

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	8
1. ОБЗОР СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА И ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ	11
1.1. Классы нелинейных задач при расчете, методы их решений.....	11
1.2. Учет нелинейных эффектов в отечественных нормативных документах.....	16
1.3. Механика трещинообразования при разрушении бетона	20
1.4. Программные комплексы для нелинейных расчетов конструкций	24
1.4.1. Лира.....	24
1.4.2. SCAD Office	25
1.4.3. Ansys	26
1.5. Железобетонные становые панели и их классификация.....	27
1.6. Постановка задачи.....	29
2. НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПАНЕЛЕЙ	30
2.1. Панель 1НС32.30-2.....	30
2.1.1. Схема проведения испытаний.....	32
2.1.2. Описание процедуры испытания	34
2.1.3. Заключение.....	34
3. РАСЧЕТ ПАНЕЛЕЙ В ПК "ЛИРА-САПР"	38
3.1. Геометрия конечно-элементной модели	38
3.2. Жесткостные характеристики	41
3.2.1. Кусочно-линейный закон деформирования	42
3.2.2. Экспоненциальный закон деформирования	46
3.2.3. Учет армирующего материала	47
3.3. Условия опирания	49
3.4. Моделирование стяжек.....	52
3.5. Нагрузка.....	54
3.5.1. Моделирование нелинейной шаговой нагрузки	54
3.5.2. Моделирование эксцентриситета действия нагрузки.....	55
3.6. Определение эквивалентных напряжений.....	57

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист 6
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

4.	ПРОВЕДЕНИЕ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА	59
4.1.	Анализ работы конструкции до появления трещин	59
4.1.1.	Нагрузка без учета промежуточных шагов	60
4.1.1.1.	Анализ полученных результатов	60
4.1.2.	Нагрузка с учетом промежуточных шагов	62
4.1.2.1.	Анализ полученных результатов	62
4.1.3.	Вывод по разделу.....	64
4.2.	Моделирование процесса роста трещины	64
4.2.1.	Моделирование процесса роста трещины при кусочно-линейном законе деформирования	66
4.2.2.	Моделирование процесса роста трещины при экспоненциальном законе деформирования	70
4.3.	Вывод по разделу.....	70
5.	ВЫВОДЫ.....	73
5.1.	Результаты работы модели до появления трещин	73
5.2.	Результаты моделирования процесса роста трещины	73
5.3.	Рекомендации по дальнейшему моделированию:	74
	БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	75

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		7

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность:

Панельное строительство достаточно распространено по всей России. При этом характер работы стеновых панелей остается малоизученным вопросом из-за нелинейных свойств железобетонных конструкций.

Уровень развития современной вычислительной техники позволяет выполнить расчет строительных конструкций с учетом различных аспектов, таких как учет нелинейных свойств материалов, условий закрепления и т.д. Численный эксперимент с использованием метода конечных элементов, заложенного в нелинейном процессоре ПК "Лири-САПР 2015", может заменить натурный эксперимент, требующий значительных материальных и временных ресурсов. В связи с этим, развитие методов математического моделирования конструкций является одним из важных направлений современной строительной науки.

Спросу на современное типовое жилье способствуют 5 причин.

1. Быстрый темп строительства.

Панельное строительство имеет преимущество перед монолитным домостроением, так как панельный дом может быть возведен за 6-9 месяцев, в то время как монолитный – 2,5-3 года.

2. Современные планировки.

В современных серийных домах широкий спектр вариантов жилья с различными планировками.

3. Экономия средств на ремонте.

80% панельных домов сдаются с чистовой или «предчистовой» отделкой, в то время как в монолитном строительстве – 38%.

4. Качество строительства.

Современные технологии позволяют повысить качество строительства, тем самым улучшив технические показатели и повысить срок службы конструкции.

5. Презентабельный внешний вид.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		8

Благодаря современным технологиям панельные дома обретают новый облик. Декоративные элементы, цветовые решения, современные отделочные материалы позволяют сделать каждый дом эстетически уникальным.

Цель исследования:

Моделирование и исследование характера разрушения железобетонных стеновых панелей при статических нагрузках.

Объект исследования:

Однослойная железобетонная стеновая панель для надземных этажей 1НС32.30-2(с дверным проемом) при статической нагрузке.

Предмет исследования:

Трещины, возникающие в конечно-элементной модели железобетонной стеновой панели при статических нагрузках.

Задачи исследования:

1. Построить расчетную конечно-элементную модель в ПК "Лира-САПР" с характеристиками, приближенными к реальным (деформации материала, армирование, податливость стяжки и т.д.);
2. Выполнить нелинейный расчет конструкции и определить характер ее разрушения;
3. Сопоставить результаты численного эксперимента с результатами натурных испытаний.

Метод исследования:

Метод конечных элементов.

Достоверность результатов исследования подтверждается:

- использованием теоретически обоснованных методов строительной механики в соединении с методами высшей математики;
- соответствием результатам натурных испытаний.

Научная новизна состоит в следующем:

Построена конечно-элементная модель панели, учитывающая ее нелинейные свойства (физическая и геометрическая нелинейности).

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
						9
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

Практическая значимость

Построение модели, исследование ее свойств, выявление влияния различных характеристик на результаты позволяет заменить дорогостоящие испытания на численный эксперимент.

Положения, выносимые на защиту:

1. Конечно-элементная модель панели с учетом нелинейных свойств;
2. Полученные результаты численного моделирования нелинейной работы модели (эквивалентные напряжения, рекомендации).

Личный вклад автора состоит в:

- создании конечно-элементной модели с различными геометрическими характеристиками (с проемами), армированием;
- использовании при моделировании и расчете двух нелинейных законов для основного и армирующего материалов;
- моделировании условий закрепления (растворный шов) и стяжек с параметрами, отражающими реальную их работу;
- выполнении нескольких вариантов моделирования при выполнении расчетов, обработке и анализе полученных результатов;
- выявлении условий работы конструкции (нелинейные свойства материала, податливость швов, стяжки), при которых результаты разрушения максимально близки к натурным для стеновой панели 1НС32.30-2.

Структура и объем диссертации

Диссертация изложена на **75-ти** страницах машинописного текста и состоит из введения, **5-ти** глав, основных выводов, списка литературы, включающего **21** наименований. В работе приведены **43** рисунки и **15** таблиц.

					<i>АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		10

1. ОБЗОР СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА И ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

1.1. Классы нелинейных задач при расчете, методы их решений

Чаще всего работа реального материала носит сложный характер и не всегда ее можно учесть с помощью линейной зависимости напряжений и деформаций. Форма и размеры конструкции при определенных нагрузках существенно изменяются, и принцип малости перемещений становится неприемлемым. Для решения основной задачи расчета конструкций в широком плане нужно отказаться от простых предпосылок линейной теории и перейти к более широким и сложным обоснованиям нелинейной теории.

Прежде всего нужно отказаться от предпосылки расчета по недеформированному состоянию, который предполагает малость перемещений. При этом возникает нелинейность, называемая геометрической нелинейностью. В этом случае в теорию вводят нелинейные соотношения между деформациями и перемещениями, которые позволяют учитывать влияние изменения формы и размеров конструкции на ее напряженно-деформированное состояние. Таким образом, форма и размеры конструкции, находящейся в различных состояниях, отождествляются.

Замена закона Гука нелинейными зависимостями между напряжениями и деформациями составляет сущность так называемой *физической нелинейности*. Вследствие конструктивных особенностей в процессе деформирования может изменяться расчетная схема конструкции. Например, могут образовываться новые связи или, наоборот, разрушаться старые. В таких случаях систему можно назвать конструктивно-нелинейной.

Можно выделить следующие виды нелинейности:

- *Физическая*

В физически нелинейных задачах отсутствует прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями, материал конструкции подчиняется нелинейному закону деформирования (нелинейная упругость), который может

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		11

быть и несимметричным – с различными пределами сопротивления растяжению и сжатию). Нелинейность физическая – функциональная (экспоненциальная, кусочно-линейная) связь между нагрузками и перемещениями, деформациями и напряжениями. Примерами физической нелинейности служат стальные и железобетонные конструкции.

- *Геометрическая*

В геометрически нелинейных задачах отсутствует прямая пропорциональность между нагрузками и перемещениями. На практике наибольшее распространение имеет случай больших перемещений при малых деформациях. Примеры геометрической нелинейности - гибкие плиты и фермы.

- *Конструктивная*

В задачах конструктивной нелинейности имеет место изменение расчетной схемы по мере деформирования конструкции – например, в момент достижения некоторой точкой конструкции определенной величины прогиба возникает контакт этой точки с опорой. Примерами конструктивной нелинейности являются односторонние связи, связи трения.

- *Реологическая;*

Примером реологической нелинейности является ползучесть железобетонных конструкций.

- *Генетическая;*

Пример генетической нелинейности - изменение конструктивной схемы в процессе монтажа (при расчетах учитывается возможное изменение расчетной схемы в процессе деформирования за счет накопления напряжений и деформаций).

Рассмотрение трех видов нелинейности – геометрической, физической и конструктивной – в высшей степени обогащает содержание нелинейной строительной механики (по сравнению с линейной) и одновременно существенно усложняет решения, получаемые на ее основе. К тому же энергия деформации нелинейной системы не является квадратичной формой, поэтому нельзя

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		12

применять принцип суперпозиции и классические (основанные на этом принципе) теоремы строительной механики. Для полного решения поставленной выше задачи расчета конструкций в широком плане следует рассматривать все три вида нелинейностей, что, как правило, очень усложняет такое решение. Поэтому приходится рассматривать частные случаи общей задачи, в которых в зависимости от поставленных целей расчета и особенностей конструкции учитываются не все три вида нелинейностей сразу, а некоторые из них.

Можно выделить четыре типа задач нелинейной теории упругости:

- 1) линейные физически и геометрически ;
- 2) нелинейные физически, геометрически линейные;
- 3) линейные физически, нелинейные геометрически;
- 4) нелинейные физически и геометрически.

Эта классификация может быть расширена с введением в нее понятия конструктивной нелинейности. Например, при расчете тонких гибких конструкций могут возникнуть большие перемещения при сравнительно небольших линейно-упругих деформациях. В этом случае можно рассматривать только геометрическую нелинейность, принимая в качестве зависимости между напряжениями и деформациями закон Гука. Этим будет определяться класс задач геометрически нелинейных и физически линейных. В жестких конструкциях возможно возникновение больших деформаций (выходящих за пределы деформаций, описываемых за коном Гука) при небольших перемещениях. В этих случаях можно не рассматривать геометрическую нелинейность, и мы приходим к классу задач физически нелинейных и геометрически линейных. Наконец, возможен класс задач физически и геометрически нелинейных. В каждом из этих классов задач может рассматриваться конструктивная нелинейность, что увеличивает разнообразие задач нелинейной строительной механики.

В качестве параметров бетона применяются среднестатистические значения предельной прочности и предельных деформаций. Коэффициенты

					<i>АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		13

условий безопасности и условий работы, обеспечивающие проектную надежность не выхода за предельное состояние не учитываются.

Существует несколько методов для решения нелинейных задач различных типов:

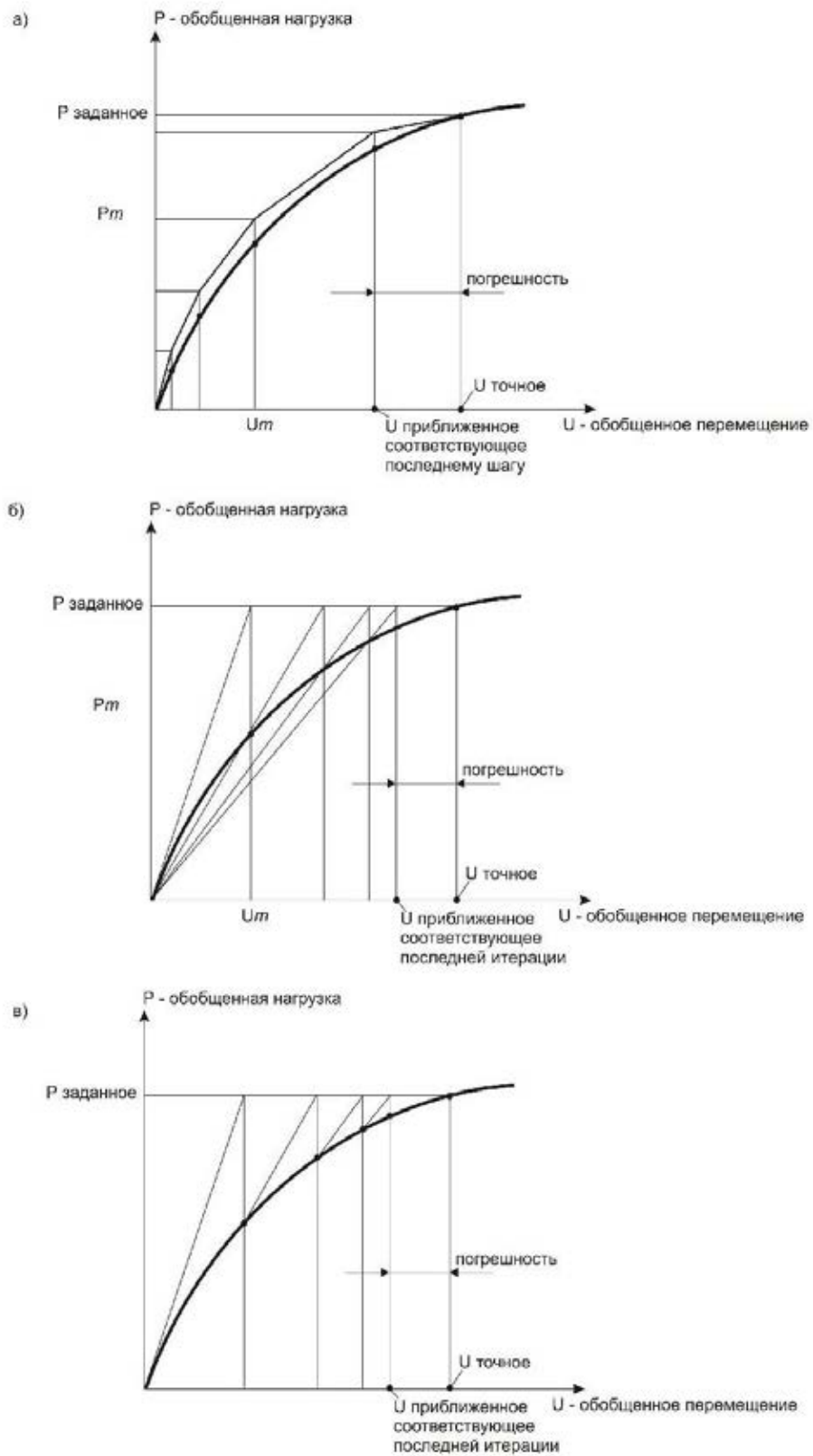
1. Шаговый метод (рис.1.1.1. а), как правило, применяется для решения задач физической и геометрической нелинейности.

2. Метод секущих (метод Биргера, рис.1.1.1. б), как правило, применяется для решения физически нелинейных задач в режиме «инженерная нелинейность».

3. Итерационный метод (упрощенный метод Ньютона, рис.1.1.1. в) применяется для решения задач конструктивной нелинейности (односторонние связи) и грунтовых массивов.

Геометрическая интерпретация этих методов на графике «обобщенная нагрузка» – «обобщенное перемещение» представлена на рис.1.1.1.

					<i>АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		14



ЛИРА-САПР. Верификационный отчет. Том I

Рис.1.1.1.Геометрическая интерполяция методов решения нелинейных задач.

Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата

АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР

Лист

15

В данной работе решение нелинейной задачи (с физической и геометрической нелинейностью) производится шаговым методом с помощью нелинейного процессора программного комплекса «ЛИРА-САПР». При этом процессор организует пошаговое нагружение конструкции и обеспечивает решение системы уравнений на каждом шаге для текущего приращения вектора узловых нагрузок, сформированного для конкретного нагружения, на каждом шаге производится оценка напряженно-деформированного состояния.

На основе шагового метода можно проводить компьютерное моделирование процесса нагружения, отслеживая на каждом шаге появление и развитие трещин, наращивание перемещений, текучесть арматуры. Такой подход предназначен для исследовательских задач, когда необходимо тщательно исследовать определенную конструкцию на отдельное нагружение.

1.2. Учет нелинейных эффектов в отечественных нормативных документах

В подавляющем большинстве случаев расчет строительных конструкции ведется в линейной постановке, не учитывая нелинейной работы материала. Это повышает не только надежность конструкций, но также и их стоимость.

Несмотря на популяризацию линейных расчетов в отечественных нормах также учтена возможность нелинейного расчета. Данный аспект регламентирован в статье 16 федерального закона № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»[9] в которой сказано, что расчетные модели строительных конструкций должны отражать действительные условия работы здания или сооружения, отвечающие рассматриваемой расчетной ситуации, при этом должны быть учтены геометрическая и физическая нелинейность.

В данной работе будет рассмотрена и оценена нелинейная работа железобетонных конструкций, учитывающая как физическую, так и геометрическую нелинейность.

Требования к расчетам железобетона представлены в СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции [1].

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		16

В соответствии с нормативной документацией[1] расчет бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп производят по напряжениям, усилиям, деформациям и перемещениям, вычисленным от внешних воздействий в конструкциях и образуемых ими системах зданий и сооружений с учетом физической нелинейности (неупругих деформаций бетона и арматуры), возможного образования трещин и в необходимых случаях – анизотропии, накопления повреждений и геометрической нелинейности (влияние деформаций на изменение усилий в конструкциях).

Физическую нелинейность и анизотропию следует учитывать в определяющих соотношениях, связывающих между собой напряжения и деформации (или усилия и перемещения), а также в условиях прочности и трещиностойкости материала.

В статически неопределимых конструкциях следует учитывать перераспределение усилий в элементах системы вследствие образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре вплоть до возникновения предельного состояния в элементе. При отсутствии методов расчета, учитывающих неупругие свойства железобетона, а также для предварительных расчетов с учетом неупругих свойств железобетона усилия и напряжения в статически неопределимых конструкциях и системах допускается определять в предположении упругой работы железобетонных элементов. При этом влияние физической нелинейности рекомендуется учитывать путем корректировки результатов линейного расчета на основе данных экспериментальных исследований, нелинейного моделирования, результатов расчета аналогичных объектов и экспертных оценок.

При расчете конструкций по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин на основе метода конечных элементов должны быть проверены условия прочности и трещиностойкости для всех конечных элементов, составляющих конструкцию, а также условия возникновения чрезмерных перемещений конструкции. При оценке предельного состояния по прочности

					<i>АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		17

допускается полагать отдельные конечные элементы разрушенными, если это не влечет за собой прогрессирующего разрушения здания или сооружения, и по истечении действия рассматриваемой нагрузки эксплуатационная пригодность здания или сооружения сохраняется или может быть восстановлена.

Определение предельных усилий и деформаций в бетонных и железобетонных конструкциях следует производить на основе расчетных схем (моделей), наиболее близко отвечающих реальному физическому характеру работы конструкций и материалов в рассматриваемом предельном состоянии.

Несущую способность железобетонных конструкций, способных претерпевать достаточные пластические деформации (в частности, при использовании арматуры с физическим пределом текучести), допускается определять методом предельного равновесия[1].

Физическая нелинейность материалов, бетона и арматуры, может быть учтена с помощью диаграмм деформирования[п.п.6.1.19 и 6.2.13,1].

