Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
«Южно-Уральский государственный университет»
(национальный исследовательский университет)
Архитектурно-строительный институт
Строительные конструкции и сооружения

РАБОТА ПРОВЕРЕНА
_____
_____.
_____
_____ 2017 г.

ДОПУСТИТЬ К ЗАЩИТЕ
Заведующий кафедрой, д.т.н.
профессор
_____В.Ф. Сабуров
_____ 2017 г.

Тема _ Конструирование кессонной плиты перекрытия с учетом нелинейных свойств бетона

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К КВАЛИФИКАЦИОННОЙ НАУЧНОЙ РАБОТЕ МАГИСТРА
ЮУрГУ–08.04.01.2017._136_. ПЗ КНР

Руководитель НИР
Ивашенко Ю.А.
профессор, д.т.н.
_____
_____ 2017 г.

Автор КНР
студент группы АС-257
Клешнева
Елена
Ивановна
_____
_____ 2017 г.

Нормоконтролер
_____
_____ 2017 г.

Челябинск 2017

АННОТАЦИЯ

Клешнёва Е.И. Конструирование кессонной плиты перекрытия с учетом нелинейных свойств бетона. – Челябинск: ЮУрГУ, АС, 2017, 47 с., 42 ил., 3 табл., список ист. – 19 наимен.

В данной работе рассмотрены конструкции различных плит перекрытий, в том числе и кессонной плиты перекрытия. Произведен обзор методов расчета плит перекрытия, а также учета нелинейности бетона при расчете строительных конструкций.

Произведен расчет сплошной и кессонной плит перекрытия, проведено сравнение результатов данных расчетов. Получены данные о влиянии нелинейных свойств на конструкции.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ…… 3

1 АНАЛИЗ ЛИТЕРАТУРЫ…….. 4

1.1 Конструкции плит перекрытия……. 4

1.2 Способы расчета плит перекрытия……. 7

1.3 Нелинейность бетона…….. 10

1.4 Особенности проектирования кессонных плит перекрытия…….. 13

2 РАСЧЕТ МОДЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ…….. 17

2.1 Расчет сплошной плиты перекрытия…… 17

2.1.1 Модель сплошной плиты перекрытия……... 17

2.1.2 Анализ расчета сплошной плиты перекрытия…….. 19

2.1.3 Армирование сплошной плиты перекрытия……. 21

2.2 Расчет кессонной плиты перекрытия…… 25

2.2.1 Модель кессонной плиты перекрытия……... 25

2.2.2 Анализ расчета кессонной плиты перекрытия……. 28

2.2.3 Армирование кессонной плиты перекрытия……. 32

2.3 Расчет кессонной плиты перекрытия с учетом нелинейных свойств бетона…… 36

2.3.1 Анализ расчета кессонной плиты с учетом нелинейных свойств бетона.. 37

2.3.3 Армирование кессонной плиты перекрытия с учетом нелинейных свойств бетона …….. 41

3. ОБЩИЕ ВЫВОДЫ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ РАБОТЫ……. 44

ЗАКЛЮЧЕНИЕ……. 45

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК……. 46

ВВЕДЕНИЕ

Железобетон – наиболее популярный материал для строительства зданий и сооружений, представляющий из себя искусственный строительный материал в котором использовано рациональное сочетание бетона и арматуры. Применение двух материалов для получения железобетона оказалось возможным благодаря уникальным свойствам составляющих. Он отличается рядом особенностей, которые необходимо учитывать для надежного проектирования разнообразных конструкций и сооружений, возводимых из этого материала.

Важной особенностью реальных материалов является нелинейный характер зависимости между напряжением и деформацией. Учет таких особенностей деформирования материалов конструкций в расчете позволяет приблизить теоретические прогнозы к реальному их поведению.

Совершенствование теории расчета железобетонных конструкций, в том числе учет нелинейной работы железобетона, позволяет более адекватно учитывать действительные свойства железобетона и, как следствие, получать экономический эффект уже на стадии проектирования.

Актуальность темы состоит в том, что современные расчеты железобетонных конструкций производятся в расчетных программах, которые не учитывают нелинейные свойства бетона. Таким образом, полученные результаты не являются абсолютно адекватными. Требуется изучение и разработка данного вопроса.

В данной работе рассматривается один из методов учета нелинейности бетона при проектировании плит перекрытий.

1 АНАЛИЗ ЛИТЕРАТУРЫ

1.1 Конструкции плит перекрытия

Междуэтажное перекрытие – один из основных элементов многоэтажного промышленного и гражданского здания. Наиболее распространенный тип капитального перекрытия – железобетонное, которое может быть сборным, монолитным или сборно-монолитным. Материалом для железобетонного перекрытия служит обычный тяжелый бетон, легкий бетон на пористых заполнителях или комбинированный бетон, состоящий из тяжелого и легкого.

По конструктивной схеме перекрытия разделяются на две основные группы: балочные, состоящие из балок и опирающихся на них плит или панелей, и безбалочные, когда плиты опираются непосредственно на колонны. В балочных перекрытиях балки располагают в одном или двух направлениях. В зависимости от расстояния между балками перекрытие рассматривается как ребристое с балочными плитами или с плитами, опертыми по контуру. Все элементы перекрытия работают на изгиб.

Конструктивную схему перекрытия выбирают на основе технико-экономических сравнений вариантов с учетом назначения здания, величины и вида действующих нагрузок, наличия местных материалов, мощности индустриальной базы и т.д.

Преимущество балочных перекрытий заключается в относительной простоте и ясности расчетной схемы. Однако балочные перекрытия для жилых и общественных зданий создают целый ряд неудобств, связанных с прокладкой инженерных сетей, неровными потолками, санитарными требованиями и т.д.

В безбалочных перекрытиях данные неудобства отсутствуют. Однако при сохранении сетки вертикальных несущих конструкций как для балочной схемы собственный вес безбалочных перекрытий на много (иногда в несколько раз) больше балочных.

