, Н*м)	Сумма моментов (M, Н*м)	Напряжение в бетоне	Напряжение в растянутом бетоне	Напряжение в арматуре (σ, МПа)
1	1.078904631...	1.309894034...	0.259752175...	546.96	485.5070840...	61.46993270...	110.7754241...	116.5217001...	4.641866740...	231.9389910...	13.21516677...	0.004380793...	215.7809262...
2	1.751435219...	2.168261355...	0.287889817...	824.3451234...	788.1458489...	36.19927457...	150.4492811...	189.1500037...	2.211793484...	341.8160783...	14.99988535...	0.004380793...	350.2870439...
3	2.502429727...	3.113810808...	0.294415391...	924.6795991...	900	24.67959873...	159.2997899...	216	1.094032494...	376.3938224...	14.32407179...	0.004380793...	400
4	3.470044884...	4.300049872...	0.289154889...	918.1786186...	900	18.17861922...	153.3128863...	216	0.471230981...	369.7841173...	12.01105934...	0.004380793...	400
5	4.103367608...	5.114852897...	0.296593537...	914.9167502...	900	14.91675015...	142.5788832...	216	0.399241886...	358.9781251...	9.679468488...	0.004380793...	400
6	4.380793425...	5.534214917...	0.312114871...	913.0810432...	900	13.08104290...	127.7599828...	216	0.504582049...	344.2645648...	7.357166836...	0.004380793...	400
7	4.369340911...	5.632601012...	0.332473098...	906.7899455...	894.8463770...	11.94356886...	108.7443658...	214.7631304...	0.676378886...	324.1838751...	5.051121296...	0.004380793...	397.7095009...
8	4.315816944...	5.684241049...	0.350768448...	881.7862841...	870.7605920...	11.02569219...	87.62688529...	208.9825420...	0.805647619...	297.4150749...	3.608350374...	0.004380793...	387.0047075...
9	4.256451988...	5.729391098...	0.366613932...	854.2896984...	844.0463618...	10.24333569...	69.49086103...	202.5711268...	0.894582582...	272.9565704...	3.285808675...	0.004380793...	375.1317163...
10	4.198573364...	5.776192626...	0.380319899...	827.5646665...	818.009808...	9.563686543...	54.52615831...	196.3202354...	0.953158004...	251.7995517...	2.960038331...	0.004380793...	363.5595915...
11	4.140370895...	5.822634328...	0.392328565...	800.7786135...	791.8098701...	8.968743998...	41.71529584...	190.0343688...	0.990774584...	232.7404392...	2.640725278...	0.004380793...	351.9154978...
12	4.083860012...	5.870955569...	0.402888361...	774.8226347...	766.3799726...	8.442661934...	30.86716500...	183.9311934...	1.012827037...	215.8111854...	2.314309205...	0.004380793...	340.6133211...
13	4.026984328...	5.918871475...	0.412286748...	748.7609043...	740.7859147...	7.974988813...	21.27559502...	177.7886195...	1.024131093...	200.0883456...	1.995641881...	0.004380793...	329.2381843...
14	3.971073614...	5.967859572...	0.420676035...	723.1821217...	715.6260937...	7.556028783...	12.87411868...	171.7502624...	1.027315820...	185.6516969...	1.673100182...	0.004380793...	318.0560416...
15	3.915889470...	6.017654967...	0.428211425...	697.9718540...	690.7932286...	7.178625387...	5.413755276...	165.7903748...	1.024618009...	172.2287481...	1.345715515...	0.004380793...	307.0192127...
16	3.860488432...	6.067209368...	0.435034618...	672.6999244...	665.8627613...	6.837162291...	-1.41337075...	159.8070627...	1.017809769...	159.4115017...	1.028016785...	0.004380793...	295.9390050...
17	3.805877176...	6.117641307...	0.441221483...	647.8142171...	641.2876963...	6.526520470...	-7.57467130...	153.9090471...	1.007843858...	147.3422196...	0.699986389...	0.004380793...	285.0167539...

Рисунок Г.3 – Значения, вычисленные в программе «ГИД», необходимые для расчетов

Приложение В (обязательное)

Схема расчета жесткости для участка п:
1- график жесткости по «Лире», 2 – график жесткости по «ГИД»



Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2ПСМ1.1.00.000000ПЗ

Лист

105