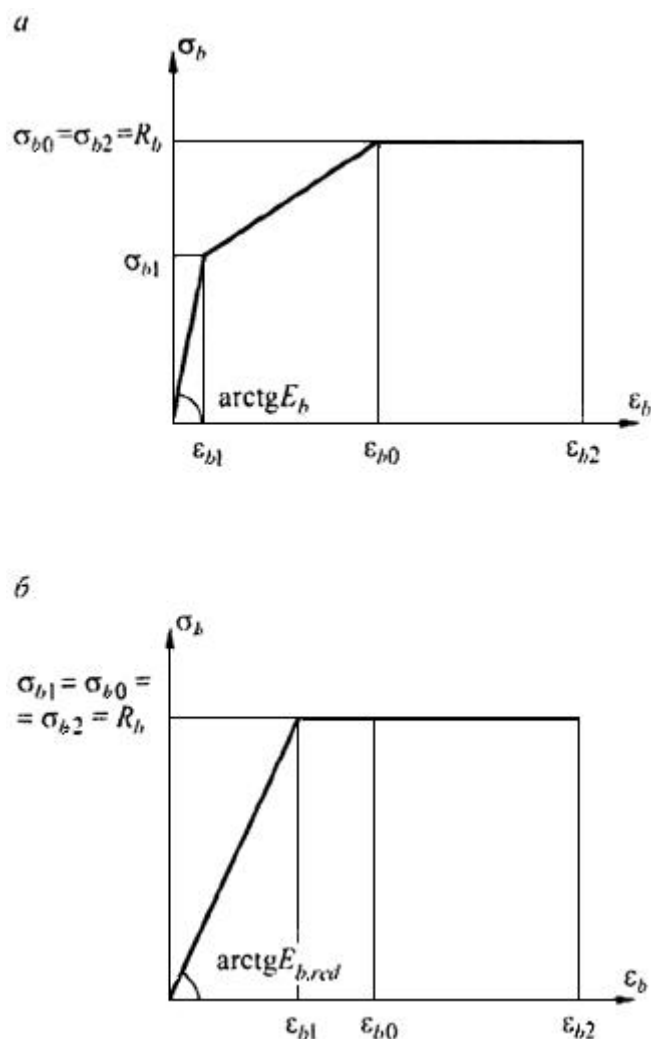
В качестве расчетных диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, могут быть использованы любые виды диаграмм бетона отвечающие его поведению:

- криволинейные, в том числе с ниспадающей ветвью,
- кусочно-линейные (двухлинейные и трехлинейные),.

При этом должны быть обозначены основные параметрические точки диаграмм (максимальные напряжения и соответствующие деформации, граничные значения и т.д.).

В качестве рабочих диаграмм состояния тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают упрощенные трехлинейную и двухлинейную диаграммы (рис.1.2.1,*а,б*) по типу диаграмм Прандтля.

					<i>АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		18



а– Трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона;б–Двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

Рис.1.2.1.– Диаграммы состояния сжатого бетона

При расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели в качестве расчетной диаграммы состояния (деформирования) арматуры, устанавливающей связь между напряжениями σ_s и относительными деформациями арматуры ϵ_s , принимают упрощенные по типу диаграммы Прандтля:

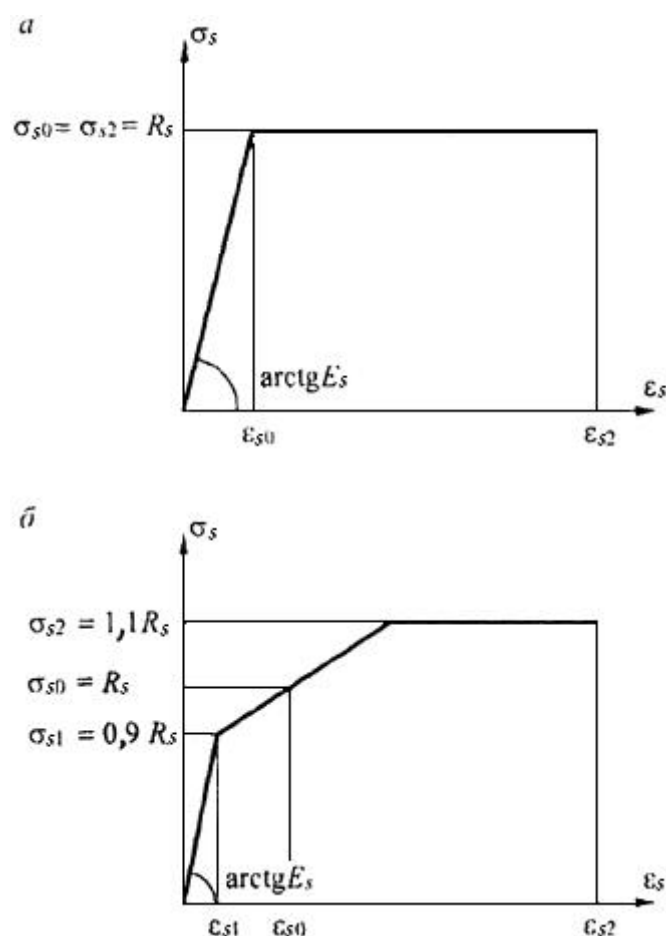
- Двухлинейная диаграмма (рис.1.2.2., б)

Для арматуры с физическим пределом текучести классов А240-А500, В500.

- Трехлинейная диаграмма (без учета упрочнения за площадкой текучести) (рис.1.2.2., в)

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		19

Для арматуры с условным пределом текучести классов А600-А1000, Вр1200-Вр1500, К1400, К1500 и К1600.



а –двухлинейная диаграмма; б – трехлинейная диаграмма

Рис.1.2.2. –Диаграммы состояния растянутой арматуры

1.3. Механика трещинообразования при разрушении бетона

Структура бетона определяет следующие важные, с точки зрения механики, свойства – локальную неоднородность, трещиноватость, физическую нелинейность (нелинейность связи между напряжениями и деформациями).

Модель сплошной среды строится на основании гипотезы о сплошности строения тела: тело является непрерывным до и после деформации.

Свойства структуры бетона существенно отличаются от свойств сплошной среды:

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		20

1. Нарушение геометрической непрерывности (трещиноватость);
2. Нарушение физической непрерывности и однородности в малом объеме, т.е. бетон начинает выступать как материал не в бесконечно малых объемах, а в конечных объемах макроструктуры;
3. Вероятностный характер факторов, влияющих на механические свойства бетона. Таким образом, построение расчетной модели бетона в рамках нелинейной механики сплошного деформируемого твёрдого тела требует некоторого уточнения классической модели сплошного тела.

Трещины в бетоне и связанные с ними свойства.

Различают следующие виды трещин в бетоне:

1. Структурные трещины – дефекты макроструктуры бетона, которые, как правило, располагаются в пределах одного характерного элемента структуры бетона.
2. Трещины разрушения структурных элементов – трещины, которые пересекают один или несколько структурных элементов, но еще не представляют опасности для конструкции в целом.

Магистральные трещины – трещины, образующиеся в результате объединения трещин разрушения структуры элементов, которые характеризуют разрушение всей конструкции или важных её элементов.

Кроме того, по природе своего происхождения можно выделить следующие виды трещин:

1. Технологические трещины – трещины, образующиеся в процессе изготовления конструкции. Технологические трещины считаются равномерно распределенными по объему материала.
2. Силовые трещины – трещины, возникающие в результате действия нагрузки. Силовые трещины располагаются направленно, вызывая анизотропию материала.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		21

В большинстве случаев разрушение железобетонного образца происходит из-за магистральной трещины, образованной в ходе роста микротрещины или семейства разветвленных трещин.

Из практики анализа представлений о закономерностях хрупкого разрушения в материалах подобных бетону можно выделить следующие физиологические процессы:

- 1) образование зародышевых микротрещин;
- 2) нестабильный рост микротрещин (страгивание);

3) распространение или блокировка (торможение) трещин в достаточно характерном для данного материала объеме, содержащем такие структурные элементы (границы заполнителей, поры и полости различного происхождения), которые могут быть препятствиями для микротрещин, а также при попадании трещины в зону действия сжимающих напряжений.

Изучение процессов, происходящих во всем объеме бетонного элемента (внутриструктурные напряжения, образование субмикроскопических трещин, появление и развитие микроскопических трещин) является предварительным условием в построении теории механики разрушения бетона, так как все данные по этим процессам, позволяя шаг за шагом описывать ход разрушения, не могут пока дать возможность предсказать с достаточной точностью сам процесс разделения бетонного тела на части.

Необходимый шаг в развитии представлений о кинетике разрушения бетона – переход к изучению магистральной трещины. Состояния и процессы у вершины этой трещины во многом определяют рост трещины. Во всей остальной части образца может практически ничего не происходить, а образец разрушится - распадется на две части из-за тех явлений, которые происходили на кончике трещины.

Основные особенности поведения трещин в неоднородном материале типа бетона:

					<i>АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		22

1. Из-за различных упругих свойств компонентов распределение напряжений в неоднородном материале даже при отсутствии трещин существенно отличается от распределения напряжений в однородном теле.

2. В бетоне, трещины могут развиваться в различных зонах: в заполнителе, в цементной матрице и в контактной зоне.

3. В неоднородном материале трещины легко проникают из более жесткого в менее жесткий материал. При переходе из менее жесткого в более жесткий материал движение затруднено, возможна остановка трещин на границе раздела компонентов.

4. Необходимым и достаточным условием разрушения образца материала является образование одной или нескольких магистральных, то есть сквозных, трещин, вызывающих деление образца пополам или на большее число частей. При таком условии наличие в образце даже значительного числа несквозных трещин еще не говорит о его разрушении; с другой стороны, образование, например, сквозной продольной трещины в сжатом образце считается эквивалентным его разрушению, даже если образовавшиеся части еще могли бы выдержать сжимающую нагрузку.

Старт макротрещины, обусловленный хрупким зарождением разрушения в ее вершине в общем случае не является “гарантом” глобального разрушения элемента конструкции. При хрупком разрушении нестабильное развитие трещины начинается сразу после ее старта, но тем не менее трещина может остановиться, не разрушив конструкции, что может быть связано с малой энергоемкостью конструкции (не хватает энергии на обеспечение динамического роста трещины) или определенной системой остаточных напряжений (попадание трещины в область сжатия).

Таким образом, надежность конструкции в общем случае определяется не только условиями старта трещины, но и кинетикой ее роста.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
						23
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

1.4. Программные комплексы для нелинейных расчетов конструкций

В большинстве случаев расчеты строительных конструкций выполняют с помощью специальных программных комплексов (ПК), являющихся важнейшим звеном технологии автоматизированного проектирования.

1.4.1. Лира

Программный комплекс ЛИРА-САПР – это многофункциональный программный комплекс для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения.

Кроме общего расчета модели объекта на все возможные виды статических нагрузок, температурных, деформационных и динамических воздействий (ветер с учетом пульсации, сейсмические воздействия и т.п.) ПК ЛИРА-САПР автоматизирует ряд процессов проектирования:

- определение расчетных сочетаний нагрузок и усилий,
- назначение конструктивных элементов,
- подбор и проверка сечений стальных и железобетонных конструкций с формированием эскизов рабочих чертежей колонн и балок.
- позволяет исследовать общую устойчивость рассчитываемой модели,
- проверить прочность сечений элементов по различным теориям разрушений.
- предоставляет возможность производить расчеты объектов с учетом физической и геометрической нелинейностей, моделировать процесс возведения сооружения с учетом монтажа и демонтажа элементов.

Функциональные возможности

- *Проектирование железобетонных и стальных конструкций*

Проверка и подбор сечений железобетонных и стальных элементов в соответствии с действующими в мире нормативами. Выполнение рабочих чертежей стадии КМ и КЖ.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
						24
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

- *Физическая нелинейность*

Модули учета физической нелинейности на основе различных нелинейных зависимостей σ - ε , обеспечивающие возможность компьютерного моделирования процесса нагружения как моно-, так и би-материальных конструкций, с прослеживанием развития трещин, проявлением деформаций ползучести и текучести, вплоть до получения картины разрушения конструкции.

- *Геометрическая нелинейность*

Модули учета геометрической нелинейности, позволяющие рассчитывать, как конструкции изначально геометрически неизменяемые (гибкие плиты и балки, гибкие фермы и др.) так и конструкции изначально геометрически изменяемые, для расчета которых необходимо вначале определить равновесную форму под заданный вид нагрузки (отдельные канаты, вантовые фермы, вантовые покрытия, тенты, мембраны и др.).

1.4.2. SCAD Office

SCAD Office – система нового поколения, разработанная инженерами для инженеров и реализованная коллективом опытных программистов. В состав системы входит высокопроизводительный вычислительный комплекс SCAD, а также ряд проектирующих и вспомогательных программ, которые позволяют комплексно решать вопросы расчета и проектирования стальных и железобетонных конструкций.

Нелинейный процессор

Задачи расчета несущих конструкций, ориентированные на уточненное предсказание особенностей поведения системы на всех этапах ее работы, включая и этапы, предшествующие разрушению, чаще всего не могут быть решены методами линейной строительной механики. Отклонение от закона Гука (физическая нелинейность), отказ от рассмотрения условий равновесия в геометрических терминах недеформированного состояния (геометрическая нелинейность), учет возможного изменения расчетной схемы в процессоре

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		25

деформирования (конструктивная нелинейность) составляют обычный «набор нелинейностей», к которому апеллирует учебная литература и большинство программных разработок. К ним следует добавить еще нелинейность, связанную с накоплением напряжений и деформаций в процессе изменения конструкции при ее создании (генетическую нелинейность).

В комплексе SCAD предусмотрен расчет геометрически нелинейных систем, вантовых конструкций и задач с односторонними связями.

Геометрическая нелинейность

Геометрически нелинейная работа упругой системы связана с необходимостью учитывать изменение геометрии системы при ее деформации под нагрузкой. При этом, в принципе, могут рассматриваться геометрические искажения различной величины, но в комплексе SCAD предусматривается возможность учета только, так называемого, «приближения Кармана», когда предполагается, что квадраты углов поворота элементов рассматриваемой расчетной схемы являются величинами того же порядка малости, что и относительные удлинения в материале, которые в свою очередь считаются малыми по сравнению с единицей.

1.4.3. Ansys

ANSYS– это программный пакет конечно-элементного анализа, решающий задачи в различных областях инженерной деятельности (прочность конструкций, термодинамика, механика жидкостей и газов, электромагнетизм), включая связанные многодисциплинарные задачи (термопрочность, магнитоупругость и т.п).

Геометрические нелинейности

При существенных перемещениях изменение геометрической формы конструкции может вызвать нелинейный отклик. Геометрические нелинейности характеризуются большими перемещениями и (или) поворотами. Расчет задач с малым отклонением и деформацией предполагает, что перемещение является

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		26

довольно малым, а получаемое изменение жесткости — незначительным. При расчете задач с большими деформациями, напротив, учитывается изменение жесткости, которое появляется вследствие изменения формы элементов и их ориентации. Возможность учета больших деформаций доступна для большинства элементов объемного НДС (включая все элементы с большими деформациями), так же как и для большинства балок и оболочек. Кроме того, ANSYS поддерживает два других типа геометрических нелинейностей: изменение жесткости при приложении нагрузки и изменение жесткости вращающегося тела. Для тонкостенных сильно нагруженных конструкций, например кабелей и мембран, жесткость в направлении из плоскости конструкции может существенно зависеть от напряженного состояния в ее плоскости. Изменение жесткости является связью между напряжениями в плоскости и поперечной жесткостью. Изменение жесткости вращающегося тела ослабляет матрицу жесткости вращающегося тела в связи с динамическими массовыми эффектами. Настройка аппроксимирует эффекты изменения геометрических размеров, обусловленных большими перемещениями периферии, при расчете с малыми перемещениями. Изменение жесткости вращающегося тела используется совместно с начальными напряжениями, вызванными центробежной силой вращающегося тела.

Физические нелинейности (нелинейное поведение материала)

ANSYS учитывает многие факторы, определяемые свойствами материала, которые могут вызвать изменение жесткости конструкции в процессе численного расчета, в том числе анизотропию, нелинейную связь напряжения с деформацией, зависимость от времени, скорость деформаций и некоторые сложные физические явления типа пьезоэлектричества или термоэлектрических явлений (эффектов Зеебека и Пельтье).

1.5. Железобетонные стантовые панели и их классификация

Существуют различные классификации стеновых ЖБИ панелей в зависимости от принципа, взятого за основу: типовые признаки, функциональное назначение в здании, состав и строение.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		27

По конструкции

Панели разделяются на сплошные и составные. Число слоев варьирует от одного — однослойные панели, до нескольких — трех или двухслойные панели. Слоистые стеновые панели бывают монолитными или с воздушными прослойками.

- *Однослойные стеновые панели*
- *Двухслойные панели*
- *Трехслойные стеновые*

По несущей способности:

- Несущие.
- Навесные.
- Самонесущие.

По целевому использованию

- Стеновые панели применяются для монтажа многоэтажных зданий
- Цокольных этажей
- Подполья для коммуникационных систем
- Чердачных помещений.

Согласно ГОСТ «Панели стеновые наружные бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий» панель 1 НС32.30-2 расшифровывается как:

- 1НС – однослойная наружная стеновая ненесущая панель (однорядной разрезки);
- 32.30 – высотой 3050 мм, шириной – 3180 мм;
- 2 – толщиной 200 мм.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		28

1.6. Постановка задачи

В ходе исследования необходимо исследовать разрушение железобетонной стеновой панели при статической нагрузке. На основании результатов натурных испытаний построить расчетную конечно-элементную модель в ПК "Лира-САПР 2015", провести численный эксперимент с учетом нелинейных свойств железобетона. Сопоставить результаты натурального и численного эксперимента

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
						29
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

2. НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПАНЕЛЕЙ

2.1. Панель 1НС32.30-2

Входе испытаний была исследована стеновая панель 1 НС32.30-2 (см. рис.2.1.1.).

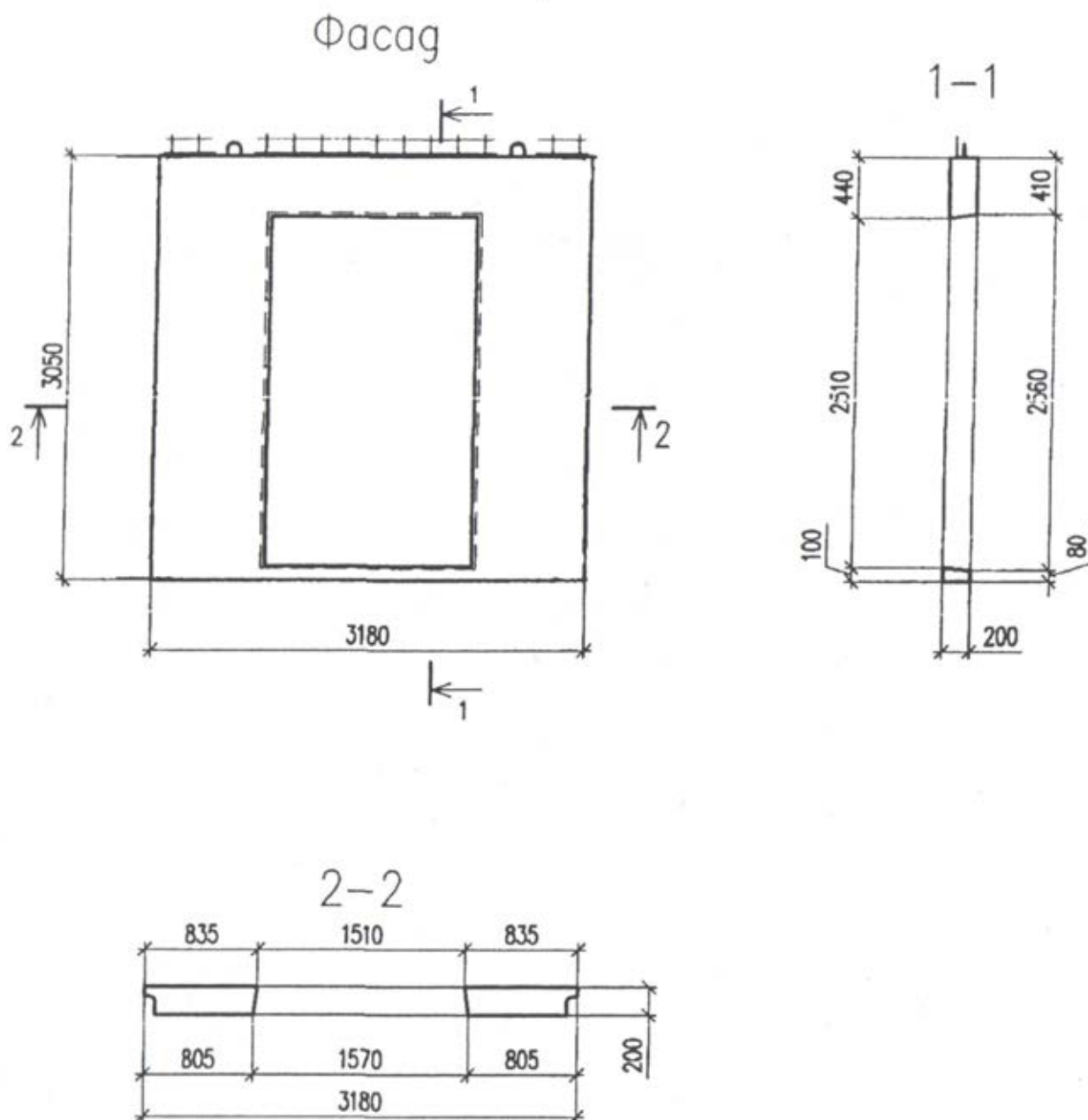


Рис.2.1.1. Геометрия панели 1 НС32.30-2.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		30

Испытания панелей проводились согласно ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости» [8].