Несмотря на утяжеление конструкций в результате применения сплошных перекрытий, строительство зданий со сплошными перекрытиями получило

широкое распространение в нашей стране и в мире в связи с технологической простотой возведения таких перекрытий.

Основной вес монолитных конструкций приходится на бетон. Следовательно, чтобы облегчить перекрытие нужно удалить из него лишний бетон без потери несущей способности и жесткости при сохранении адекватного армирования.

Рассмотрев распределение нормальных напряжений фрагмента перекрытия в середине пролета можно заключить, что лишний бетон расположен в нейтральной зоне и зоне растягивающих напряжений. Однако для передачи напряжений из сжатой зоны в растянутую зону нужен бетон. Так же бетон нужен в растянутой зоне для обеспечения защитного слоя арматуры.

Принимая во внимание вышеизложенные выводы можно видоизменить плоское безбалочное перекрытие: при удалении бетона из растянутой зоны сохраняют лишь ребра шириной, необходимой для размещения арматуры растянутой зоны и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. При этом плиты в пролете между ребрами работают на изгиб как балки таврового сечения. Верхняя полка плиты также работает на местный изгиб между ребрами.

Такие плиты называются кессонными или кассетными.

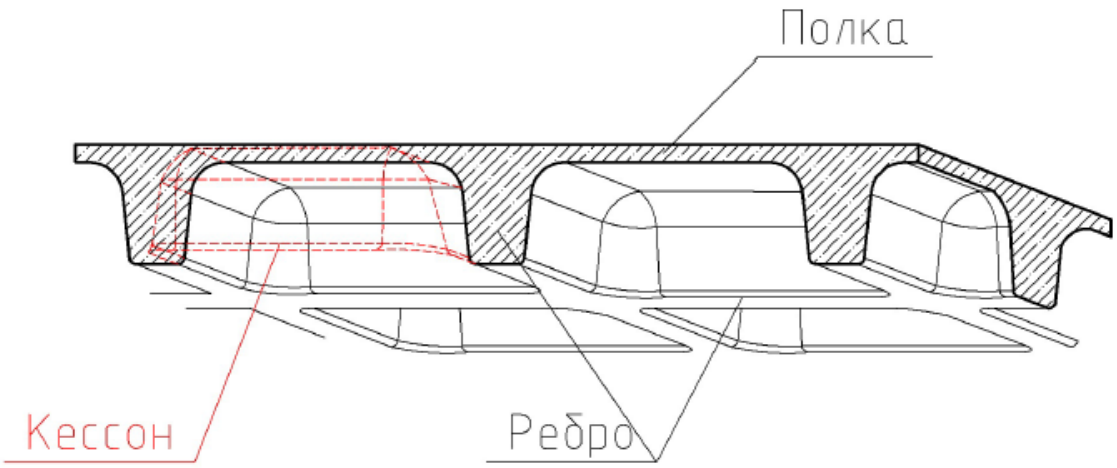


Рисунок 1 – Фрагмент кессонного перекрытия

В конструкции монолитного перекрытия кессонного типа бетон удален из растянутой зоны сечения, в которой сохранены лишь ребра, в которых расположена растянутая арматура. Т.е. кессонное перекрытие представляет собой ребристую конструкцию с взаимно – перпендикулярно расположенными ребрами одинаковой высоты в нижней зоне.

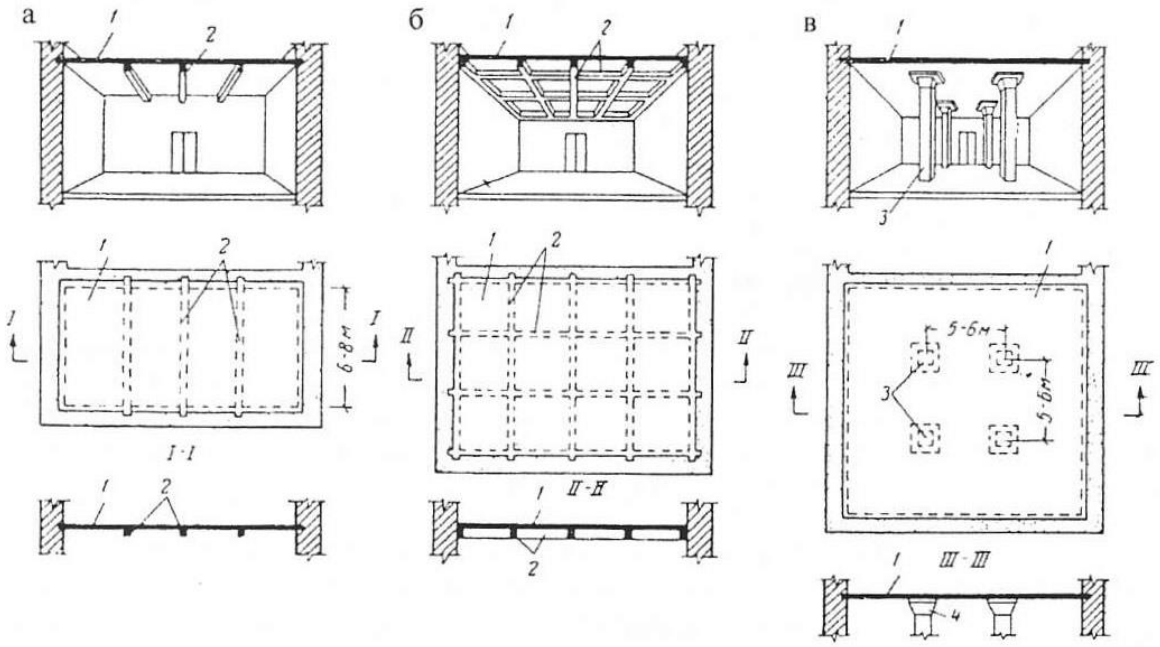


Рисунок 2 – Монолитные железобетонные перекрытия: а – ребристое, б – кессонное, в – безбалочное 1 – плита, 2 – балка, 3 – колонна, 4 – капитель колоны.