Железобетонная стеновая панель 1НС32.30-2 имеет следующие характеристики:

- **Материалпанели:**

Бетон В25, F150, W4

Коэффициент Пуассона – $\nu = 0,2$ [1, п.5.1.15]

Объемный вес – $R_0 = 2,5 \text{ т/м}^3$ [1, п.5.1.1]

Условия работы: $\varphi_{\text{int}} \leq 60$, $t < -40^\circ\text{C}$

Расчетное сопротивление бетона класса В25 по прочности на осевое сжатие – $R_{b,n} = 18,5 \text{ МПа} = 1886,4 \text{ т/м}^2$ [1, табл. 5.2]

Расчетное сопротивление бетона класса В25 по прочности на осевое растяжение – $R_{bt,n} = 1,55 \text{ МПа} = 158 \text{ т/м}^2$ [1, табл. 5.2]

Значение начального модуля упругости бетона В25 при сжатии и растяжении – $E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 3060000 \text{ т/м}^2$ [1, п. 5.1.13 табл. 5.4]

- **Армирующий материал:**

Рабочая арматура – ØA400

Расчетное сопротивление рабочей арматуры А400 растяжению (R_s) и сжатию (R_{sc}) – $R_{s,n} = R_{sc,n} = 400 \text{ МПа}$ [1, табл. 5.13]

Модуль упругости арматуры – $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ [1, п.5.2.10]

Вспомогательная арматура – Ø5Вр-1

Расчетное сопротивление вспомогательной арматуры Вр-1 растяжению (R_s) и сжатию (R_{sc}) – $R_s = 415 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 390 \text{ МПа}$ [1].

Модуль упругости арматуры – $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ [1].

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		31

2.1.1. Схема проведения испытаний

Входе испытания проводилось загрожение стеновой панели 1 НС32.30-2. Схема установки для испытаний представлена на рис.2.1.1.1.

Условия проведения испытаний:

1. Панель испытывалась на внецентренное сжатие. Нагрузка прикладывалась с помощью четырех сосредоточенных сил P (поз.10, см. рис.2.1.1.1.) и передавалась на плиту через стальную балку (поз.8.).

2. Опираие плиты выполнено также с эксцентриситетом соосно прикладываемой силе. Согласно рис.2.1.1.1. эксцентриситет действия силы составил -56 мм.

3. Панель установлена на опоры (поз.4. рис.2.1.1.1.) на растворную смесь «БАРС».

4. Стальные стяжки (поз.5. рис.2.1.1.1.) расположены на расстоянии 250 мм от края и работают исключительно на растяжение.

5. Нагружение панели производилось от одного насоса, запись показаний датчиков силы (Q_1 , Q_2) производилась отдельно.

6. Атмосферные условия:

- температура воздуха в испытательном помещении $(18\pm 3)^\circ\text{C}$
- относительная влажность $(60\pm 20)\%$
- атмосферное давление (720 ± 30) мм рт.столба.

Условные обозначения к рис.2.1.1.1.:

1. Балки подкладки 23К335.010 ($l=1,5$ м) – 4 шт.;
2. Блки силовые 30а27Б, 30а27А – 4 шт.;
3. Балка силовая 23к68.120-02 ($l=4,5$) – 1 шт.;
4. Опора $b=200$ мм, $\delta=80$ мм – 2 шт.;
5. Стяжка (5 тс) – 2 шт.;
6. Силовозбудитель К23.1499 (50 тс) – 4 шт.;
7. Датчик силы 30а12Б (50 тс) – 4 шт.;
8. Балка ($l=4,5$ м, $h=200$ мм, $b=90$ мм) – 1 шт.;
9. Опора ($l=370$ мм, $b=80$ мм, $\delta=40$ мм, $\phi=40$ мм) – 4 шт.;
10. Балки силовые 30а27Б, 30а27А, 30П127, 30П128 – 4 шт.;
11. Опоры ($l=1,5$ м, $h=24$ мм, $b=200$ мм) – 2 шт.;
12. Опора ($l=1,3$ м, $b=140$ мм, $\delta=60$ мм) – 2 шт.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		32

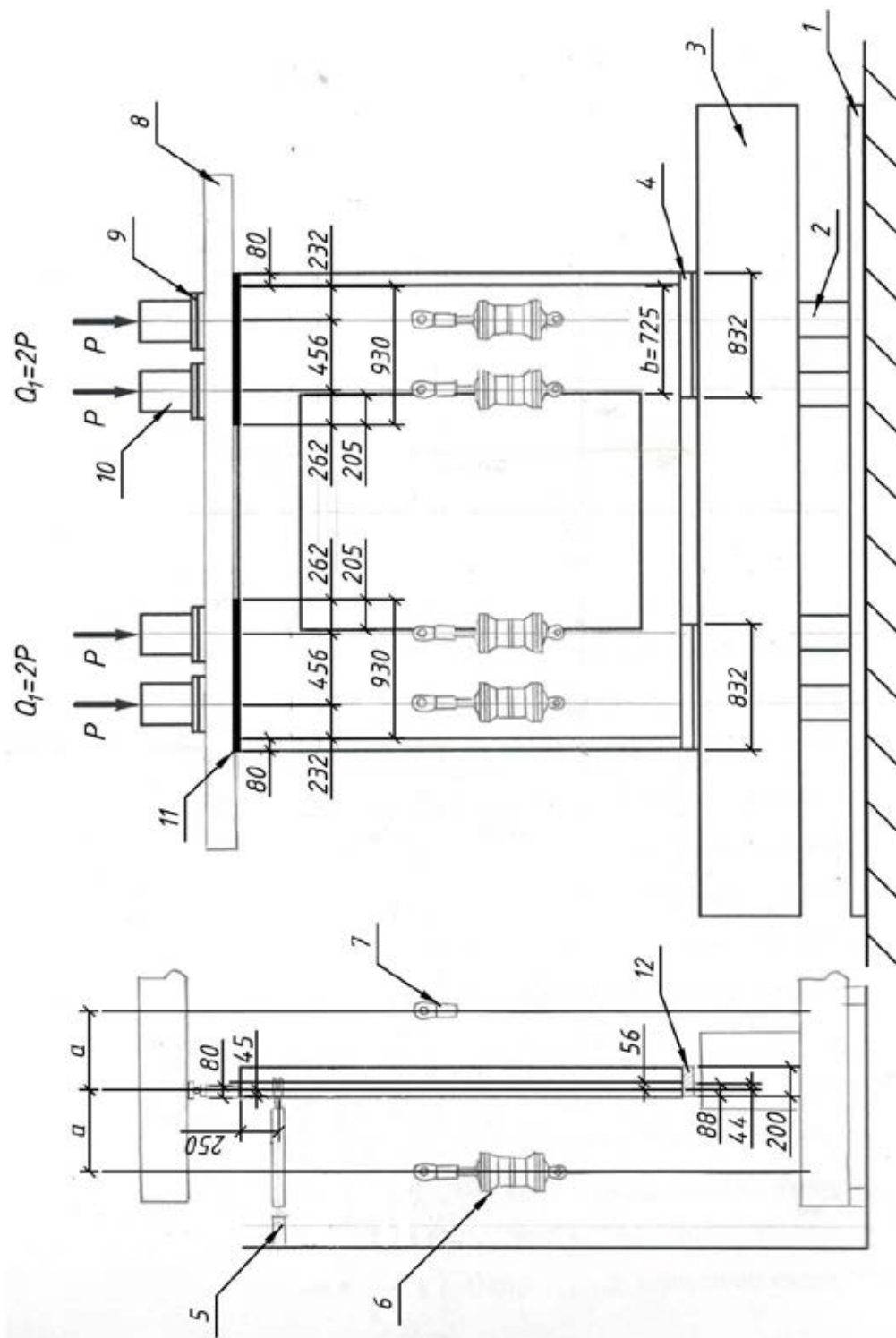


Рис.2.1.1.1. Схема нагружения панели 1НС32.30-2

Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата

АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР

2.1.2. Описание процедуры испытания

1. Условия нагружения: длина площадки нагружения $l_1=945\text{мм}$ (под силой Q_1), $l_2=945\text{мм}$ (под силой Q_2). Масса оснастки на каждый пролет равна $G=2200\text{ кг}$.

2. Нагружение панели по схеме рис.2.1.1.1. проводится 2 раза.

3. Нагружение №1 (опрессовка) проводится нагрузкой 20% от контрольной нагрузки по жесткости.

4. Нагружение №2 проводится этапами в соответствии с табл.2.2.1.1., в которой заданные и фактические созданные нагрузки.

5. При выдержке на этапе 150% была обнаружена трещина вдоль фасадной стороны панели. На последующих этапах происходило раскрытие данной трещины.

6. При выдержке на этапе 170% был слышен удар, нагрузка резко упала. После сброса нагрузки обнаружено:

— разрушение (скол) панели под нагружающей балкой под силой Q_2

— трещина над дверным проемом под силой Q_2

7. Фотографии мест разрушения приведены на рис.2.1.2.1-2.1.2.3

8. Максимально достигнутая нагрузка при испытаниях $Q_2=172\text{ тс}$ (с учетом веса оснастки).

2.1.3. Заключение

1. Максимально достигнутая нагрузка при испытаниях $Q_2=172\text{ тс}$ (с учетом веса оснастки).

2. Запас прочности по силе Q по отношению к расчетной нагрузке составил 1,7.

9. После сброса нагрузки обнаружено:

— разрушение (скол) панели под нагружающей балкой под силой Q_2

— трещина над дверным проемом под силой Q_2

10. Схема расположения трещин см. рис.2.1.2.1

11. Фотографии мест разрушения приведены на рис.2.1.2.2-2.1.2.4

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
						34
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

12. Табл.2.1.1.1. Схема нагружения панели 1НС32.30-2

№ этапа	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
%	20	40	60	80	100	110	120	130	140	150	160	170
Q_1 , тс	20.3	37.5	54.9	72.1	102.1	111.9	121.5	131.5	141.5	151.6	161.4	171.5
Q_2 , тс	20.4	37.6	55.4	72.7	103.4	113.5	123.2	133.5	143.5	153.8	163.8	174.1
q_1 , тс/м	18.0	34.1	49.9	65.5	92.8	101.7	110.5	119.5	128.6	137.8	146.7	155.9
q_2 , тс/м	18.5	34.2	50.4	66.1	94.0	103.2	112.0	121.4	130.5	139.8	148.9	158.3

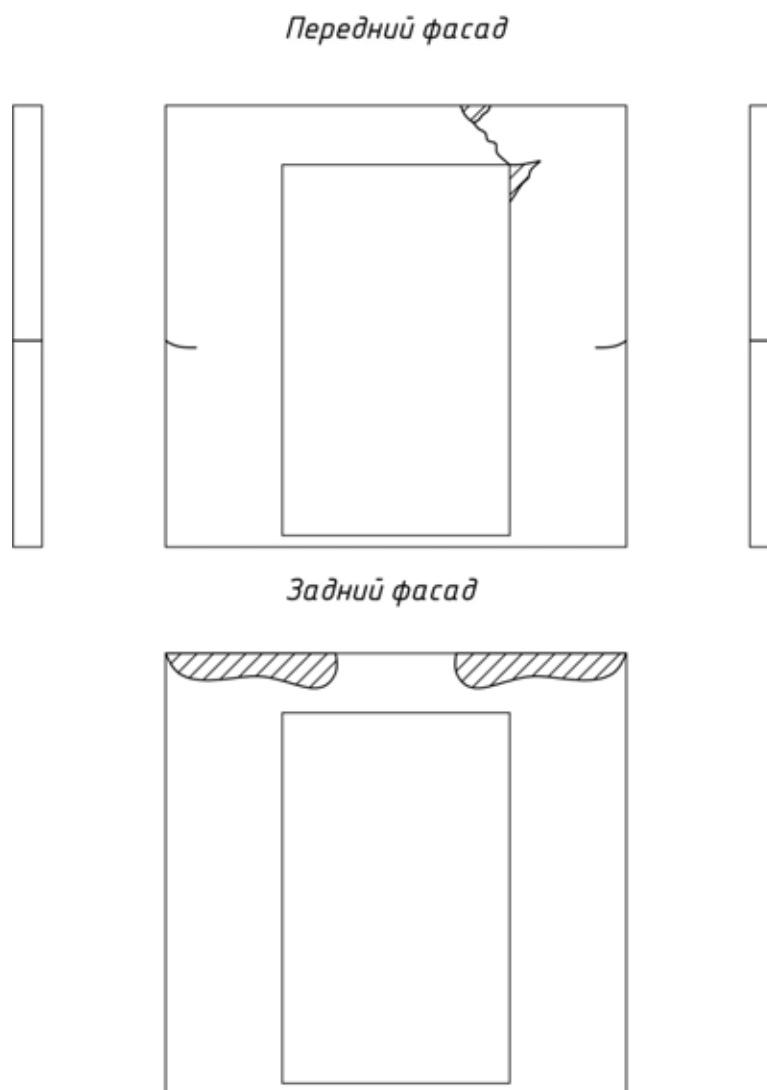


Рис. 2.1.2.1. Схема расположения трещин.

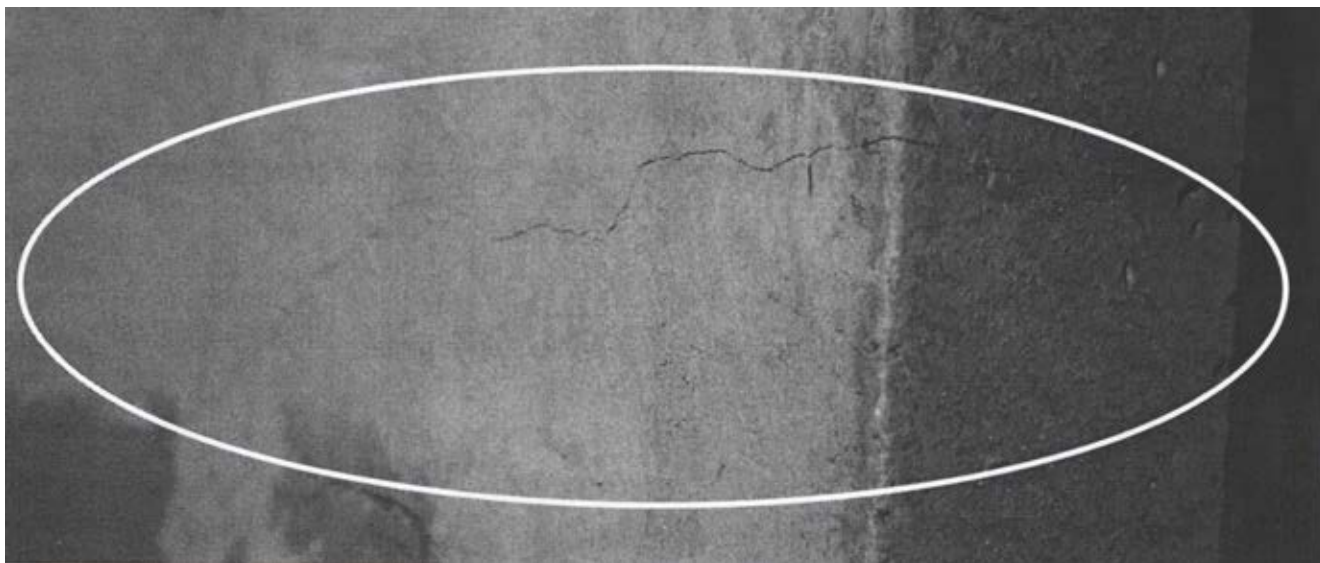


Рис.2.1.2.2. Вид трещины с фасадной стороны панели 1НС32.30-2 при нагружении №2 (пролет панели под силой Q_2)



Рис.2.1.2.3. Вид разрушения фасадной стороны панели 1НС32.30-2 при нагружении №2 (пролет панели под силой Q_2)



Рис.2.1.2.4. Вид разрушения несущей стороны панели 1НС32.30-2 при нагружении №2 (пролет панели под силой Q_2)

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		37

3. РАСЧЕТ ПАНЕЛЕЙ В ПК "ЛИРА-САПР"

Расчет производится в нелинейной постановке с учетом всех реализованных при эксперименте закреплений и опораний для двух конечно-элементных моделей:

1. Учитывает экспоненциальный закон деформирования материала
2. Учитывает кусочно-линейный закон деформирования материала

3.1. Геометрия конечно-элементной модели

Моделирование панели производилось пластинчатыми конечными элементами (КЭ). Размер КЭ составил – 40х40 мм. Сетка разбиения регулярная (см. рис.3.1.1.)

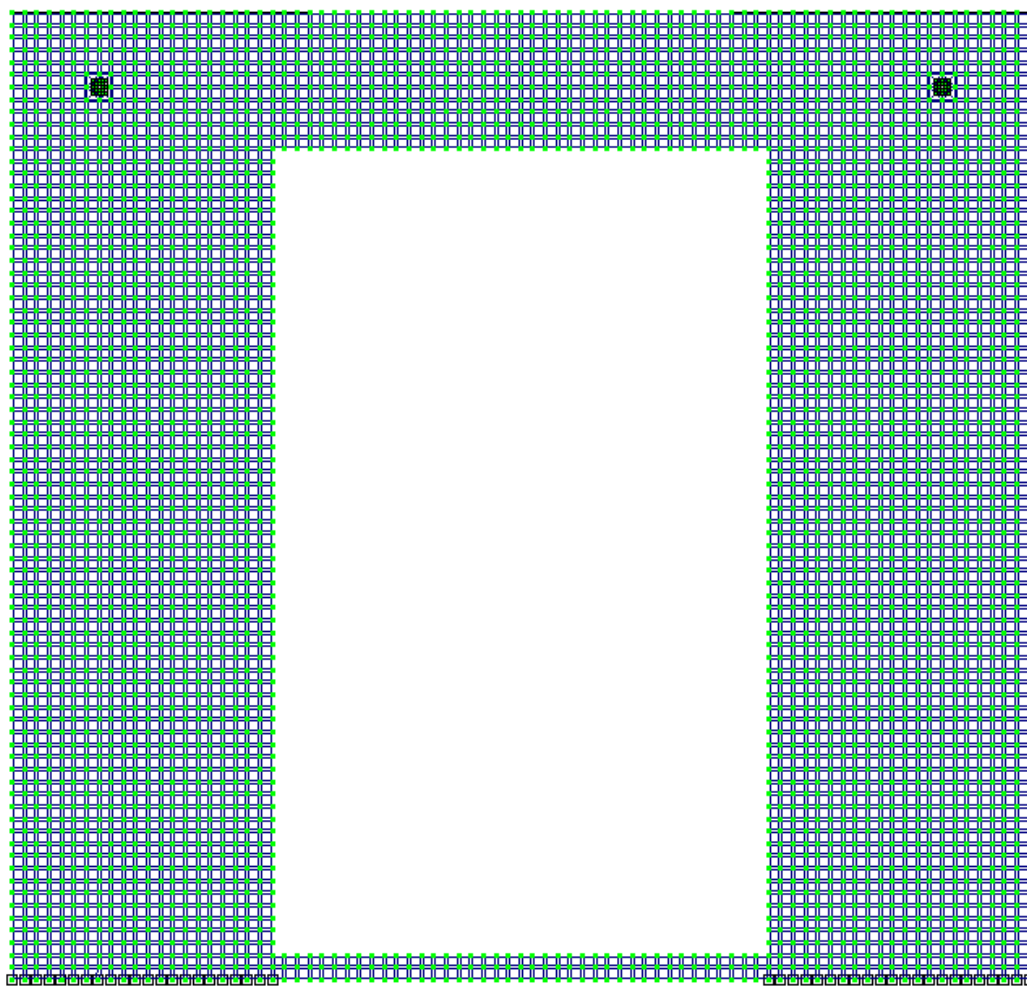


Рис.3.1.1. Разбивка панели на КЭ.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		38

Для создания расчетной модели панели был выбраны два типа физически нелинейный универсальный КЭ:

- физически нелинейный универсальный прямоугольный КЭ оболочки (КЭ241).
- физически нелинейный универсальный треугольный КЭ оболочки (КЭ242)

КЭ241. Конечный элемент предназначен для определения напряженно-деформированного состояния тонких пологих оболочек. Оболочка рассматривается как биматериальная система с изотропными физически нелинейными материалами. Узел конечного элемента имеет шесть степеней свободы:

- U - линейное перемещение по оси X_1 ;
- V - линейное перемещение по оси Y_1 ;
- W - линейное перемещение по оси Z_1 ;
- UX - угол поворота относительно оси X_1 ;
- UY - угол поворота относительно оси Y_1 ;
- UZ - угол поворота относительно оси Z_1 .

На рис.3.1.2 представлены схематическое изображение КЭ и последовательность нумерации его узлов.

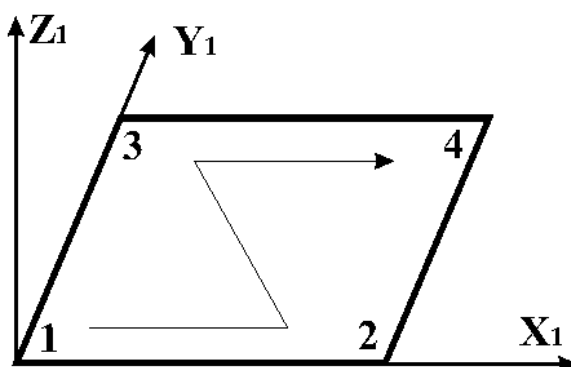


Рис.3.1.2. Схематическое изображение КЭ241 и последовательность нумерации его узлов

КЭ242. Конечный элемент предназначен для определения напряженно-деформированного состояния оболочек. Оболочка рассматривается как биматериальная система с изотропными физически нелинейными материалами.

Узел конечного элемента имеет шесть степеней свободы:

- U - линейное перемещение по оси X_I ;
- V - линейное перемещение по оси Y_I ;
- W - линейное перемещение по оси Z_I ;
- UX - угол поворота относительно оси X_I ;
- UY - угол поворота относительно оси Y_I ;
- UZ - угол поворота относительно оси Z_I .

На рис.3.1.3 представлены схематическое изображение КЭ и последовательность нумерации его узлов.

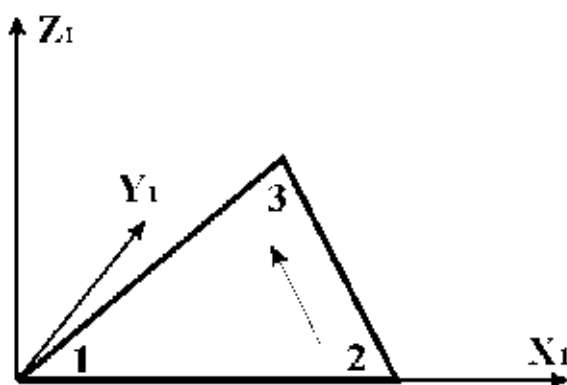


Рис.3.1.3. Схематическое изображение КЭ242 и последовательность нумерации его узлов

3.2. Жесткостные характеристики

Жесткости для пластин задаем в соответствии с жесткостными и геометрическими характеристиками панели описанными в п.2.1. настоящей работы. Все необходимые данные сведены в табл.3.2.1.

Задание жесткости для пластин

Учет ортотропии E2 0
V21 0
V 0.2 G 0

H 20 см Ro 2.5 т/м³

Учет нелинейности
Тип КЭ
 Плита, оболочка Балка-стенка
Параметры материала
Параметры арматуры

Учет сдвига Меньший размер пластины 0 м

Комментарий Цвет

✓ ✗ ?

Рис.3.2.1. Задание жесткости для пластины

При исследовании характера разрушения железобетонных стеновых панелей при статических нагрузках были использованы два закона нелинейного деформирования материала:

- Кусочно-линейный закон деформирования
- Экспоненциальный закон деформирования

3.2.1. Кусочно-линейный закон деформирования

Бетон

Для исследования выбрана трехлинейная диаграмма деформирования бетона (см.рис.3.2.1.)[1, 6.1.19]

Построение диаграммы для бетона ведется согласно пунктам 6.1.19 и 6.1.20 [1]с учетом параметров материала описанных выше в п.3.2 настоящей работы.

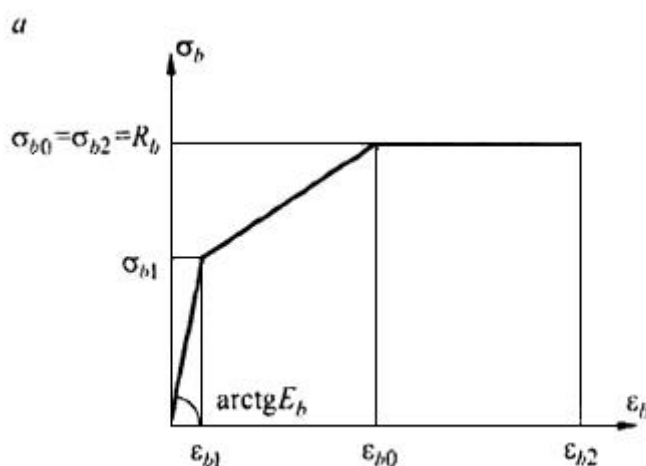


Рис.3.2.1.1. Трехлинейная диаграмма деформирования бетона.

Согласно п.6.1.20[1] при трехлинейной диаграмме(Рис.3.2.1.1.) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций укорочения бетона определяют по формуле:

При $\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b = R_{b,n} = 18,5 \text{ МПа} = 1886,4 \text{ Т/м}^2 \quad (3.2.1.1)$$

Значение напряжений σ_{b1} принимают:

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b = 0,6 \cdot R_{b,n} = 0,6 \cdot 1886,4 = 1131,84 \text{ Т/м}^2 \quad (3.2.1.2)$$

Значение относительной деформации ε_{b1} :

$$\varepsilon_{b1} = \sigma_{b1} / E_b = 1131,84 / 3060000 = 3,698 \cdot 10^{-4} \text{ Т/м}^2 \quad (3.2.1.3)$$

Значения предельных относительных деформаций ε_0 тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов при осевом сжатии принимают равными – $\varepsilon_0 = 0,002$.

Значения относительных деформаций ε_{b2} для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже принимают равным – $\varepsilon_{b2} = 0,0035$.

Согласно п.6.1.22[1] при трехлинейной диаграмме (Рис.3.2.1.1.) растягивающего напряжения бетона σ_{bt} в зависимости от относительных деформаций укорочения бетона определяют по формуле:

При $\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_{bt} = R_{bt,n} = 1,55 \text{ МПа} = 158 \text{ т/м}^2 \quad (3.2.1.4)$$

Значение напряжений σ_{b1} принимают:

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_{bt} = 0,6 \cdot R_{bt,n} = 0,6 \cdot 158 = 94,8 \text{ т/м}^2 \quad (3.2.1.5)$$

Значение относительной деформации ε_{b1} :

$$\varepsilon_{b1} = \sigma_{b1} / E_b = 94,8 / 3060000 = 3,098 \cdot 10^{-5} \text{ т/м}^2 \quad (3.2.1.6)$$

Значения предельных относительных деформаций ε_{bt0} тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов при осевом растяжении принимают равными – $\varepsilon_{bt0} = 0,0001$.

Значения относительных деформаций ε_{b2} для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже принимают равным – $\varepsilon_{b2} = 0,00015$.

Результаты расчета представлены на рис. 3.2.1.2.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		43

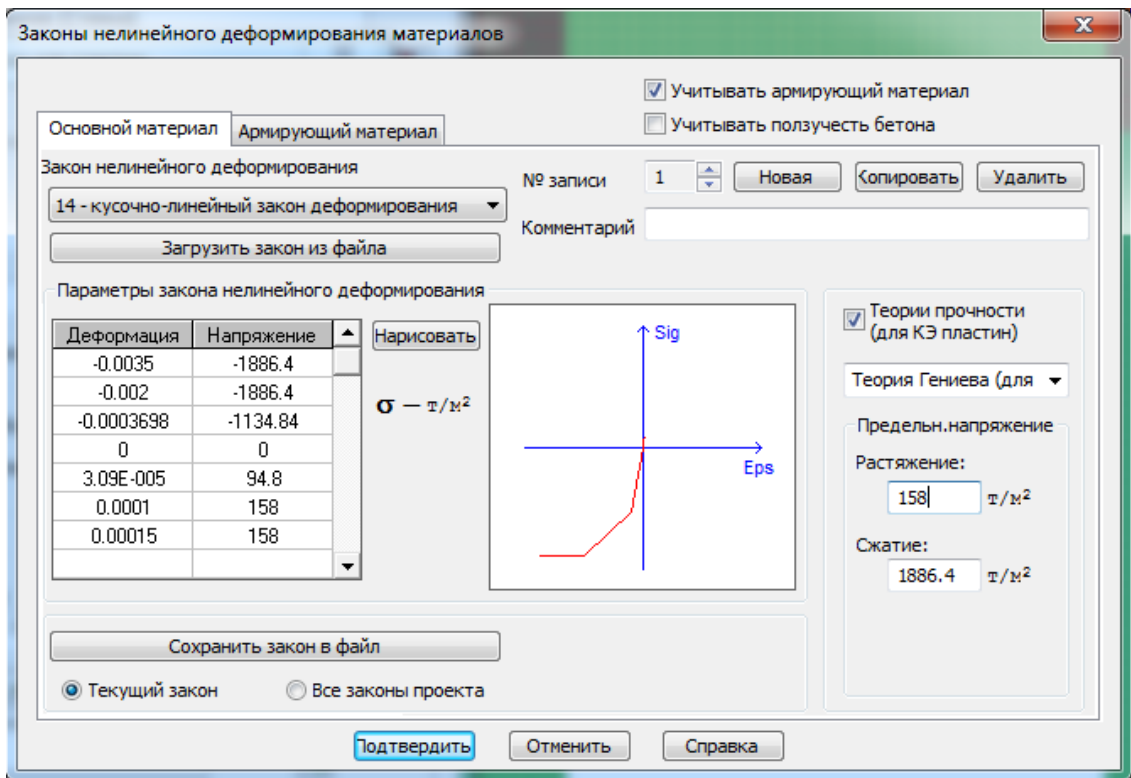


Рис.3.2.1.2. Кусочно-линейный закон деформирования бетона.

Арматура

В исследовании рассматривается двухлинейная диаграмма деформирования бетона (см. рис.3.2.1.3.) [1, 6.2.13].

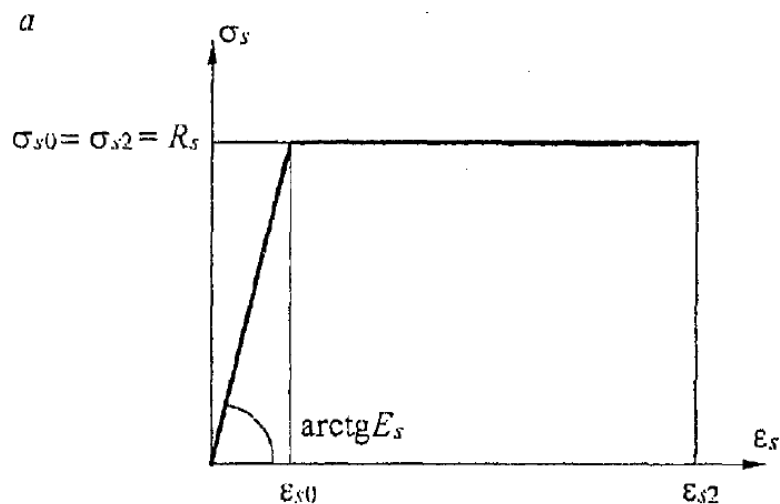


Рис.3.2.1.3. Двухлинейная диаграмма деформирования арматуры.

Построение диаграммы для бетона ведется согласно пунктам 6.1.11-6.1.14.[1] с учетом параметров материала описанных выше в п.3.2 работы.

Напряжения в арматуре σ_s согласно двухлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций ϵ_s по формуле [1, 6.2.14.]:

При $\epsilon_{s0} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s2}$

$$\sigma_s = R_s = R_{s,n} = 400 \text{ МПа} = 40788 \text{ Т/м}^2 \quad (3.2.1.7)$$

Значения относительных деформаций ϵ_{s0} для арматуры с физическим пределом текучести принимают равными [1, 6.2.11.]:

$$\epsilon_{s1} = R_s / E_s = R_{s,n} / E_s = 40788 / 20394000 = 0,002 \text{ Т/м}^2 \quad (3.2.1.8)$$

Значения относительной деформации ϵ_{s2} принимают равными – $\epsilon_{s2} = 0,025$ [1, 6.2.14.].

Результаты расчета представлены на рис. 3.2.1.2

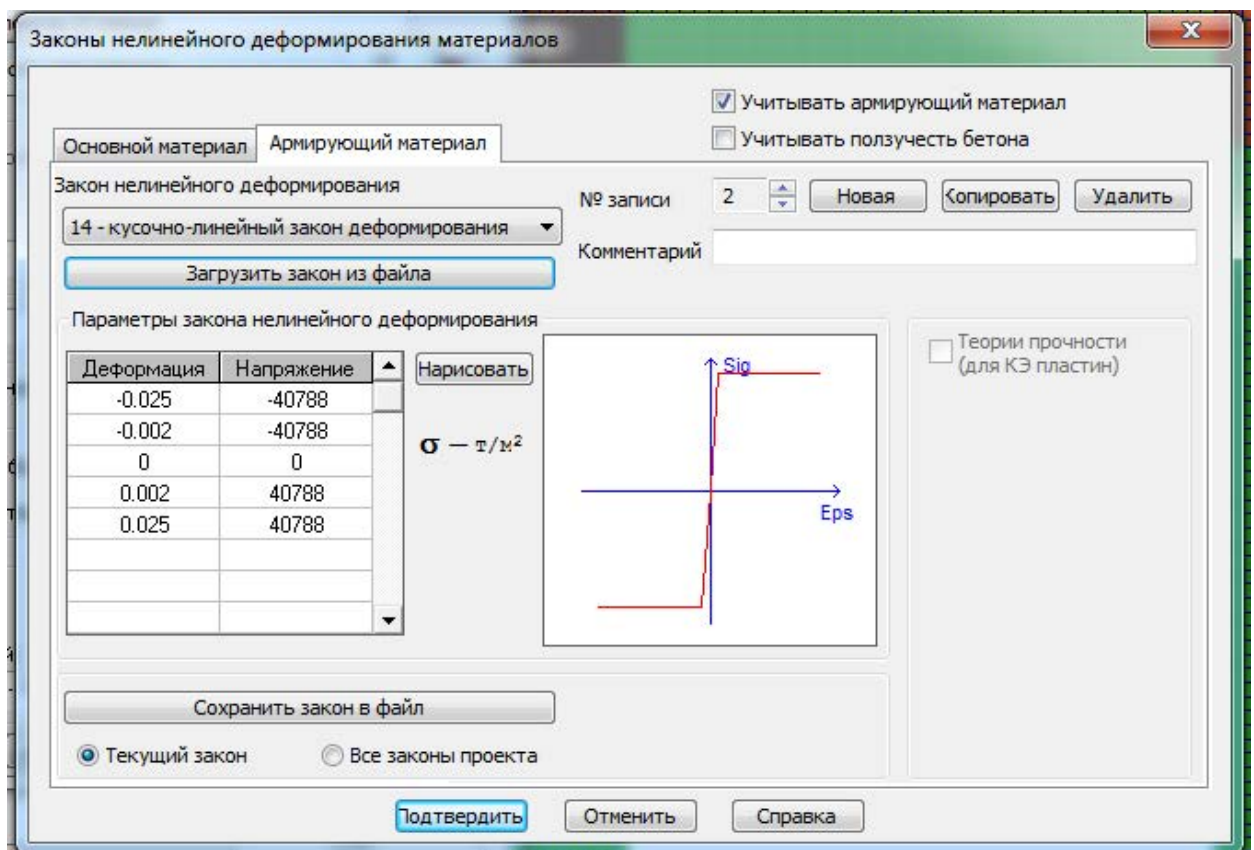


Рис.3.2.1.4. Кусочно-линейный закон деформирования арматуры.

3.2.2. Экспоненциальный закон деформирования

Бетон

Экспоненциальный закон деформирования бетона в ПК «Ли́ра-САПР» задается полуавтоматически. После выбора бетона пустые поля заполняем с учетом параметров материала описанных выше в п.3.2 и п.3.2.1 работы.

Результаты представлены на рис. 3.2.2.1.

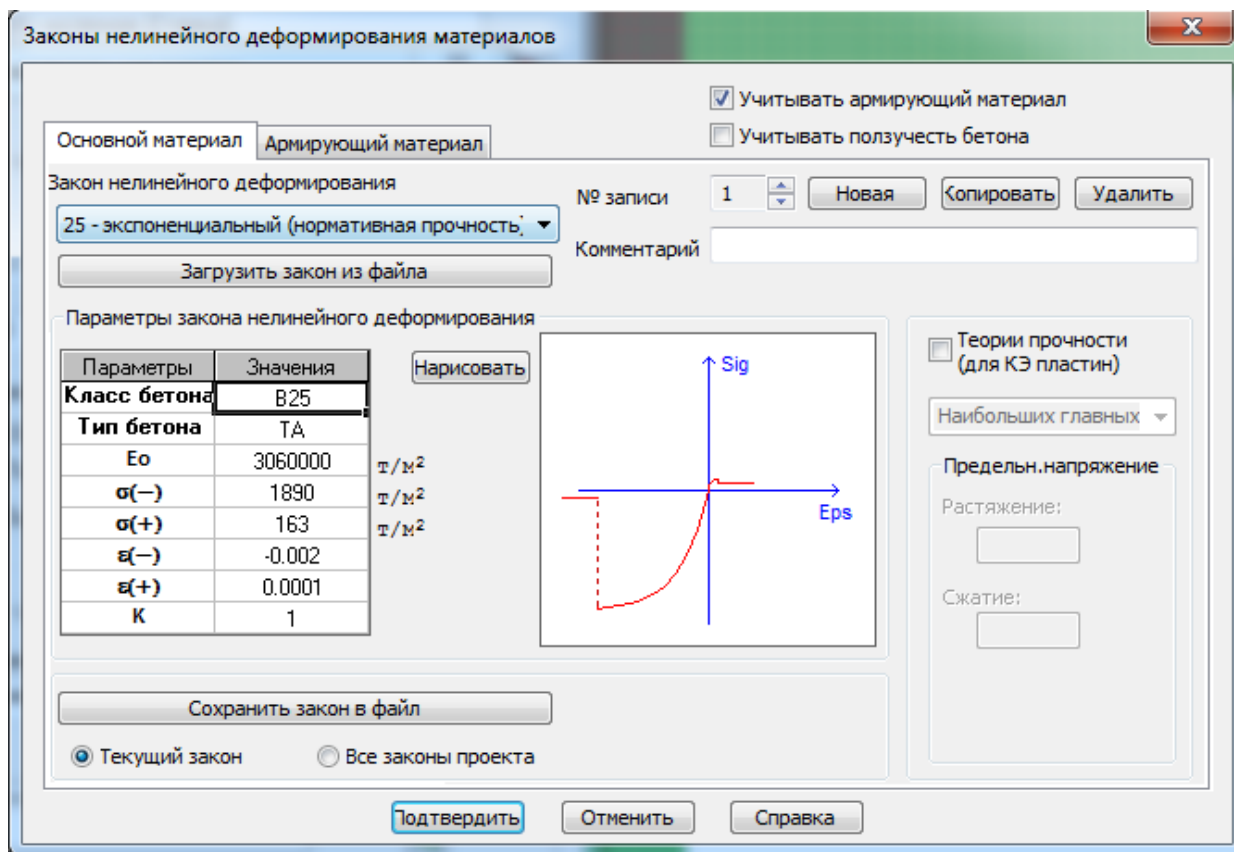


Рис.3.2.2.1. Экспоненциальный закон деформирования бетона.