В результате этого удается получить значительную экономию в весе по сравнению с перекрытиями сплошного сечения, либо существенно увеличить перекрываемые пролеты.

К сожалению, в последнее время о возведении монолитных кессонных перекрытий при новом строительстве, имеющих очевидные достоинства по сравнению с плоскими перекрытиями, в практическом строительстве известны лишь единичные упоминания.

В то же время кессонные перекрытия нашли широкое применение в практике строительства ряда европейских стран, в частности, в Испании, Великобритании, Германии, Италии и других странах. Здесь при строительстве

административных зданий наиболее часто применяются каркасные конструктивные системы с устройством кессонных перекрытий.

Открытие в последнее десятилетие новых технологических приемов и механизмов, необходимость учета не только экономических требований, но и социальных, архитектурных, градостроительных и др. привело к повышению роли монолитного строительства. В настоящее время применение монолитного многоэтажного безригельного каркаса является одним из самых перспективных направлений в строительстве жилья, административных зданий и других сооружений, как в России, так и за рубежом. Кроме того, развитие вычислительной техники значительно упростило расчет сложных статически неопределимых систем. Это снизило материалоемкость и повлекло за собой увеличение объемов строительства зданий и сооружений с применением монолитных каркасов с облегченными безбалочными перекрытиями.

1.2 Способы расчета плит перекрытия

Существует несколько методов расчета плит перекрытий. Рассмотрим их подробнее.

1.2.1 Метод расчета по предельным состояниям.

При расчете по данному методу создаются гарантии надежности и безопасности работы конструкции в течение всего срока эксплуатации. Предельным является такое состояние строительной конструкции, при достижении которого она перестает удовлетворять требованиям эксплуатации, транспортирования, монтажа. Железобетонные конструкции рассчитываются по двум группам предельных состояний:

1) по потере несущей способности (расчет на прочность, устойчивость, выносливость);

2) по непригодности к нормальной эксплуатации (расчет по трещиностойкости, расчет на деформацию конструкции, на долговечность).

При расчете конструкций по несущей способности и по пригодности к нормальной эксплуатации четко устанавливаются предельные состояния

конструкции, и вводится система расчетных коэффициентов, гарантирующих конструкцию от наступления этих состояний при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов.

Расчет по несущей способности является основным, используется для подбора размеров сечения элементов и диаметра арматуры, поэтому он проводится на максимальные нагрузки и воздействия, возможные в период эксплуатации.

Несущая способность считается обеспеченной, если усилия от расчетных нагрузок не превышают разрушающих усилий, определяемых по расчетным сопротивлениям с учетом коэффициентов условий работы:

$\gamma_n F(q_n; \gamma_f; \psi) < \Phi(A; R_{bn}; R_{sn}; \gamma_m; \gamma_s)$

Расчет по пригодности к нормальной эксплуатации позволяет обеспечить эксплуатационные качества конструкции, которые могут утрачиваться еще до исчерпания ее несущей способности. Этот расчет проводится по нормативным эксплуатационным нагрузкам.

Нормальная эксплуатация элемента будет обеспечена, если деформации (прогибы, углы поворота, перемещения и др.), а также ширина раскрытия трещин не превышают предельно допустимых значений.

1.2.2. Метод расчета по предельным равновесиям

Теория сопротивления железобетона силовым воздействиям основана на учете не только линейных мгновенных, но и нелинейных запаздывающих деформаций материала, тогда как теория сооружений ориентирована только на упругие деформации.

В железобетонных конструкциях проявляются не только упругие, но и не упругие деформации, а также происходят другие необратимые изменения (например, образование и раскрытие трещин в бетоне, текучесть арматуры). Все они, по сравнению с расчетом упругой системы, приводят к перераспределению усилий, оказывающему часто значительные влияния на несущую способность

конструкции, на ее деформативность и трещиностойкость. Поэтому расчет железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний следует производить с учетом перераспределения усилий, вызываемого проявлением неупругих свойств железобетона.

В сечениях конструкций, где действуют наибольшие изгибающие моменты, образуются пластические шарниры. Железобетонные конструкции в этом сечении получают угловые перемещения и приходят в состояние предельного равновесия вследствие пластических деформаций материала в шарнире. Максимальные перемещения железобетона в шарнире ограничены предельной сжимаемостью бетона: $\varepsilon_{b,u} = 0{,}0018 \div 0{,}0020$.

1.2.3 Метод конечных элементов

Метод конечных элементов (МКЭ) - основной метод современной строительной механики, лежащий в основе подавляющего большинства современных программных комплексов, предназначенных для выполнения расчетов строительных конструкций на ЭВМ.

Метод конечных элементов, как и многие другие численные методы, основан на представлении реальной континуальной конструкции ее дискретной моделью и замене дифференциальных уравнений, описывающих НДС сплошных тел, системой алгебраических уравнений. Вместе с тем МКЭ допускает ясную геометрическую, конструктивную и физическую интерпретацию.

Суть метода заключается в том, что область (одно- , двух- или трехмерная), занимаемая конструкцией, разбивается на некоторое число малых, но конечных по размерам подобластей). Последние носят название конечных элементов (КЭ), а сам процесс разбивки – дискретизацией.

В зависимости от типа конструкции и характера ее деформации КЭ могут иметь различную форму. Так, при расчете стержневых систем (фермы, балки, рамы) КЭ представляют собой участки стержней; для двумерных континуальных конструкций (пластины, плиты, оболочки) чаще всего применяют треугольные и прямоугольные (плоские или изогнутые) КЭ; а для трехмерных областей

(толстые плиты, массивы) – КЭ в форме тетраэдра или параллелепипеда. В отличие от реального сооружения в дискретной модели конечные элементы связываются между собой только в отдельных точках (узлах) определенным конечным числом узловых параметров.