Арматура

Экспоненциальный закон деформирования арматуры в ПК «Ли́ра-САПР» задается полуавтоматически. После выбора бетона пустые поля заполняем с учетом параметров материала, описанных выше в п.3.2 и п.3.2.1 работы.

Результаты представлены на рис. 3.2.2.2.

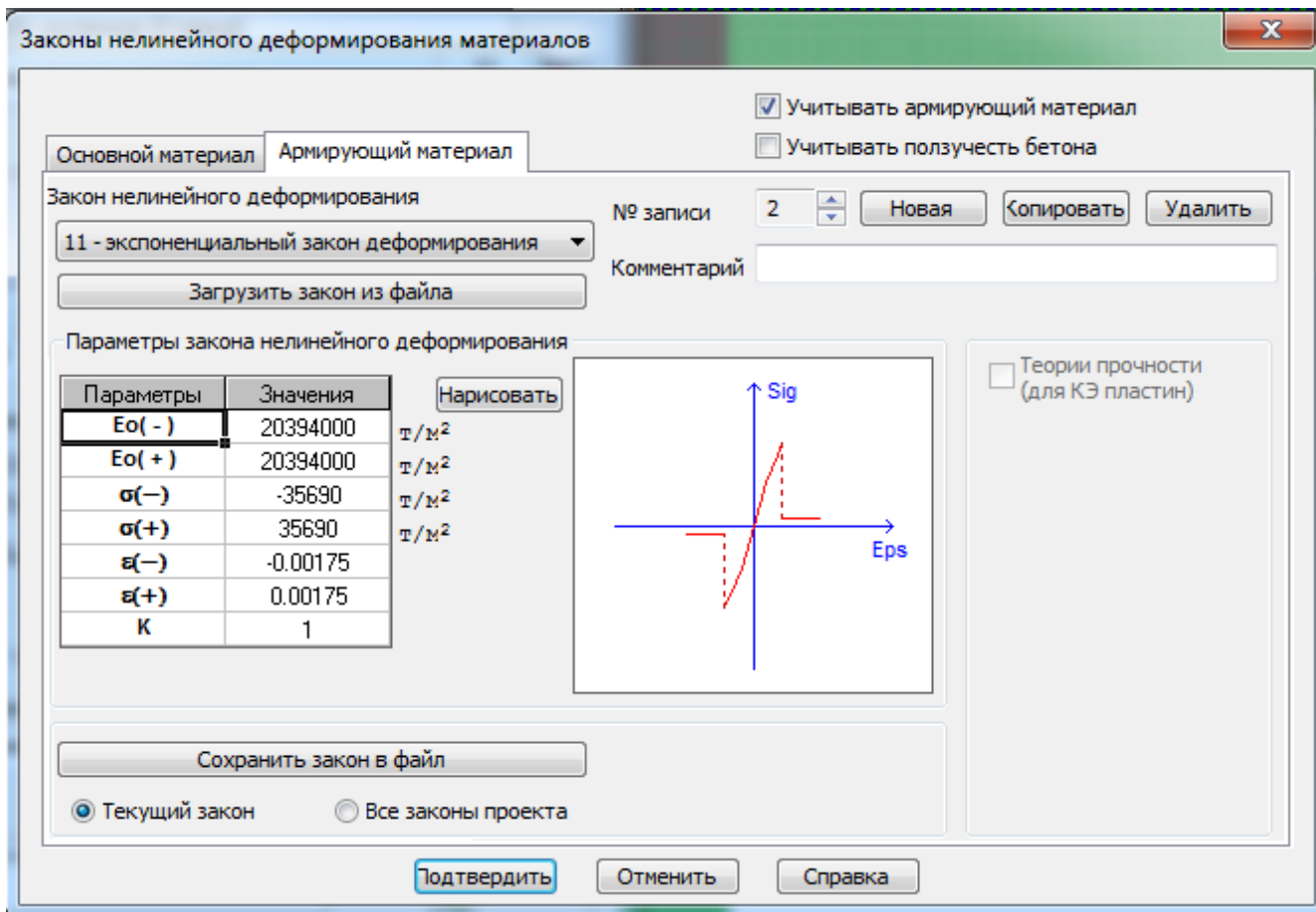


Рис.3.2.2.2. Экспоненциальный закон деформирования арматуры.

3.2.3. Учет армирующего материала

Учет армирующего материала в ПК «Ли́ра-САПР» производится путем приведения площади сечения арматурных стержней к эквивалентной высоте.

Для удобства панель условно делим на зоны армирования (см. рис.3.2.3.1). Схема расположения объемных каркасов и арматурных сеток в теле панели 1НС32.30-2 см. Приложение 1. Все расчеты сведены в табл. 3.2.3.1.

Табл.3.2.3.1. Результаты расчета эквивалентных высот.

Зоны армирования		Зона 1	Зона 2	Зона 3	Зона 4
Объемный каркас (см)	x	0,051	0,01178	0,0628	0,01178
	y	0,01178	0,049	0,0608	0,049
Сетки (см)	x	0,0335	0,01178	0,0453	0,01178
	y	0,01178	0,03775	0,0495	0,03775

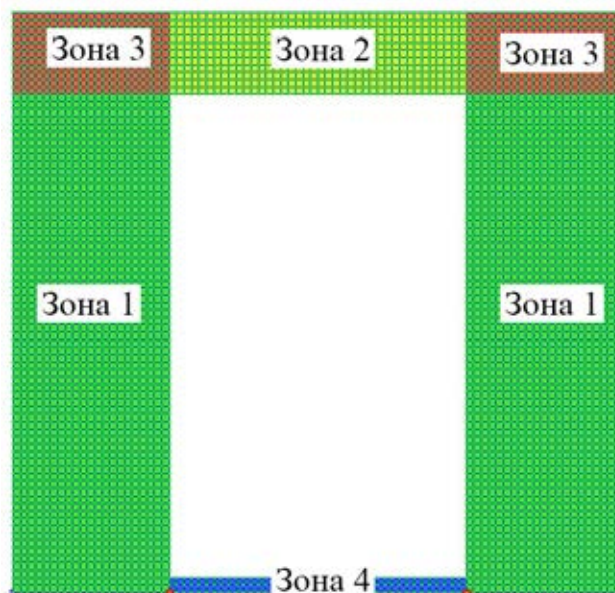


Рис.3.2.3.1. Схема расположения зон армирования

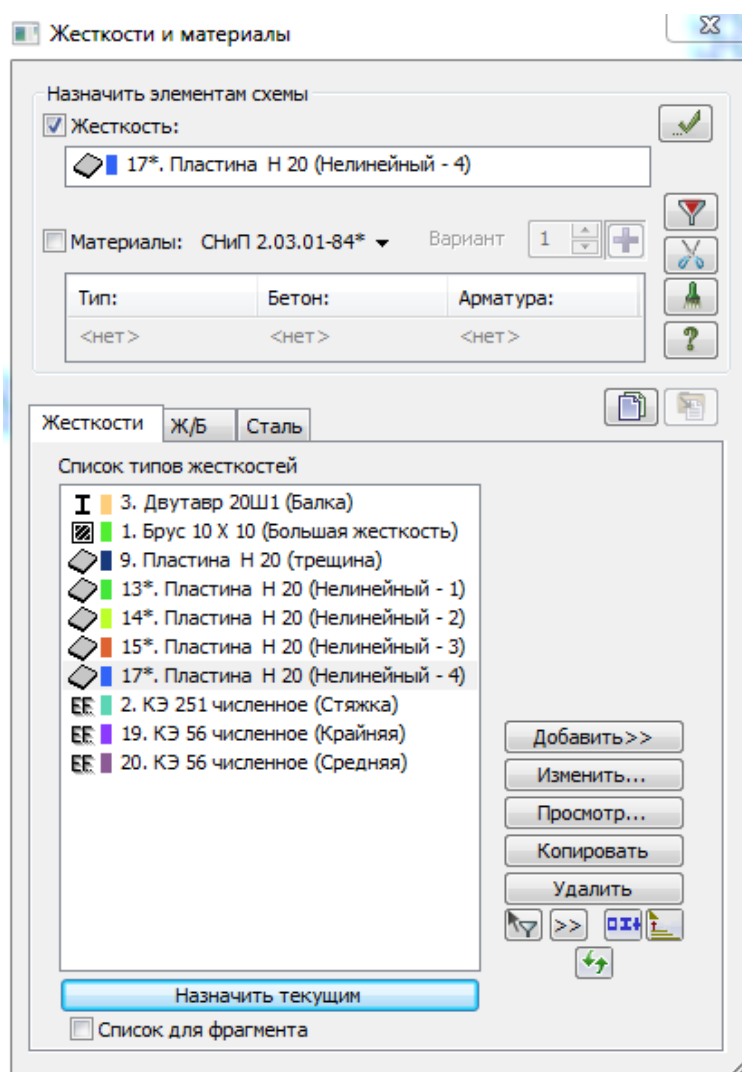


Рис.3.2.2. Задание жесткостей в ПК «Лира-САПР»

3.3. Условия опирания

Как описано в эксперименте железобетонная панель 1 НС32.30-2 опирается на опоры поз.4 (см. п.2.1.1. данной работы) на растворную смесь «Барс». Жесткость раствора учтена с помощью одноузлового КЭ упругих связей (КЭ56), которые применяются для учета конечной жесткости (податливости) опорных связей по 6-и направлениям одновременно:

- R_x, R_y, R_z – погонные жесткости связи на растяжение-сжатие вдоль глобальных осей X, Y, Z .
- R_{ux}, R_{uy}, R_{uz} – погонные жесткости связи на поворот вокруг глобальных осей X, Y, Z .

Погонные жесткости связи на растяжение-сжатие задаем одинаковыми вдоль всех глобальных осей и определяем через податливости, которые определяем по приложению 4 «Рекомендации по определению податливости соединений элементов несущих конструкций» в Пособии по проектированию жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85), Выпуск 3 «Конструкции жилых зданий».

Моделируем податливость растворного шва как контактного стыка стеновых панелей.

Для контактного горизонтального стыка, в котором сжимающую нагрузку передают через слой раствора, толщиной не более 30 мм, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,con}$ определяют по формуле [2, прил. 4]:

$$\lambda_{c,con} = (\lambda_m + h_{con} / E_{b,w}) A / A_{con}, \quad (3.3.1)$$

где λ_m – коэффициент податливости горизонтального растворного шва при сжатии, $\lambda_m = 0,01 \text{ мм}^3/\text{Н}$ – для тяжелого бетона [2, прил. 4, п.4];

h_{con} – высота контактного участка стыка;

$h_{con} = 10 \text{ мм}$, толщина раствора;

$E_{b,w}$ – модуль деформации бетона стены;

$E_{b,w} = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 30 \cdot 10^3 \text{ Н/мм}^2$;

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		49

A – площадь горизонтального сечения стены в уровне расположения проемов;

A_{con} – площадь контактного участка стыка, через которую передают сжимающую нагрузку

Отношение $\frac{A}{A_{con}} = 1$, т.к. моделируем контактный стык, в этом случае вся

нагрузка передается через раствор.

Получаем $\lambda_{c,con} = (0.01 + 10 / 3 \cdot 10^4) \cdot 1 = 0.01033 \text{ мм}^3/\text{Н} = 1,033 \cdot 10^{-11} \text{ м}^3/\text{Н} = 1,01337 \cdot 10^{-7} \text{ м}^3/\text{т}$.

Находим жесткость на растяжение-сжатие, как величину, обратную податливости, умножая полученное значение на площадь ячейки согласно расчетной схеме. Т.к. размеры каждого КЭ панели равны 40 мм, определяем коэффициенты жесткости на растяжение-сжатие для нашего конкретного случая.

$$C_c = \frac{1}{\lambda_{c,con}}(d \cdot t), \quad (3.3.2)$$

$$C_c = \frac{1}{1,01337 \cdot 10^{-7}}(0,04 \cdot 0,2) = 78945 \text{ т/м} - \text{средние узлы};$$

$$C_c = \frac{1}{1,01337 \cdot 10^{-7}}(0,04 \cdot 0,2 \cdot 0,5) = 39473 \text{ т/м} - \text{крайние узлы}.$$

Податливость на сдвиг принимаем по п.6[2, прил. 4], как для платформенного стыка. Опертые по контуру панели перекрытий при платформенном стыке стеновых панелей могут рассматриваться как связи сдвига между стенами перпендикулярного направления.

Для такой связи при марке раствора в швах не ниже М100 и деформациях сдвига не более 0,5 мм коэффициент податливости при сдвиге $\lambda_{\tau,pl} = 5 \cdot 10^{-6} \text{ мм/Н}$ ($5 \cdot 10^{-6} \text{ см/кгс}$) [2, прил. 4, п.6].

$\lambda_{\tau,pl} = 5 \cdot 10^{-6} \text{ мм/Н} = 5 \cdot 10^{-9} \text{ м/Н} = 4,9 \cdot 10^{-5} \text{ м/т}$. Находим жесткость на сдвиг, как величину, обратную податливости, умножая полученное значение на площадь ячейки согласно расчетной схеме.

					<i>АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР</i>	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		50

Т.к. размеры каждого КЭ равны 40 мм, определяем коэффициенты жесткости при сдвиге для нашего конкретного случая:

$$C_{\tau} = \frac{1}{\lambda_{\tau,pl}}(d \cdot t), \quad (3.3.3)$$

$$C_{\tau} = \frac{1}{4,9 \cdot 10^{-5}}(0,04 \cdot 0,2) = 164 \text{ т} \cdot \text{м} - \text{средние узлы};$$

$$C_{\tau} = \frac{1}{4,9 \cdot 10^{-5}}(0,04 \cdot 0,2 \cdot 0,5) = 82 \text{ т} \cdot \text{м} - \text{крайние узлы}.$$

Полученные значения для моделирования жесткости растворного шва показан на рис.3.3.1–3.3.2.

Рис.3.3.1. Жесткости растворного шва средних узлов.

Рис.3.3.2. Жесткости растворного шва крайних узлов.

3.4. Моделирование стяжек

Закрепление панели стяжками реализовано с помощью одноузлового КЭ односторонней связи с учетом предельного усилия (КЭ 251). Данный нелинейный КЭ предназначен для моделирования односторонней линейной связи, воспринимающей либо растяжение, либо сжатие. Связь может быть ориентирована вдоль одной из глобальных осей координат или локальных осей координат узла.

Жесткость стяжек определяем через закон Гука по формуле:

$$k=EA/L \quad (3.4.1)$$

где k – коэффициент упругости;

$E = 2 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости;

A – поперечное сечение стяжки;

$L = 1$ м – длина стяжки.

Определим размер поперечного сечения стяжки. Для этого воспользуемся формулой определения нормальных напряжений при центральном сжатии:

$$\sigma = N/A \quad (3.4.2)$$

где $\sigma = R_y = 210$ МПа = 21414 т/м² – расчетное сопротивление стальной стяжки;

$N = 5$ т – максимальное усилие воспринимаемое стяжкой;

Подставив все имеющиеся значения в формулу (3.4.2) и выразив площадь поперечного сечения (A) получим:

$$A = N/\sigma = 5/21414 = 2,335 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 \quad (3.4.3)$$

Таким образом, жесткость одной стяжки равна:

$$k=2 \cdot 10^5 \cdot 2,335 \cdot 10^{-4} / 1 = 4762 \text{ т/м} \quad (3.4.1)$$

Принимаем жесткость стяжки $k= 4800$ т/м.

Так как в эксперименте для установки стяжек были проделаны отверстия необходимо отразить это расчетной модели. Для этого проделываем отверстия в плите в местах установки стяжек размером 20x20 мм (см. рис.3.4.1)

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		52

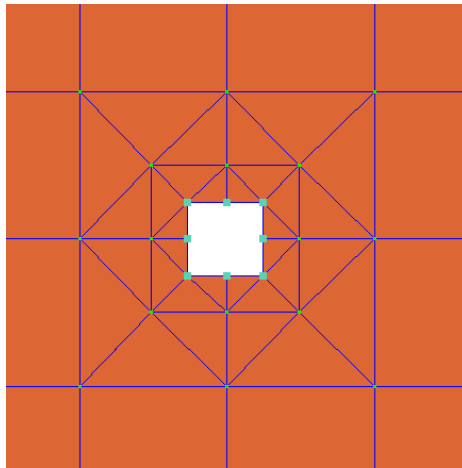


Рис.3.4.1. Модель отверстия под стяжку.

Для корректного моделирования работы стяжки общую жесткость стяжки делим на количество получившихся узлов – 8 шт. (см. рис.3.4.1.).

$$k_1 = 4800/8 = 600 \text{ т/м} \quad (3.4.1)$$

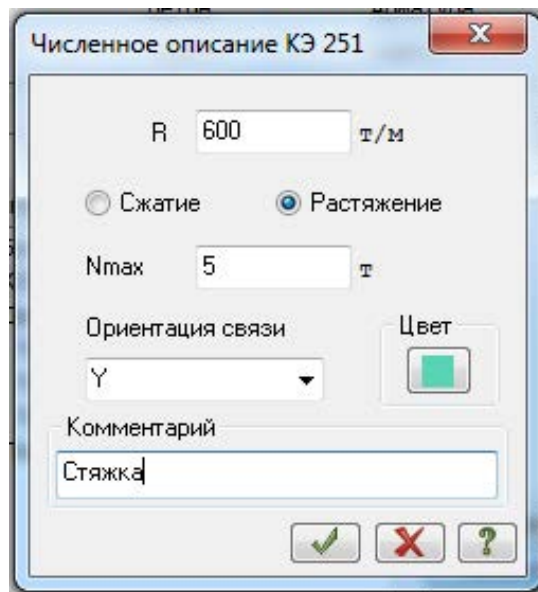


Рис.3.5.2. Жесткость стяжки на один КЭ251.

3.5. Нагрузка

Согласно схеме проведения испытания, рассмотренной в п.2.1.1. данной работы, нагрузка на панель прикладывается последовательно, с шагом 20% и 10% (от эксплуатационной). Также ось действия нагрузки отклонена от оси панели, что вызывает необходимость учитывать эксцентриситет действия силы. Все эти аспекты необходимо учесть при моделировании расчетной схемы.

3.5.1. Моделирование нелинейной шаговой нагрузки

Чтобы учесть физическую и геометрическую нелинейность работы конструкции воспользуемся в ПК «Лира-САПР» функцией «Моделирование нелинейных загрузений». Так как нагрузка прикладывается последовательно, этапами, необходимо задействовать шаговый процессор.

Шаговый процессор позволяет решать задачи, связанные с нелинейной упругостью материала (бетон и железобетон), геометрической нелинейностью (ванты, большепролетные покрытия, мембраны), а также с конструктивной нелинейностью (контактные задачи, односторонние связи, трение). При расчетах нелинейных задач производится автоматический выбор шага нагружения с учетом его истории.

Результаты создания шаговой нагрузки отображены на рис.3.5.1.1

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		54

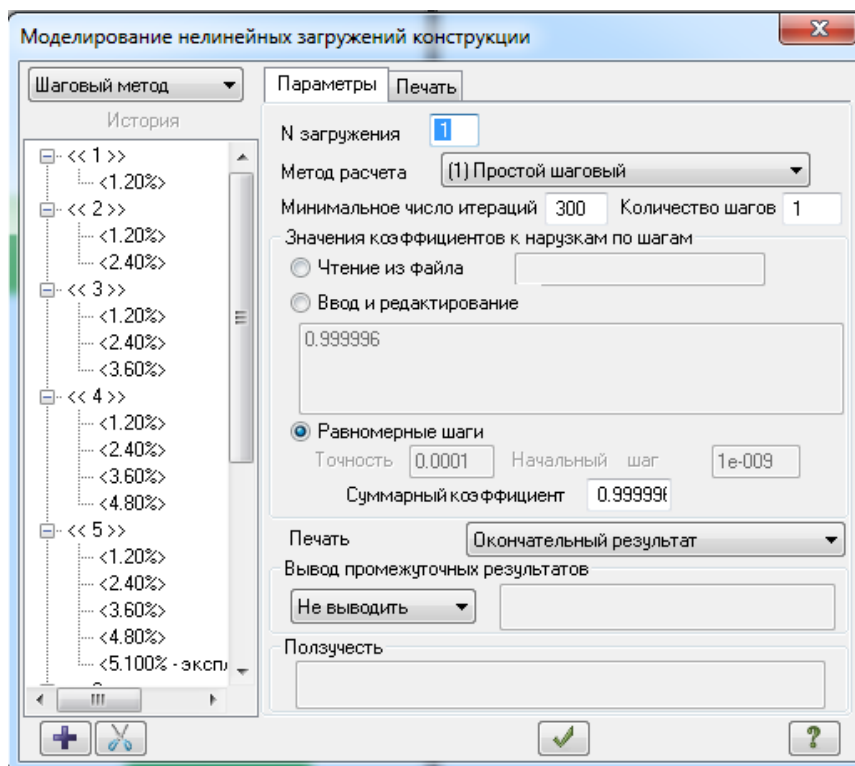


Рис.3.5.1.1. Задание шаговой нагрузки.

3.5.2. Моделирование эксцентриситета действия нагрузки.

Так как во время испытания нагрузка на панель прикладывалась не соосно ее основной оси необходимо учесть эксцентриситет действия силы. Согласно исходным данным эксцентриситет действия силы равен – 56 мм.

Эксцентриситет действия нагрузки моделируется с помощью жестких вставок см. рис.3.5.2.1.

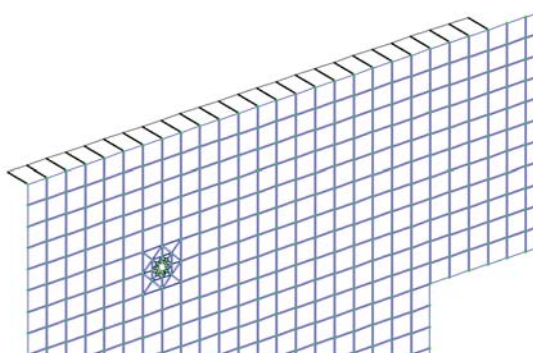


Рис.3.5.2.1. Моделирование эксцентриситета приложения нагрузки с помощью жестких вставок.

В качестве распределительного бруса выступает двутавр 20Ш1 (см. рис.3.5.2.2.).

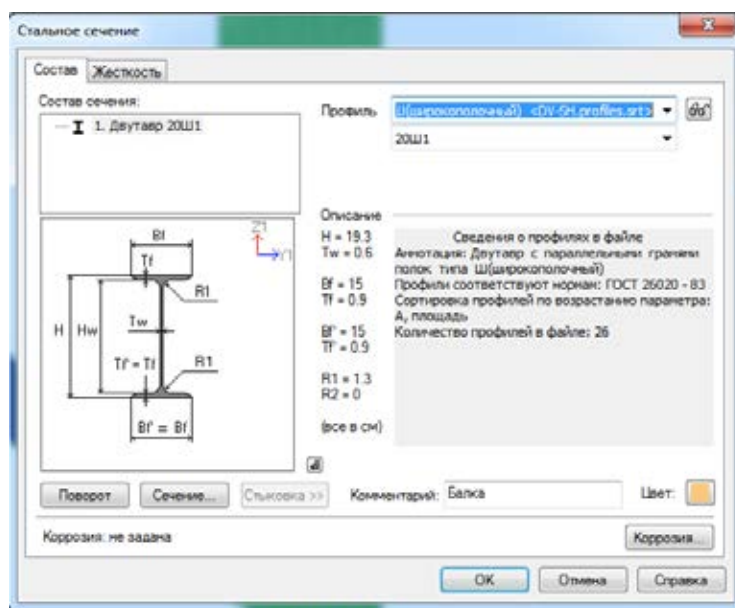


Рис.3.5.2.2. Геометрические характеристики распределительного бруса (Двутавр 20Ш1)

Также в модели учтен эксцентриситет опирания плиты на растворный шов (см. рис.3.5.2.3). Здесь в качестве абсолютно жесткого тела выступает брус сечением 10x10 см с модулем упругости $E=1 \cdot 10^{12}$ т/м²(см. рис.3.5.2.4).

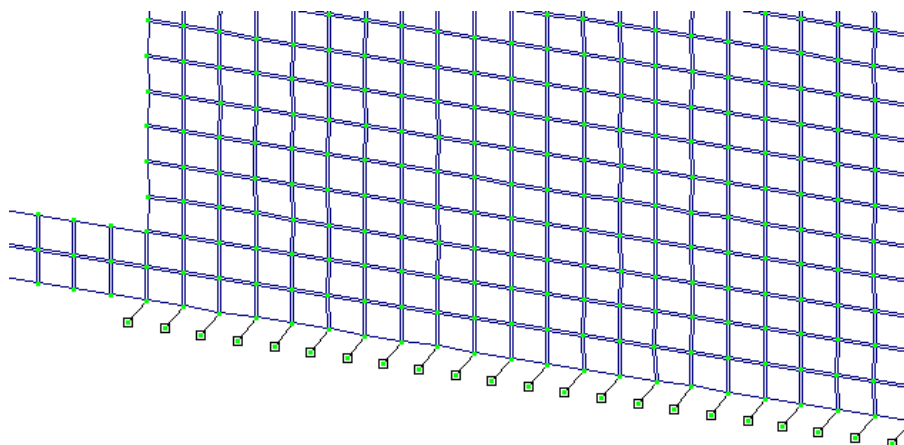


Рис.3.5.2.3. Моделирование эксцентриситета опирания плиты на растворный шов.

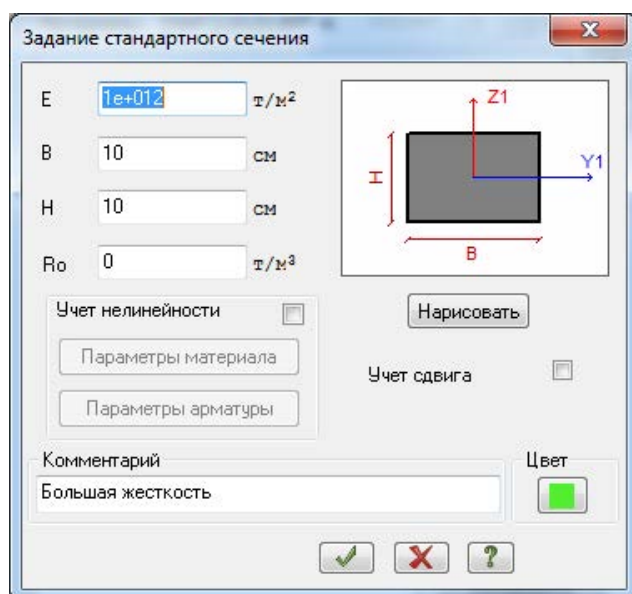


Рис.3.5.2.4. Эквивалент абсолютно жесткого тела.

3.6. Определение эквивалентных напряжений

При нагружении в пластинах возникает плоское напряженное состояние. Для количественной оценки полученных напряжений необходимо определить эквивалентные напряжения $\sigma_{\text{экв}}$ [20].

Для определения эквивалентных напряжений воспользуемся теорией Гениева для железобетона (требуется задание значений R_t и R_c):

$$\sigma_{\text{экв}} = 3 \cdot (1 - \chi) \cdot \sigma_0 + \alpha \cdot \sigma_i^2 \quad (3.6.1)$$

где, $\sigma_{\text{экв}}$ – эквивалентное напряжение;

$\sigma_0 = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2$ – среднее напряжение;

σ_1, σ_2 – главные напряжения;

$\sigma_i = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2}{2}}$ – интенсивность напряжений;

$$\chi = \left| \frac{R_t}{R_c} \right|; \alpha = \left| \frac{1}{R_c} \right|$$

Для получения эквивалентных напряжений необходимо ввести предельные напряжения растяжения и сжатия (R_t и R_c) в ПК «Ли́ра-САПР» см. рис. 3.6.1, 3.6.2.

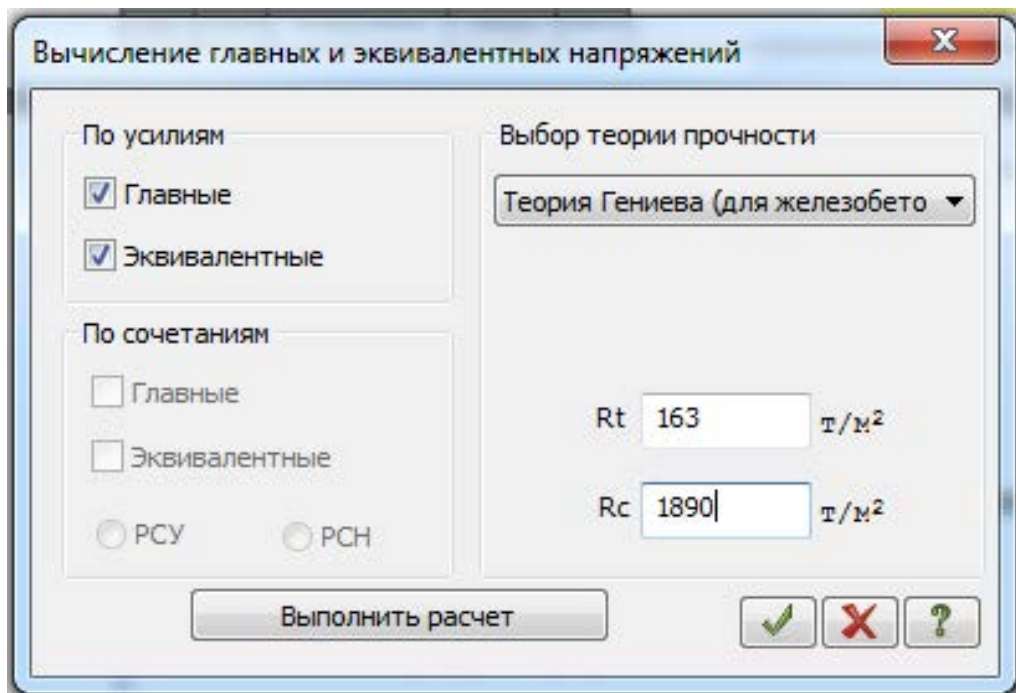


Рис. 3.6.1. Определение эквивалентных напряжений для экспоненциального закона деформирования.

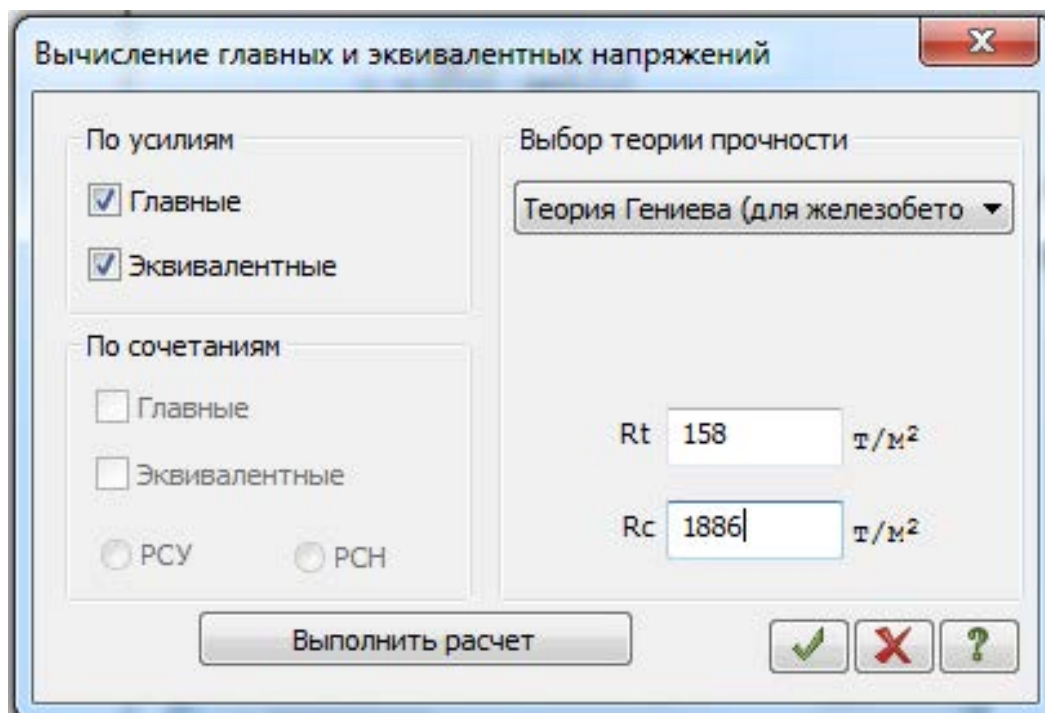


Рис. 3.6.2. Определение эквивалентных напряжений для кусочно-линейного закона деформирования.

4. ПРОВЕДЕНИЕ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

Расчет производится для двух конечно-элементных моделей:

1. Учитывает экспоненциальный закон деформирования материала
2. Учитывает кусочно-линейный закон деформирования материала

Далее будет произведено сравнение и дана оценка работе этих моделей.

Критерием оценки результатов будут служить эквивалентные напряжения (см. п.3.5.2. настоящей работы)

Для анализа полученных данных с помощью программы «MicrosoftExcel» высчитан процент отклонения эквивалентных напряжений полученных при задании кусочно-линейного закона $\sigma_{\text{ЭКВ},2}$ от напряжений полученных при задании экспоненциального закона деформирования $\sigma_{\text{ЭКВ},1}$ по формуле:

$$\frac{\sigma_{\text{ЭКВ},2} - \sigma_{\text{ЭКВ},1}}{\sigma_{\text{ЭКВ},1}} \cdot 100\% \quad (4.1)$$

4.1. Анализ работы конструкции до появления трещин

В первом приближении проанализируем работу конструкции до момента появления трещин.

Согласно отчету об испытаниях (см. п.2.1.1) появление трещин происходит при выдержке на этапе 150%, и продолжается их рост до потери несущей способности (при выдержке на этапе 170%). Таким образом, произведем нагружение панели шаговой нагрузкой с 20% до 140% согласно табл.4.1.1.

Табл.4.1.1. Этапы приложения нагрузки.

№ этапа	1	2	3	4	5	6	7	8	9
%	20%	40%	60%	80%	100% эксплуатационная нагрузка	110%	120%	130%	140%
Q ₁ , тс	20.3	37.5	54.9	72.1	102.1	111.9	121.5	131.5	141.5
Q ₂ , тс	20.4	37.6	55.4	72.7	103.4	113.5	123.2	133.5	143.5
q ₁ , тс/м	18.45	34.09	49.91	65.55	92.82	101.7	110.5	119.5	128.6
q ₂ , тс/м	18.55	34.18	50.36	66.09	94.00	103.2	112	121.4	130.5

4.1.1. Нагрузка без учета промежуточных шагов

Нагрузка в этом случае будет прикладываться единовременно, без учета шагов загрузки (см. п.3.5.1. настоящей работы).

4.1.1.1. Анализ полученных результатов

Как показал эксперимент, результаты расчета характер зависимости эквивалентных напряжений от нагрузки (без учета промежуточных шагов) для разных законов совпадает см. рис.4.1.1.1.1.-4.1.1.1.2.

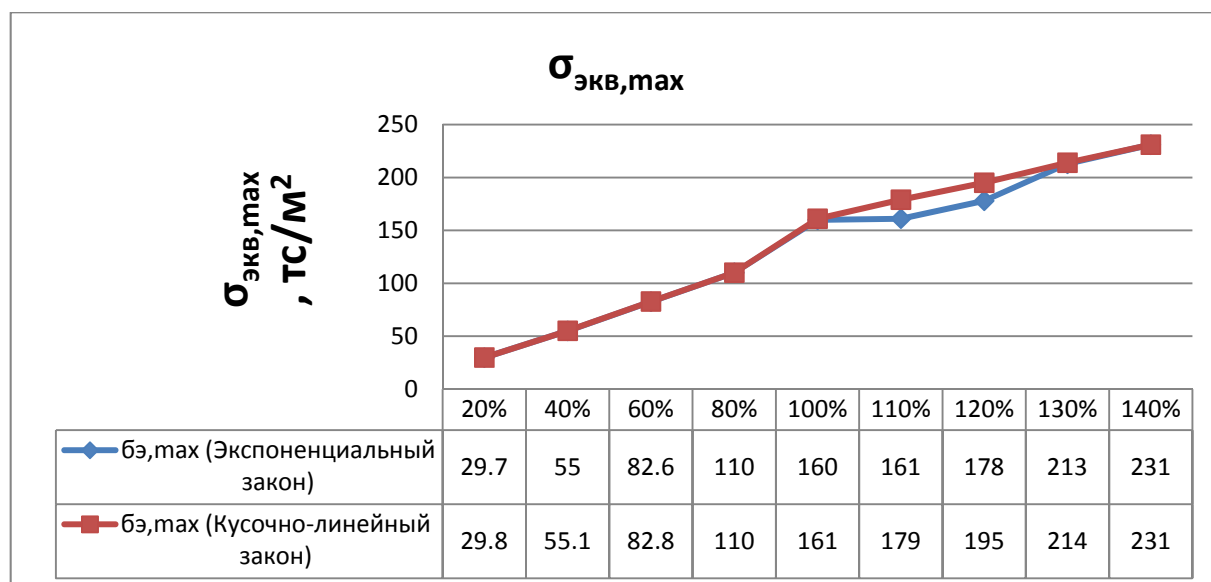


Рис.4.1.1.1.1.График зависимости максимальных эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв,мах}}$ от единовременной нагрузки.

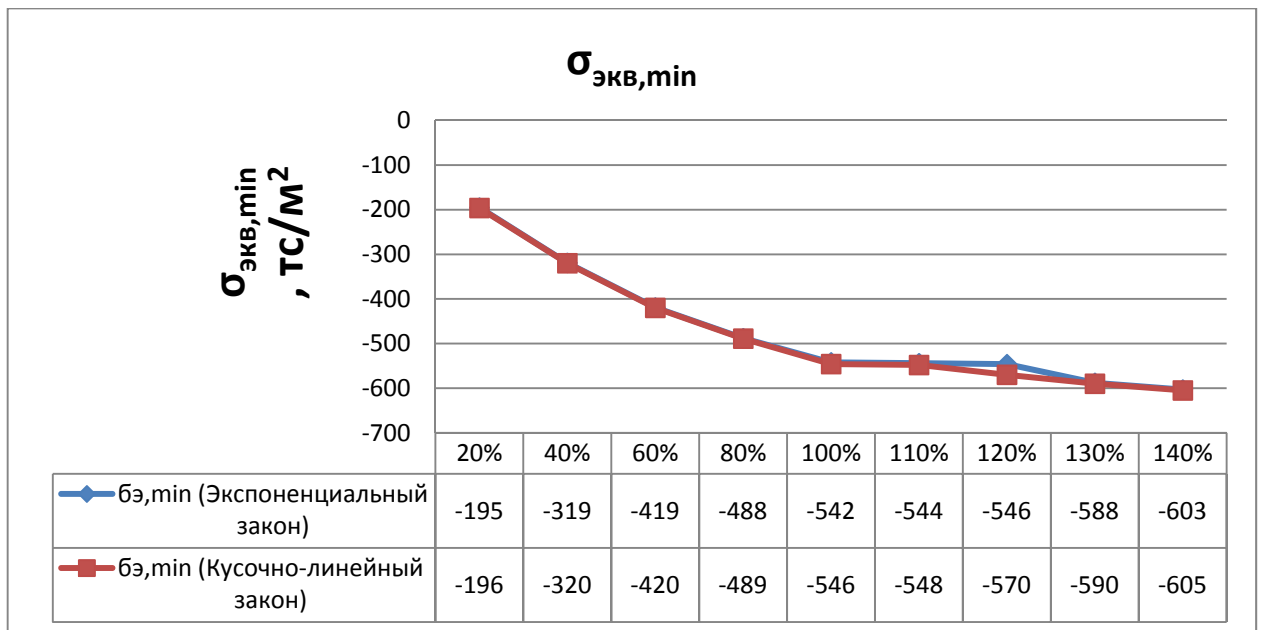


Рис.4.1.1.1.2.График зависимости максимальных эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв,мин}}$ от единовременной нагрузки.