МКЭ – это вариационный метод. Функционал энергии для всей рассматриваемой области здесь представляется в виде суммы функционалов отдельных ее частей – конечных элементов. По области каждого элемента, независимо от других, задается свой закон распределения искомых функций. Такая кусочно-непрерывная аппроксимация выполняется с помощью специально подобранных аппроксимирующих функций, называемых также координатными или интерполирующими. С их помощью искомые непрерывные величины (перемещения, напряжения и т.д.) в пределах каждого КЭ выражаются через значения этих величин в узловых точках, а произвольная заданная нагрузка заменяется системой эквивалентных узловых сил.

1.3 Нелинейность бетона

Важной особенностью реальных материалов является нелинейный характер зависимости между напряжением и деформацией. Учет таких особенностей деформирования материалов конструкций в расчете позволяет приблизить теоретические прогнозы к реальному их поведению.

В практике проектирования железобетонных конструкций принято различать физическую, геометрическую и конструктивную нелинейности.

Для полного анализа напряженно-деформированного состояния конструкции следует учитывать все три вида нелинейностей. Физическая нелинейность обусловлена учетом в расчете нелинейной зависимости между компонентами обобщенных напряжений и деформаций $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$ и характеризует работу материала конструкции в упругопластической области.

Для упрощения решения задач с физической нелинейностью широко используется гипотеза о нелинейно-упругом материале, согласно которой зависимости между напряжениями и деформациями при нагрузке и разгрузке

тождественны. Основную предпосылку нелинейной теории упругости можно сформулировать следующим образом: при сложном напряженном состоянии зависимость между интенсивностями напряжений и деформаций для каждой точки тела принимается такой же, как зависимость между напряжениями и деформациями при простом растяжении того же тела.

Расчет за пределом упругой работы конструкций имеет целью, насколько это, возможно, уменьшить расход материала, создаваемый расчетом по упругой стадии, получив существенную экономию. Поэтому строительные нормы и правила уже требуют, чтобы расчетные схемы конструкций учитывали физическую нелинейность и пластические свойства материалов.

В 2003 г. взамен СНиП 2.03.01-84* были утверждены и введены в действие новые Нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций — СНиП 52-01-2003.

Существенные изменения коснулись деформативных характеристик материалов. Введены новые нормативные понятия — «диаграммы состояния» бетона (т. е. диаграммы сжатия) и арматуры (диаграмма растяжения), которых в старых Нормах не было, поскольку отсутствовала сама надобность в них. В общем случае диаграммы состояния имеют криволинейный характер, но для практических расчетов могут быть использованы более простые. На основании действующих норм проектирования диаграмма растяжения арматуры представлена как двухлинейная, то есть как идеализированная диаграмма Прандтля, согласно которой материал деформируется по закону Гука до предела текучести, а затем течет вплоть до разрыва (рисунок 2б). Диаграмма сжатия бетона представлена трехлинейной, более близкой к реальной (рисунок 2в).

Для полного анализа напряженно-деформированного состояния конструкций с целью их последующей оптимизации необходимо выбрать оптимальную расчетную модель.

В настоящее время выдвинуто немало предложений по построению диаграмм деформирования бетона и арматуры, а также способы их учета при расчетах конструкций. Наибольший интерес представляют такие способы, которые

позволяют единообразно описывать диаграммы деформирования бетона и арматуры.

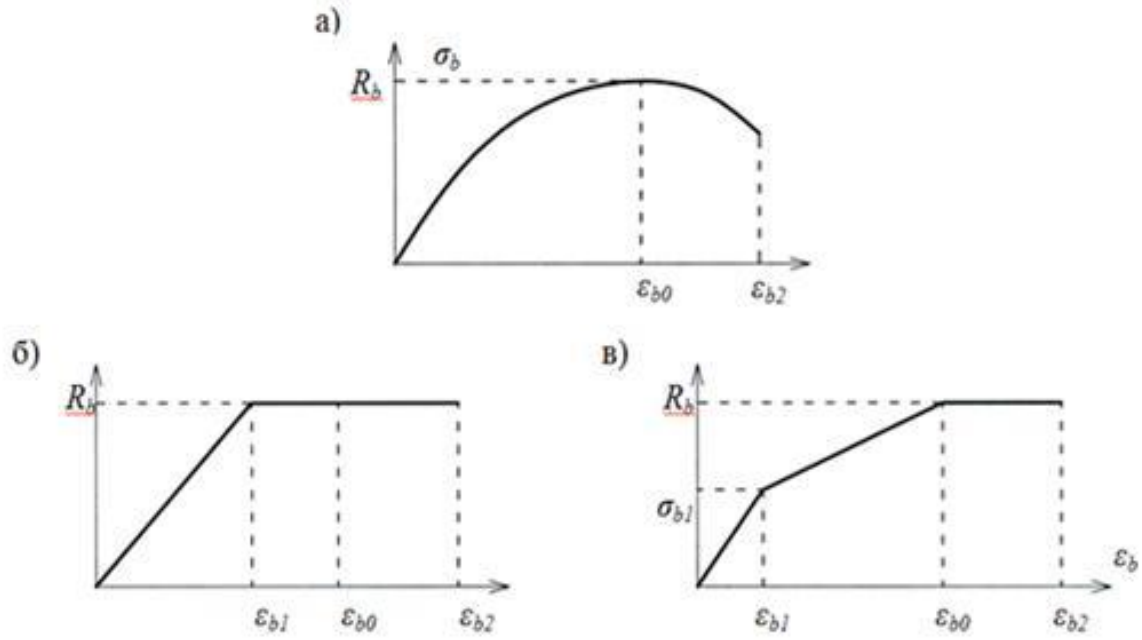


Рисунок 3 – Диаграмма сжатия бетона: а – реальная, б – двухлинейная, в – трехлинейная

Учет физической нелинейности производится путем математического описания диаграмм деформирования бетона и арматуры, также применение шагово-итерационного метода, который реализует способ упругих решений:

а) дискретная модель по нелинейно-деформационной модели. Учет физической нелинейности производится путем математического описания диаграмм деформирования бетона и арматуры, также применение шагово-итерационного метода, который реализует способ упругих решений. Решение нелинейной задачи получается в виде последовательности решений линейных задач, которые приводят к результату.