На рис.4.1.1.1.1. на котором продемонстрировано наложение линий зависимости максимальных эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв,мах}}$ от единовременной нагрузки для экспоненциального и кусочно-линейного законов деформирования на этапах нагружения 20% до 100% и 130% до 140%. И отклонение графиков на этапах 110% и 120%. Максимальное отклонение было выявлено на этапе нагружения 110% и составило – 11,2%.

На рис.4.1.1.1.2. на котором продемонстрировано наложение линий зависимости минимальных эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв,мин}}$ от единовременной нагрузки для экспоненциального и кусочно-линейного законов деформирования на этапах нагружения 20% до 110% и 130% до 140%. И отклонение графиков на этапах 110% и 120%. Максимальное отклонение было выявлено на этапе нагружения 120% и составило – 4,4%.

Полный отчет о полученных отклонения приведен в табл.4.1.1.1.1.

Табл.4.1.1.1.1. Таблица процентов отклонений максимальных эквивалентах напряжений кусочно-линейного законная деформирования от экспоненциального.

Нагрузка	20%	40%	60%	80%	100%	110%	120%	130%	140%
	Отклонение, %								
σ_{max}	0.34	0.18	0.24	0.00	0.63	11.2	9.6	0.47	0.00
σ_{min}	0.51	0.31	0.24	0.20	0.74	0.74	4.40	0.34	0.33

4.1.2. Нагрузка с учетом промежуточных шагов

Нагрузка в этом случае будет прикладываться шаговым методом (см. п.3.5.1. настоящей работы).

4.1.2.1. Анализ полученных результатов

Как показал эксперимент, результаты расчета характер зависимости эквивалентных напряжений от нагрузки совпадает см. рис.4.1.2.1.1.-4.1.2.1.2.

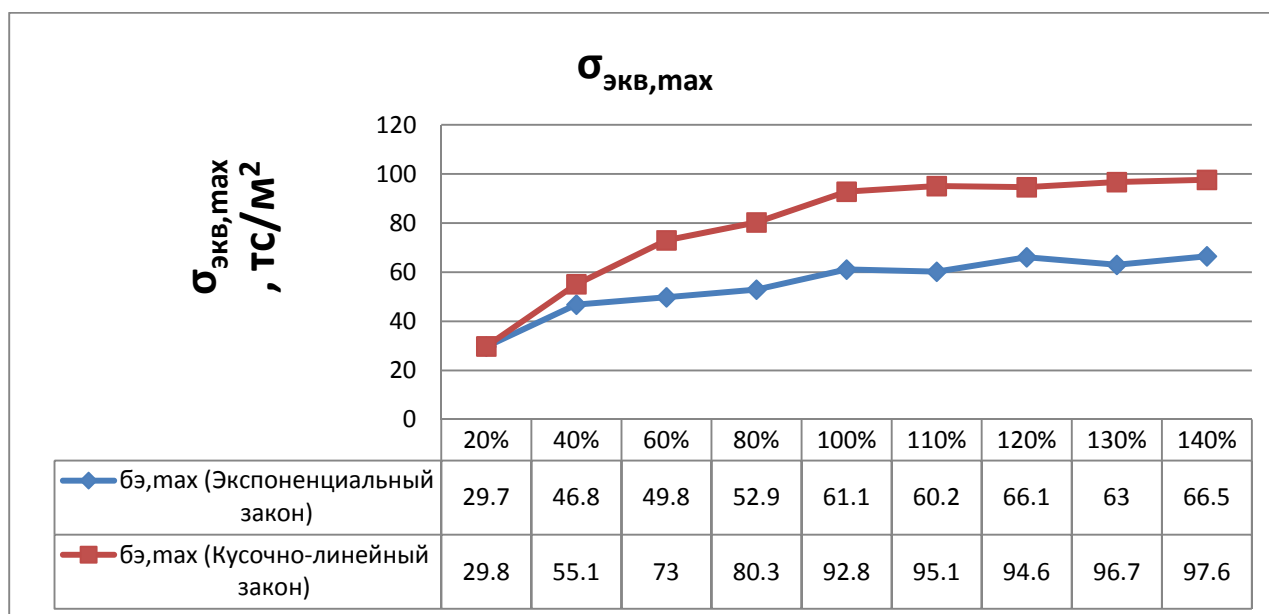


Рис.4.1.2.1.1. График зависимости максимальных эквивалентных напряжений $\sigma_{экв,мах}$ от шагового нагружения.

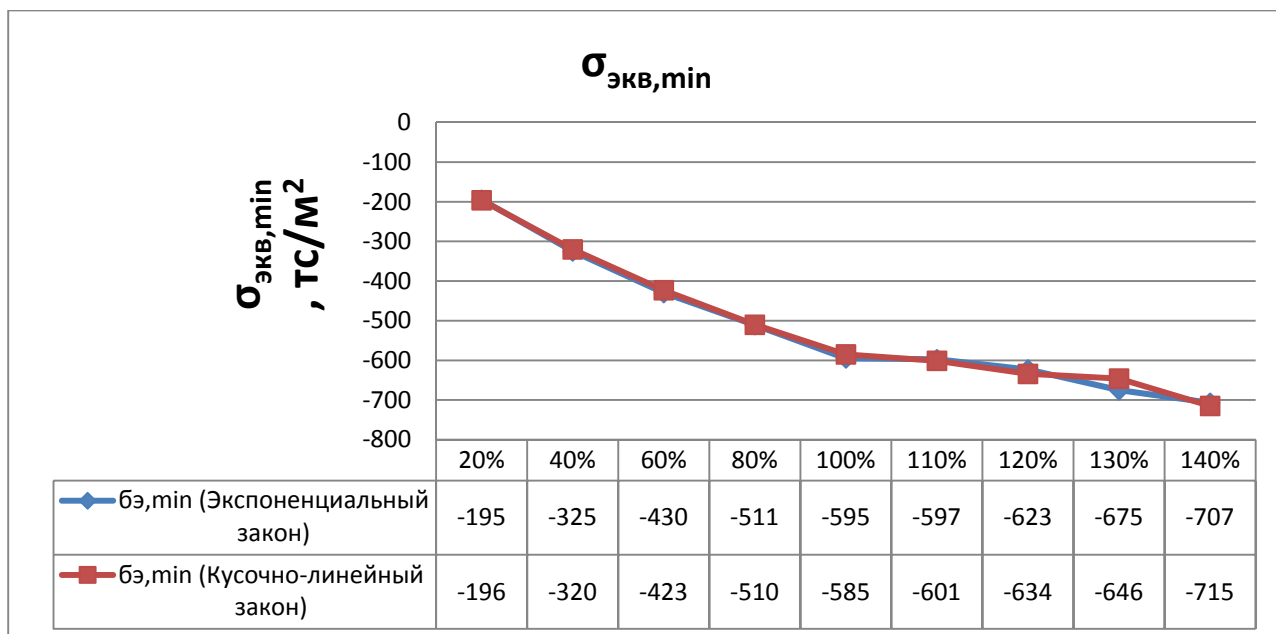


Рис.4.1.2.1.2. График зависимости минимальных эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв,мин}}$ от шагового нагружения.

На рис.4.1.2.1.1. на котором продемонстрировано наложение линий зависимости максимальных эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв,мак}}$ от шагового нагружения для экспоненциального и кусочно-линейного законов деформирования на этапах нагружения 20% и дальнейшего их отклонения в период нагружения 40% до 140%. Максимальное отклонение было выявлено на этапе нагружения 110% и составило – 58%.

На рис.4.1.1.1.2. на котором продемонстрировано наложение линий зависимости минимальных эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв,мин}}$ от шагового нагружения для экспоненциального и кусочно-линейного законов деформирования на этапах нагружения 20% до 120% и 140%. И отклонение графиков на 120%. Максимальное отклонение было выявлено на этапе нагружения 120% и составило – 1,77%.

Полный отчет о полученных отклонения приведен в табл.4.1.1.1.1.

Табл.4.1.2.1.1. Таблица процентов отклонений максимальных эквивалентах напряжений кусочно-линейного законная деформирования от экспоненциального.

Нагрузка	20%	40%	60%	80%	100%	110%	120%	130%	140%
	Отклонение, %								
σ_{max}	0.34	17.74	46.59	51.80	51.88	58.0	43.1	53.49	46.77
σ_{min}	0.51	-1.54	-1.63	-0.20	-1.68	0.67	1.77	-4.30	1.13

4.1.3. Вывод по разделу

Согласно полученным результатам работа нелинейных законов на растяжение с учетом шагового нагружения отличается (максимальное отклонение 58%), в то время как без учета промежуточных шагов – практически совпадает (максимальное отклонение 11,2%).

Отрицательные напряжения в обоих случаях имеют не большое отклонение (максимальное отклонение: без учета промежуточных шагов – 4,4%; с учетом промежуточных шагов –4,3%).

4.2. Моделирование процесса роста трещины

Целью эксперимента является получение аналогичного расположения трещины полученной при натурных испытаниях и описанной в гл.2 настоящей работы.

Моделирование процесса роста трещины заключается в создании дефекта и наблюдении роста напряжений в месте его задания. Дефект задавался в месте с наибольшим растягивающим напряжением.

Трещина моделировалась с помощью КЭ меньшей жесткости чем жесткость панели (см. рис.4.2.1).

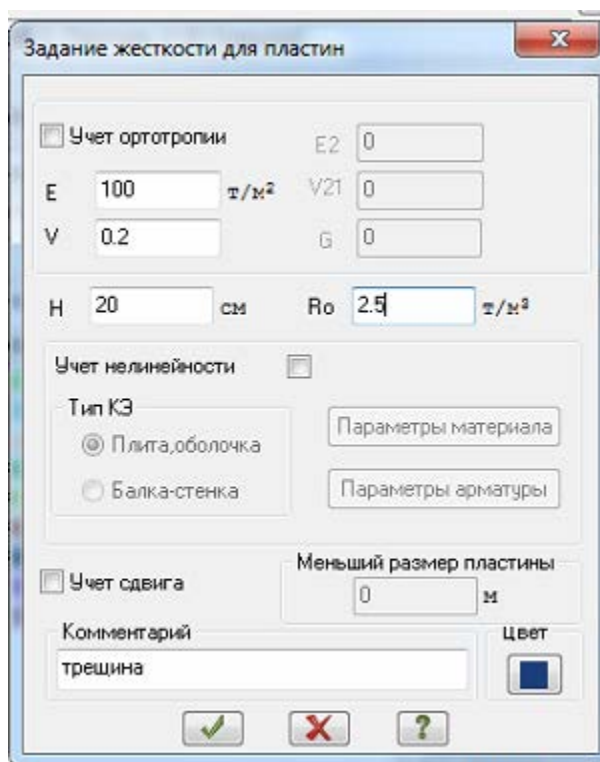


Рис.4.2.1. Моделирование элемента с пониженной жесткостью (трещина).

Также для наиболее точного определения направления роста трещины произведем сгущение сетки в ожидаемом месте ее появления (см. рис.4.2.1.). Размер КЭ сетки– 1х1см (сопоставимо с шириной раскрытия трещины).

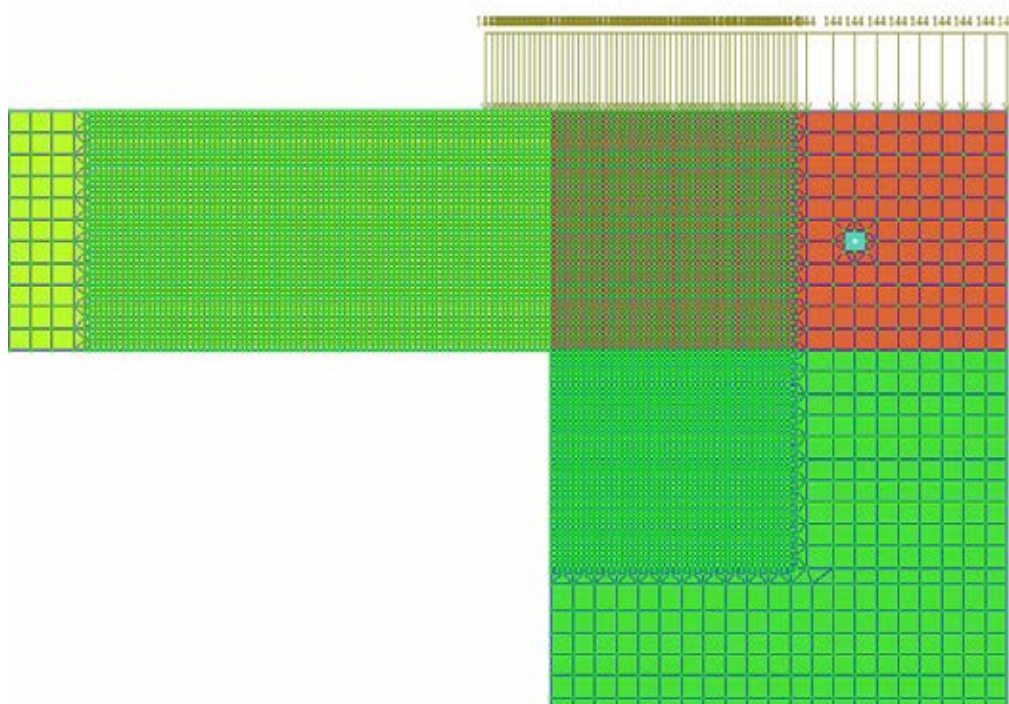


Рис.4.2.1. Сгущение сетки КЭ для моделирования роства трещины.

При возникновении в КЭ эквивалентных напряжений превышающие критические напряжения для бетона В25 элемент воспринимался как разрушенный и «выключался» из работы конструкции (ему присваивалась жесткость трещины см. рис.4.2.1.). После чего нагружение продолжалось с продолжением алгоритма моделирования роста трещины.

4.2.1. Моделирование процесса роста трещины при кусочно-линейном законе деформирования

При моделировании роста трещины создавался дефект (см. п.4.2. настоящей работы) в месте наибольших растягивающих напряжений (рис. 4.2.1.1.)

Загружение 2

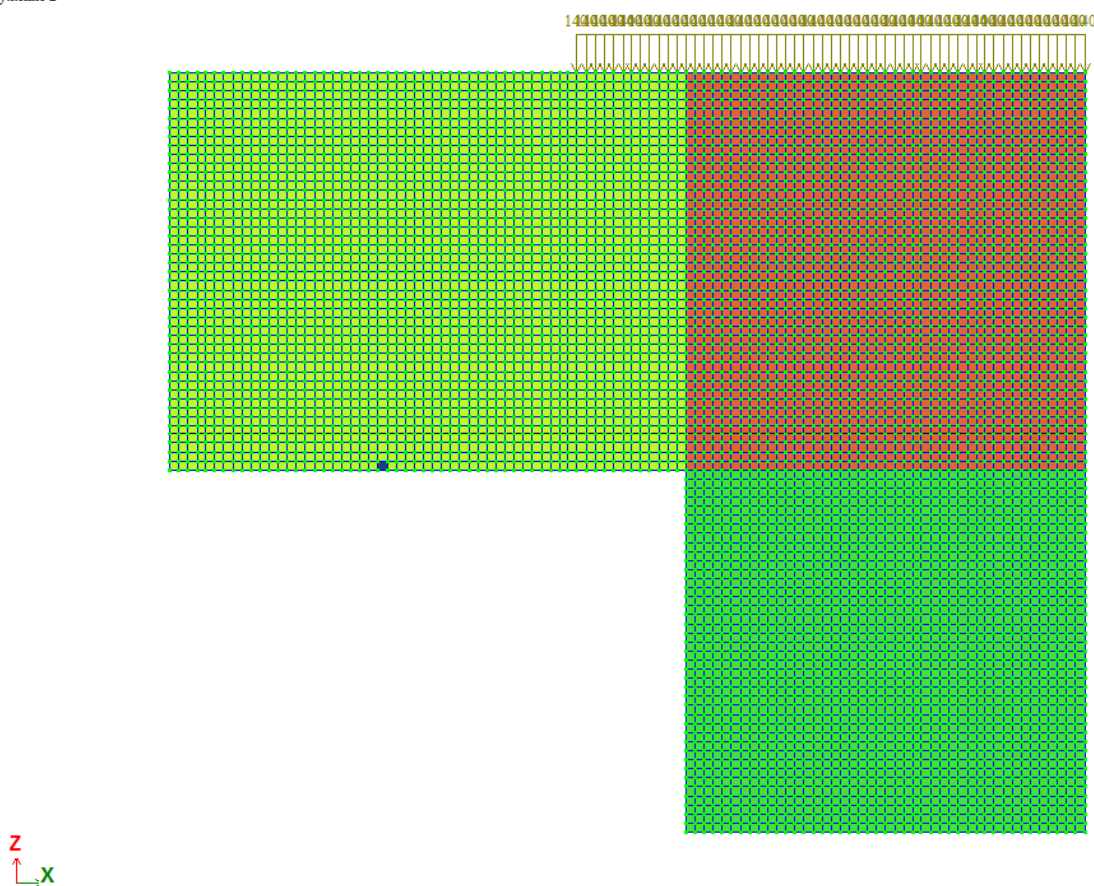


Рис.4.2.1.1. Задание дефекта при анализе роста трещины по кусочно-линейному закону деформирования.

Далее прикладывались нагрузки в соответствии с табл.4.2.1.1. до появления критических растягивающих напряжений превышающих $\sigma_b = 158 \text{ т/м}^2$ (см. формула 3.2.1.4. настоящей работы).

Превышение σ_b произошло на этапе нагружения 140%. Далее происходило ее раскрытие до приложения нагрузки 170% (см. рис. 4.2.1.2)

Табл.4.2.1.1. Дополнительные промежуточные шаги нагрузки для описания трещины.

№ этапа	10					11					12
%	150	152	154	156	158	160	162	164	166	168	170
Q_1 , тс	151.6	153.6	155.6	157.6	159.6	161.4	163.4	165.4	167.4	169.4	171.5
Q_2 , тс	153.8	155.8	157.8	159.8	161.8	163.8	165.8	167.8	169.8	171.8	174.1
q_1 , тс/м	137.82	139.8	141.8	143.8	145.8	146.7	148.7	150.7	152.7	154.7	155.9
q_2 , тс/м	139.8	141.8	143.8	145.8	147.8	148.9	150.9	152.9	154.9	156.9	158.2

Результаты напряжений вызванных при росте трещины представлены на рис.4.2.1.3.