б) дискретная модель фактического сечения конструкции: поперечное сечение любой формы разбивается на n-ое число элементарных участков бетона и k-ое число участков арматуры, равное числу продольных стержней арматуры. Физическая нелинейность учитывается применением полных диаграмм деформирования материалов, аппроксимированных по способу секущих модулей.

Расчет выполняется шагово-итерационным способом с использованием методики приращений, т. е. на каждом шаге нагружение статической нагрузкой и вызываемое им напряженно-деформированное состояние конструкции рассматривается относительно ее напряженного состояния на предыдущем этапе нагружения.

Расчет имеет компактную универсальную и удобную для реализации на ЭВМ математическую форму. Данная модель применима только к расчету нормальных сечений изгибаемых элементов в зоне с максимальным изгибающим моментом, поскольку не учитывает влияние поперечной силы.

Расчетные модели с использованием диаграмм деформирования материалов представляют собой универсальный способ расчета любых типов железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию изгибающих моментов и продольных сил. На основе данных моделей могут быть получены полные диаграммы состояния элемента железобетонной конструкции, связывающие усилия (моменты и продольные силы) с перемещениями (кривизной, удлинением и укорочением).

Следовательно, учет реальных свойств бетона и арматуры приближает теоретические прогнозы к реальному поведению конструкций под нагрузкой, что дает возможность выявлять резервы снижения их материалоемкости, обеспечивая тем самым существенную экономию. Также деформационная модель позволяет достаточно точно решить задачу подбора ненапрягаемой арматуры в конструкциях со смешанным армированием при заданном классе напрягаемой с учетом разных модулей упругости в смешанной арматуре и ее различного расположения по высоте сечения.

1.4 Особенности проектирования кессонных плит перекрытия

Кессонное перекрытие как несущая конструкция представляет собой ребристую конструкцию с взаимно – перпендикулярно расположенными ребрами одной высоты в нижней зоне и сплошной тонкой плитой по верху, монолитно соединенной с ребрами.

Тонкая верхняя плита - полка должна быть максимально тонкой. Однако это тот элемент конструкции, который непосредственно воспринимает все нагрузки и передает их на ребра. Следовательно, помимо экономичности он должен обладать достаточной для этого прочностью. Т.е. полка выполняет по сути две основные функции. Обеспечивает сплошность всего перекрытия и передает нагрузки на основной несущий элемент кессонного перекрытия - ребра. Следовательно, логика конструирования кессонного перекрытия сводится к максимальному облегчению полки и взаимосвязанным с этим подбором шага, высоты, ширины и взаимного расположения ребер, обеспечивающим необходимую прочность и жесткость перекрытия при минимальной материалоемкости.

Кессонные перекрытия представляет собой монолитную структуру, формируемую при помощи специальной опалубки – корытообразных форм. Формы образуют сетку ребер в двух взаимно перпендикулярных направлениях одинаковой высоты и, как правило, с регулярным шагом. Чем больше нагрузки и чем жестче различные требования по величине защитных слоев арматуры, тем больше высота перекрытия и наоборот.

Толщина полки определяется из нескольких условий. Одно из таких условий это обеспечение прочности самой полки при минимальных затратах. В зависимости от назначения помещений зависит характер нагрузок, воспринимаемых перекрытием. Чем больше вероятность наличия больших сосредоточенных нагрузок, тем большей принимается толщина полки.

Второе условие это обеспечение защитных слоев бетона для арматуры полки. Одновременно с этим толщину полки следует минимизировать для максимального облегчения конструкции. Принимая во внимание оба этих утверждения можно прийти к выводу, что толщина полки должна быть такой, чтобы арматура лежала в один слой в двух направлениях, т.е. армировалась одной сеткой.

Дополнительным требованием к таким конструкциям может служить и обеспечение определенной степени огнестойкости. В таких ситуациях защитные слои могут быть увеличены, а так же увеличен и диаметр арматуры полки.

Для оптимального использования армирования полки шаг ребер в разных направлениях принимают, как правило, одинаковым. В этом случае действуют такие же правила как для обычных плит, опертых по контуру. При новом строительстве и инвентарной опалубке шаг принимается одинаковым в обоих направлениях. При реконструкции существующих зданий с неравномерным шагом колонн возможны случаи с неравномерным распределением ребер по площади.

Для более удобного извлечения многоразовой опалубки толщина ребра не равномерна по высоте. Внизу, как правило, имеет меньший размер, вверху (на стыке с полкой) больший. Так же при использовании многоразовой инвентарной опалубки грани ребер выполняют округлыми. Стоит отметить, что данные округлые формы опалубки образуют в основании полки вуты, которые увеличивают несущую способность самой полки.

Из всего выше перечисленного можно дать уточненное определение кессонного перекрытия. Кессонное перекрытие представляет собой часторебристую монолитную железобетонную конструкцию, отличительной особенностью которой является наличие взаимно перпендикулярных ребер одинаковой высоты, расположенных равномерно с одинаковым шагом в обоих направлениях и связанных между собой сплошной минимально возможной толщины полкой, армированной одной сеткой. При этом основную несущую способность обеспечивают ребра, а полка необходима в первую очередь для передачи распределенных нагрузок на ребра и уже во вторую очередь используется для увеличения прочности и жесткости перекрытия.

Перекрытия рассчитываются на действия расчетных постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, особых нагрузок, а также их расчетных сочетаний.

Пространственная конструктивная схема перекрытия является статически неопределимой. Расчет можно производить по формулам, выведенным аналитически, а так же при помощи расчетных комплексов, использующих метод конечных элементов.

Моделирование кессонного перекрытия в вычислительных комплексах можно выполнить различными способами. В данной работе представлен вариант: кессонное перекрытие смоделировано пластинами определенной жесткости, для учета взаимовлиянии, перераспределения напряжений, элементов монолитной конструкции.

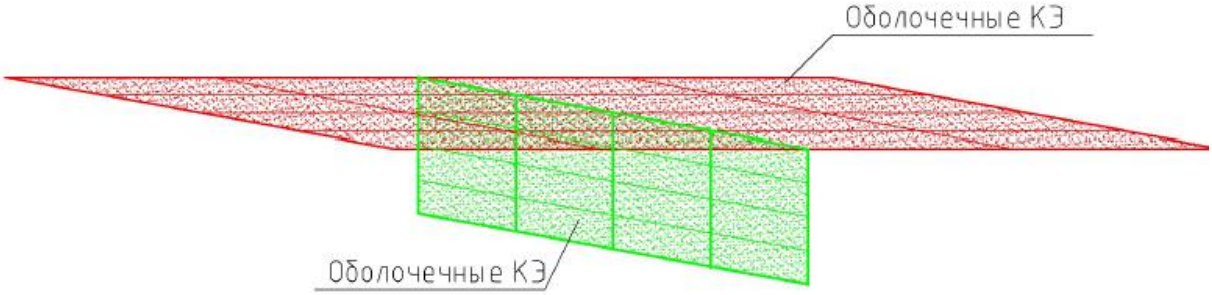


Рисунок 4 – Моделирование плиты при помощи пластинчатых и оболочечных элементов

Этот способ моделирования является более проработанным, что говорит о большей корректности расчетной схемы и дальнейшего использования для расчета. При окончательном расчете и проектировании экономичных конструкций облегченных монолитных перекрытий рекомендуется пользоваться моделями, выполненными оболочечными элементами.

2 РАСЧЕТ МОДЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ

2.1 Расчет сплошной плиты перекрытия

2.1.1 Модель сплошной плиты перекрытия

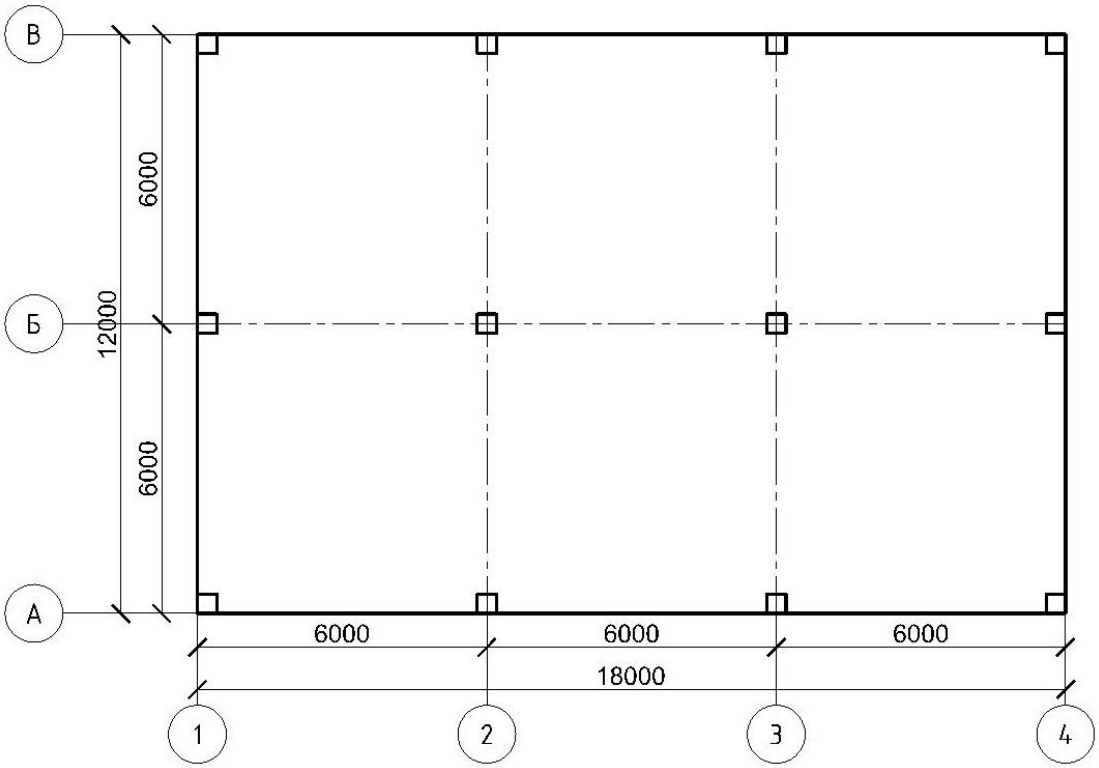


Рисунок 5 – План сплошной монолитной плиты перекрытия

Принимаем сечения:

1. Плита δ=22см, класс бетона В40, Eb=3,67·10^7 кН/м^2.
2. Колонна 400×400, класс бетона В40, Eb=3,67·10^7 кН/м^2.

Нагрузка на 1м^2 плиты:

а) собственный вес плиты, задаем автоматически в ПК Лира-САПР 2013

б) собственный вес 1м^2 цементно-песчаной стяжки δ=3,0 см, γ=22 кН/м^3

0,03·22·1,1=0,73 кН/м^2;

в) собственный вес 1м^2 пола – 0,50 кН/м^2

0,50·1,1=0,55 кН/м^2;

г) собственный вес 1 м^2 перегородок 2,0 кН/м^2
2,0·1,1=2,2 кН/м^2;

д) полезная нагрузка на перекрытия типовых этажей, для офисных помещений нормативное значение равно 2,0 кН/м^2;

расчетная полезная нагрузка – 2,0·1,2 = 2,4 кН/м^2.

Итого: 5,88 кН/м^2.

Элементы конструкции моделируются пластинами.