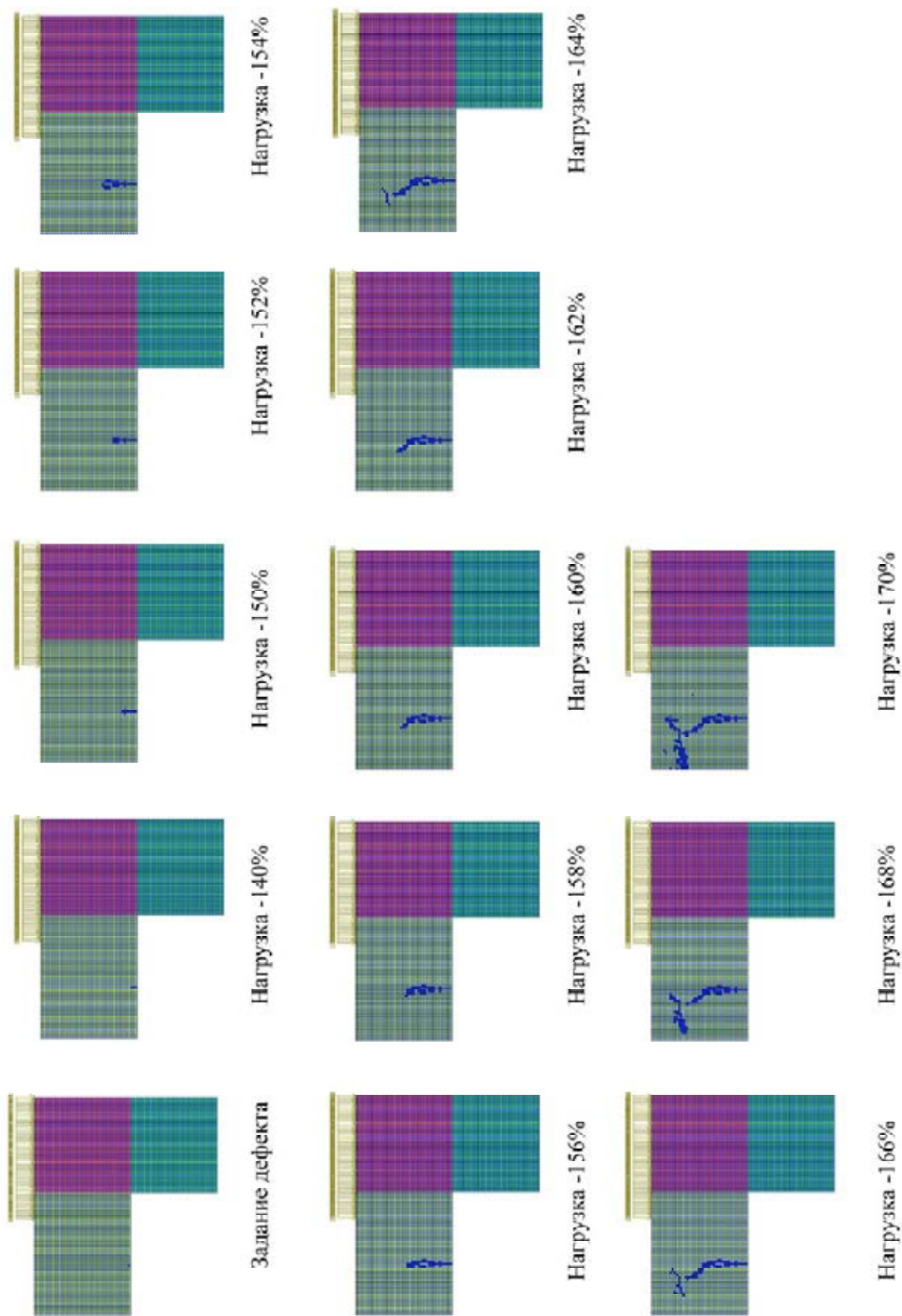


Рис. 4.2.1.2. Схема роста трещины при кусочно-линейном законе деформирования

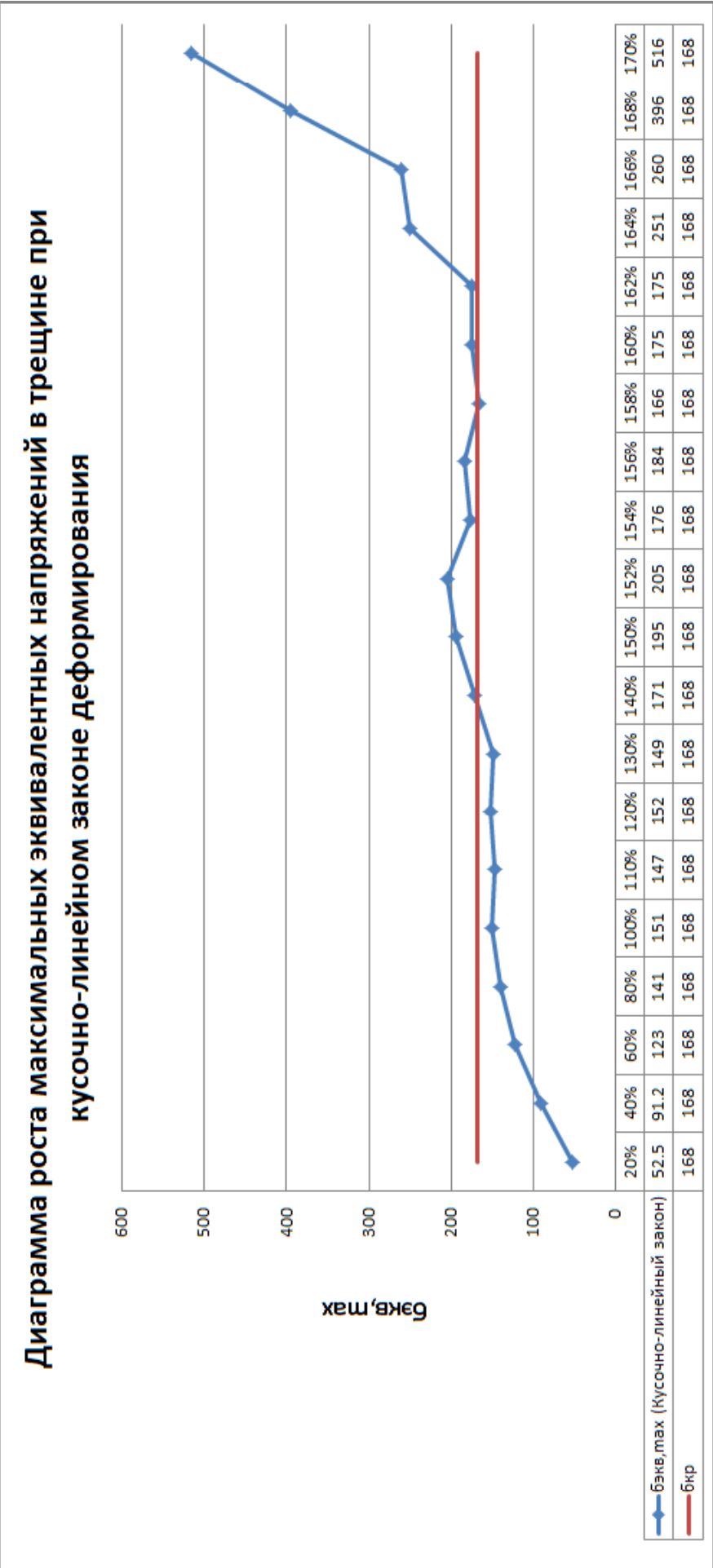


Рис. 4.2.1.3. Диаграмма роста максимальных эквивалентных напряжений в трещине при кусочно-линейном законе деформирования

4.2.2. Моделирование процесса роста трещины при экспоненциальном законе деформирования

Процесс моделирования идентичен процессу описанному в п.4.2.1. настоящей работы.

Прикладывались нагрузки в соответствии с табл.4.2.1.1. до появления критических растягивающих напряжений превышающих $\sigma_b = 163 \text{ т/м}^2$ (см. формула 3.2.1.4. настоящей работы). Превышение σ_b произошло на этапе нагружения 152%. Далее происходило ее раскрытие до приложения нагрузки 170% (см. рис. 4.2.2.1.)

Результаты напряжений вызванных при росте трещины представлены на рис.4.2.2.2.

4.3. Вывод по разделу

В результате моделирования процесса роста трещины было получена нагрузка при которой происходит раскрытие трещин в математических моделях:

- Кусочно-линейный закон – 140% (130 т/м)
- Экспоненциальный закон – 152% (141 т/м)

Согласно натурным испытаниям, которые были описаны в п. 2.1.2 настоящей работы, нагрузка при которой происходит раскрытие трещины 150% (139 т/м). Т.о. при моделировании наиболее близким оказался экспоненциальный закон деформирования.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
						70
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

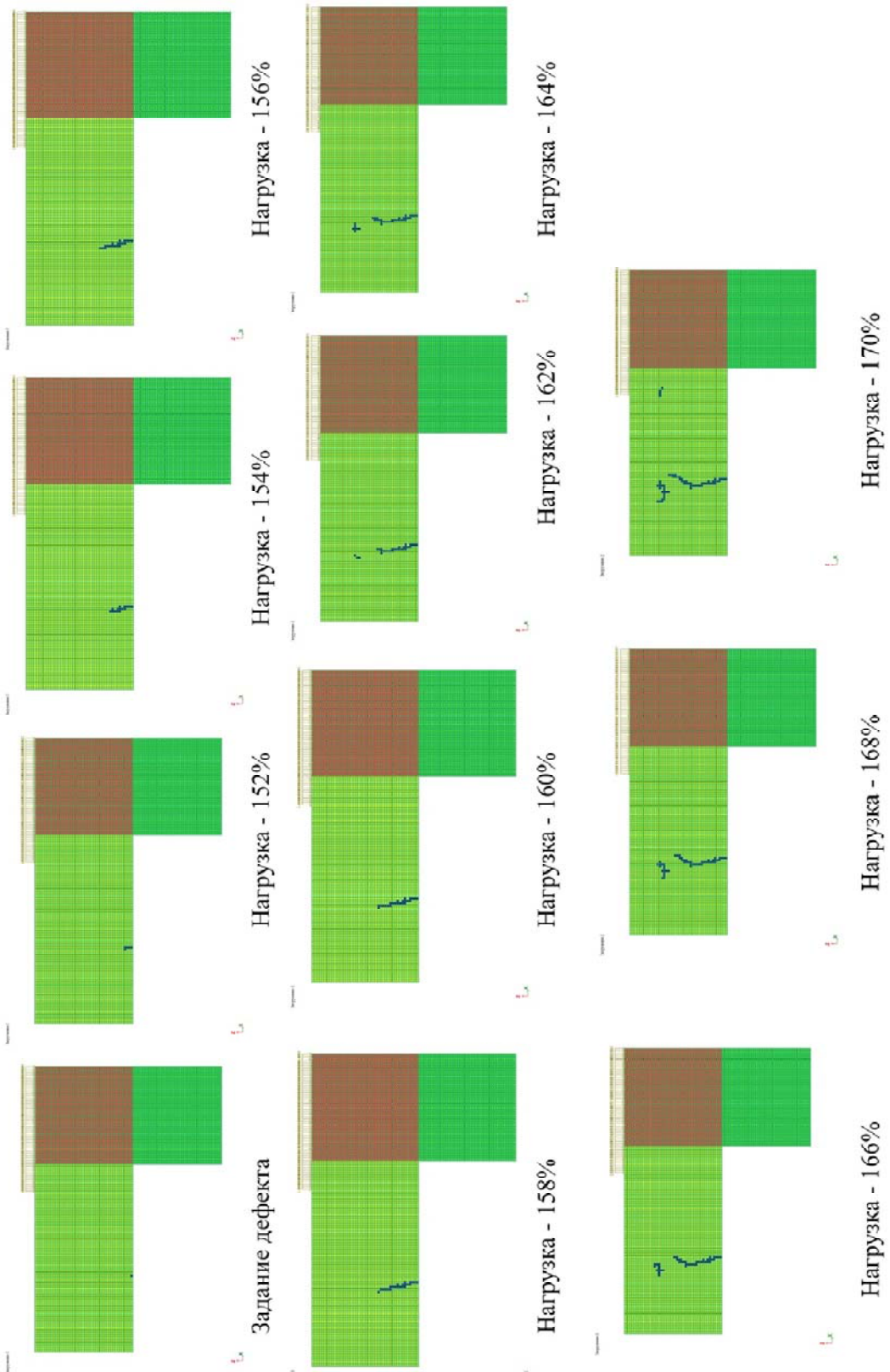


Рис. 4.2.2.1. Схема роста трещины при экспоненциальном законе деформирования

Диаграмма роста максимальных эквивалентных напряжений в трещине при экспоненциальном законе деформирования

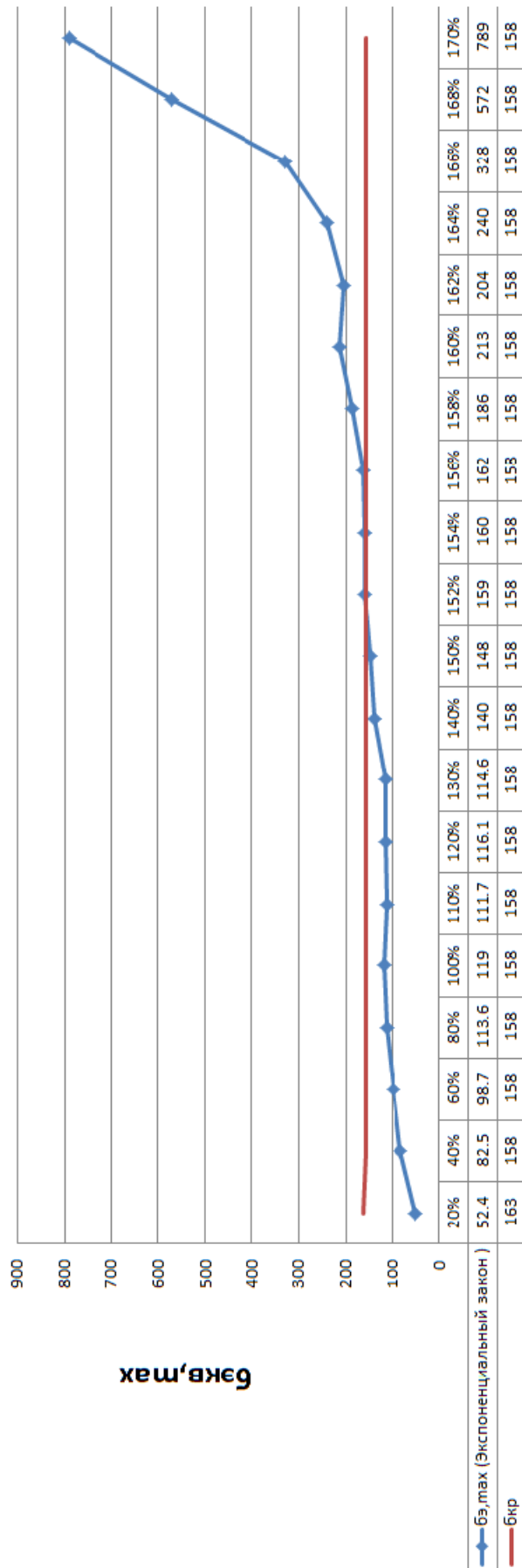


Рис. 4.2.2. Диаграмма роста максимальных эквивалентных напряжений в трещине при кусочно-линейном законе деформирования

5. ВЫВОДЫ

5.1. Результаты работы модели до появления трещин

Согласно полученным результатам работа нелинейных законов на растяжение с учетом шагового нагружения различна (максимальное отклонение 58%), в то время как без учета промежуточных шагов – практически совпадает (максимальное отклонение 11,2%).

Отрицательные напряжения в обоих случаях имеют не большое отклонение. Максимальное отклонение: без учета промежуточных шагов – 4,4%; с учетом промежуточных шагов – 4,3%.

Так как в ходе натурального эксперимента нагрузка прикладывалась с шагом 20% и 10% (относительно эксплуатационной), то необходимо задействовать шаговый процессор и воспользоваться нелинейным моделированием шаговой нагрузки.

5.2. Результаты моделирования процесса роста трещины

В результате моделирования процесса роста трещины было получена нагрузка при которой происходит раскрытие трещин в конечно-элементных моделях:

- Кусочно-линейный закон – 140% (130 т/м)
- Экспоненциальный закон – 152% (141 т/м)

Согласно натурным испытаниям, которые были описаны в п. 2.1.2 настоящей работы, нагрузка при которой происходит раскрытие трещины 150% (139 т/м). Т.о. при моделировании наиболее близким оказался экспоненциальный закон деформирования.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
						73
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

5.3. Рекомендации по дальнейшему моделированию:

1. При моделировании стеновых панелей необходимо предварительно досконально осмотреть объект исследования на предмет дефектов (трещины, сколов и т.п.). Все показатели и характеристики должны соответствовать ГОСТ 11024-2012 «Панели стеновые наружные бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий» [7].

2. При конечно элементном анализе рекомендуется использовать экспоненциальный закон деформирования, т.к. он дал наиболее близкие результаты при сравнении с натурным экспериментом.

3. Последовательное нагружение необходимо задавать с помощью шагового метода.

4. Моделирование горизонтальных связей (стяжек) рекомендуется выполнять используя односторонние линейные связи работающие исключительно на растяжение. Причем необходимо проделать отверстия для прохождения стяжек через толщу плиты.

5. Дальнейшее моделирование предпочтительней выполнить с использованием объемных конечных элементов. Это позволит в полной мере исследовать изменение НДС по толщине плиты.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
						74
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции;
2. Пособие по проектированию жилых зданий к СНиП 2.08.01-85 выпуск 3 «Конструкции жилых зданий»;
3. Маклакова Т.Г., Нанасова С.М. «Конструкции гражданских зданий»: Учебник.-М.: Издательство АСВ, 2000 – 280 с;
4. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. «Расчетные модели сооружений и возможность их анализа»/ А.В. Перельмутер., В.И. Сливкер.- Киев, Изд-во «Сталь», 2002.-600 с;
5. Верификационный отчет по программному комплексу ЛИРА-САПР Том 1, Москва, 2015 г.;
6. Справочная система ЛИРА-САПР 2015;
7. ГОСТ 11024-2012 «Панели стеновые наружные бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий»;
8. ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости»
9. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»
10. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов / Байков В.Н., Сигалов Э.Е. - 5-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991. -767 с.
11. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры»;
12. Пособие по проектированию жилых зданий к СНиП 2.08.01-85 выпуск 3 «Конструкции жилых зданий»;
13. Соколов, В.С. Прочность и трещиностойкость стеновых панелей зданий: Монография / В.С.Соколов; Москва, Издательство АСВ, 2010.
14. Городецкий, А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. - М: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009. - 360 с.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		75

15. Агапов, В.М. Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций / В.М. Агапов. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004. - 248 с.

16. Икрин, В.А. Сопротивление материалов с элементами теории упругости и пластичности: Учебник для вузов по направлению "Строительство" / В.А. Икрин.- М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005 . - 423 с.

17. Лукаш, П.А. Основы нелинейной строительной механики / П.А. Лукаш. – М.: Стройиздат, 1978. – 208 с.

18. Соломин, В.И. Метод конечных элементов. Плоские стержневые системы: Учебное пособие / В.И. Соломин. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2010. – 73 с.

19. Клованич, С.Ф. Нелинейные модели материалов в строительной механике / Клованич С.Ф., Малышко Л. - Одесса: ОНМУ, 2017.- 125 с.

20. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. -М.Стройиздат, 1974. - 316 с.

21. Рудых О.Л. Введение в нелинейную строительную механику: учеб. пособие / О.Л. Рудых, Г.П. Соколов, В.Л. Пахомов; под ред. О.Л. Рудых. — М.: Издательство ассоциации строительных вузов, 1998. — 103 с.: ил.

22. Тамразян А.Г., Дудина И.В. Учет нелинейных свойств материалов при расчете конструкций со смешанным армированием// Бетон и железобетон, 2003, № 2. — с. 11—12.

23. СТО ЮУрГУ 04-2008 Стандарт организации. Курсовое и дипломное проектирование. Общие требования к содержанию и оформлению / составители: Т.И. Парубочая, Н.В. Сырейщикова, В.И. Гузеев, Л.В. Винокурова. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2008.

					АСИ-256.08.04.01.131.2017.ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		76