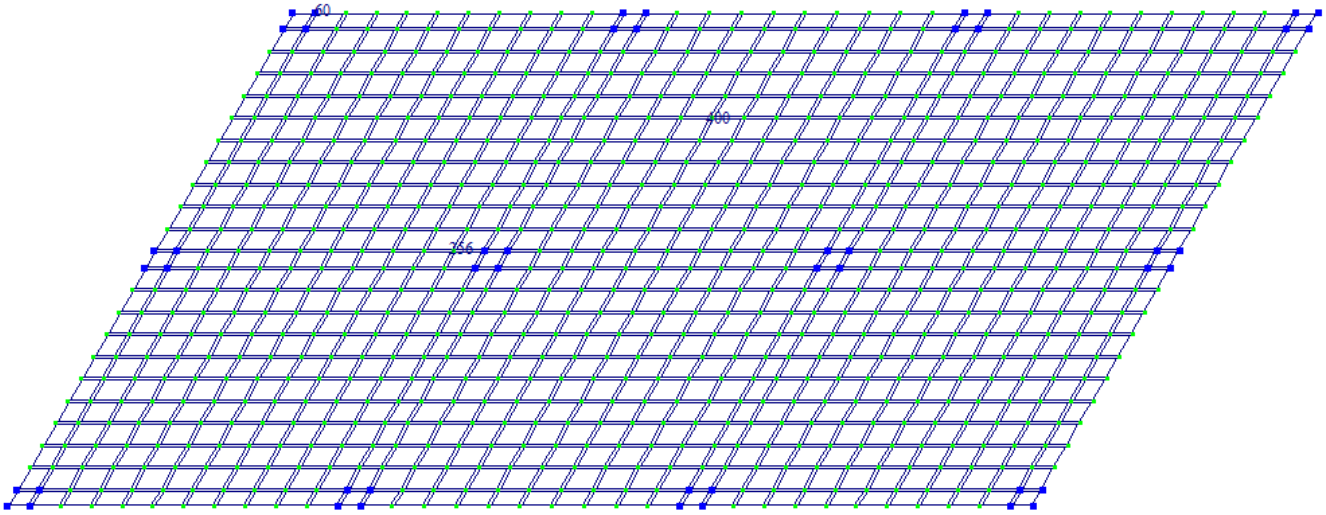


Рисунок 6 – Изометрическая проекция модели сплошной плиты

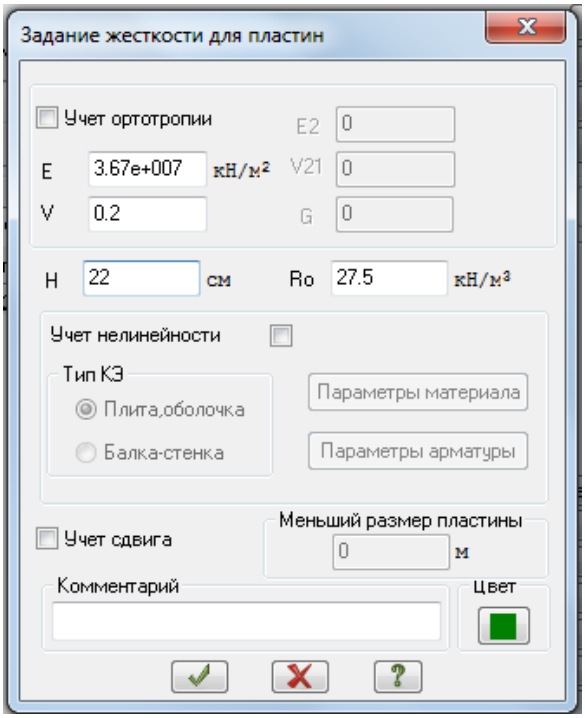


Рисунок 7 – Жесткостные характеристики плиты

2.1.2 Анализ расчета сплошной плиты перекрытия

В результате расчета модели плиты получаем напряжения в элементах модели конструкции, деформации конструкции от действия нагрузки.

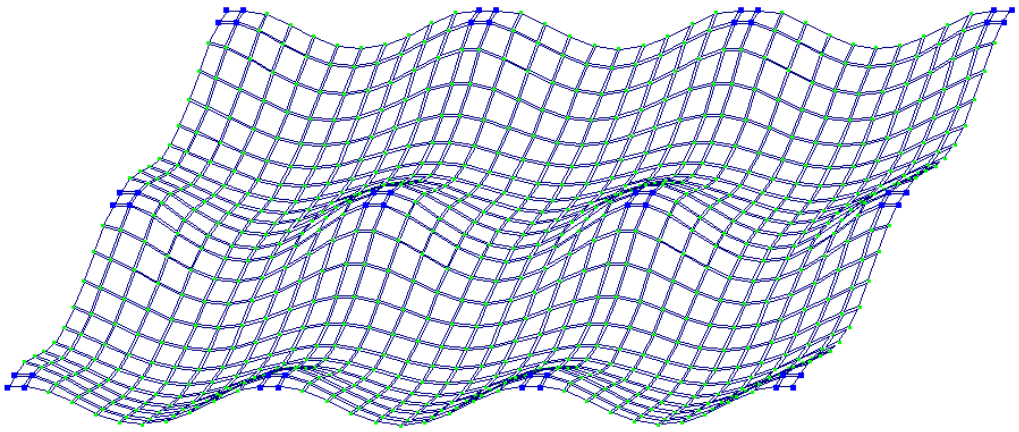


Рисунок 8 – Деформированная схема плиты

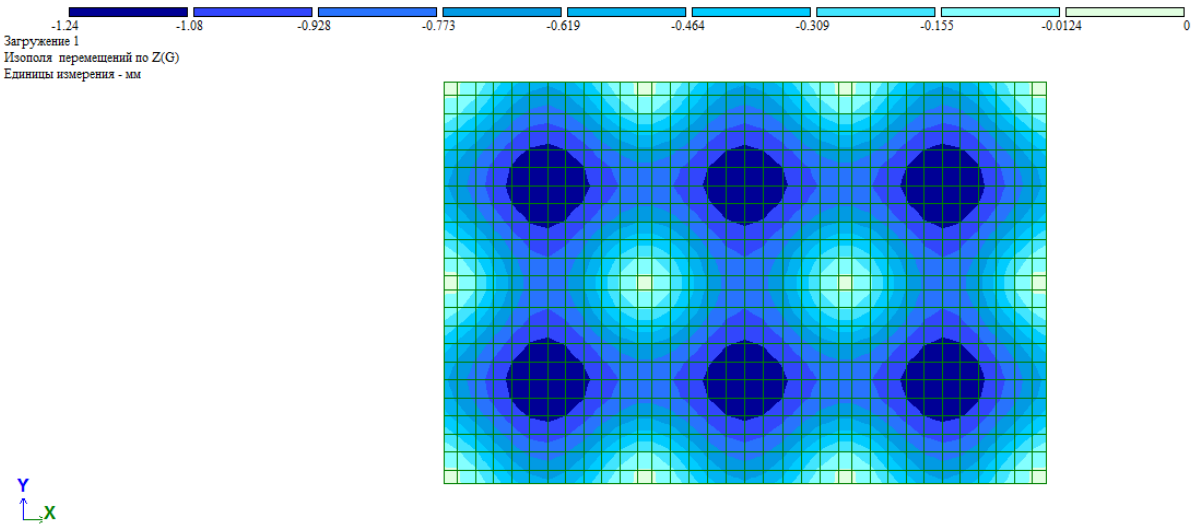


Рисунок 9 – Изополя перемещений плиты по оси Z

Максимальный прогиб плиты $f_{max} = 1{,}24$мм.

Предельный прогиб плиты: $f_u = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30$ мм

$f_{max} < f_u$.

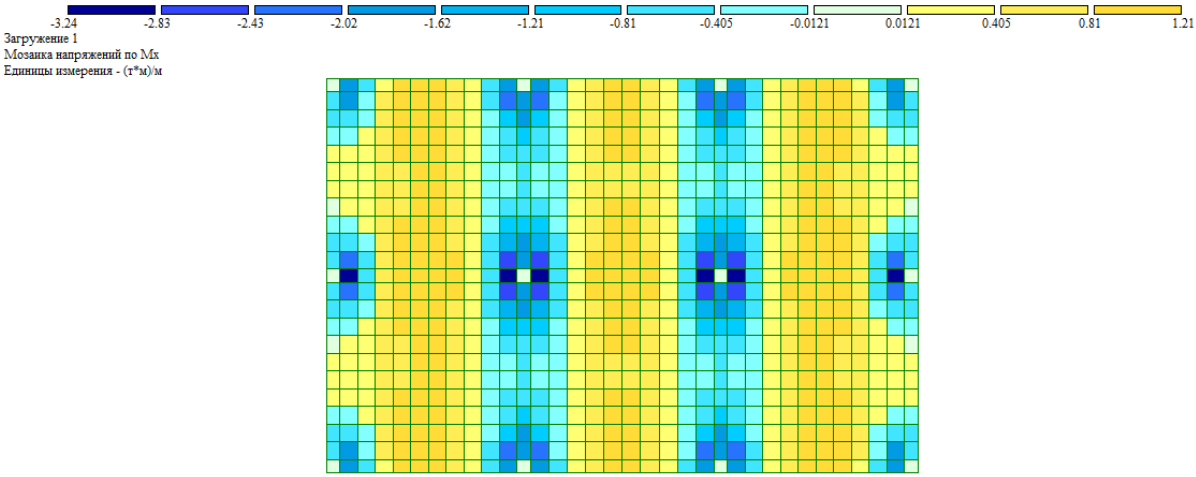


Рисунок 10 – Изгибающий момент Mx

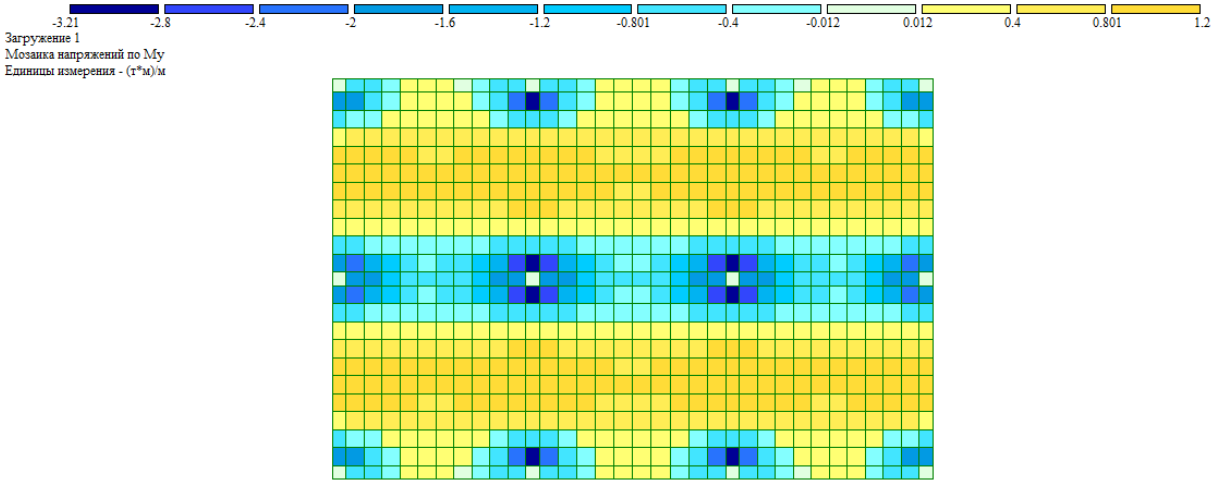


Рисунок 11 – Изгибающий момент My

Рисунок 12 – Эпюра моментов Mx

2.1.3 Армирование сплошной плиты перекрытия

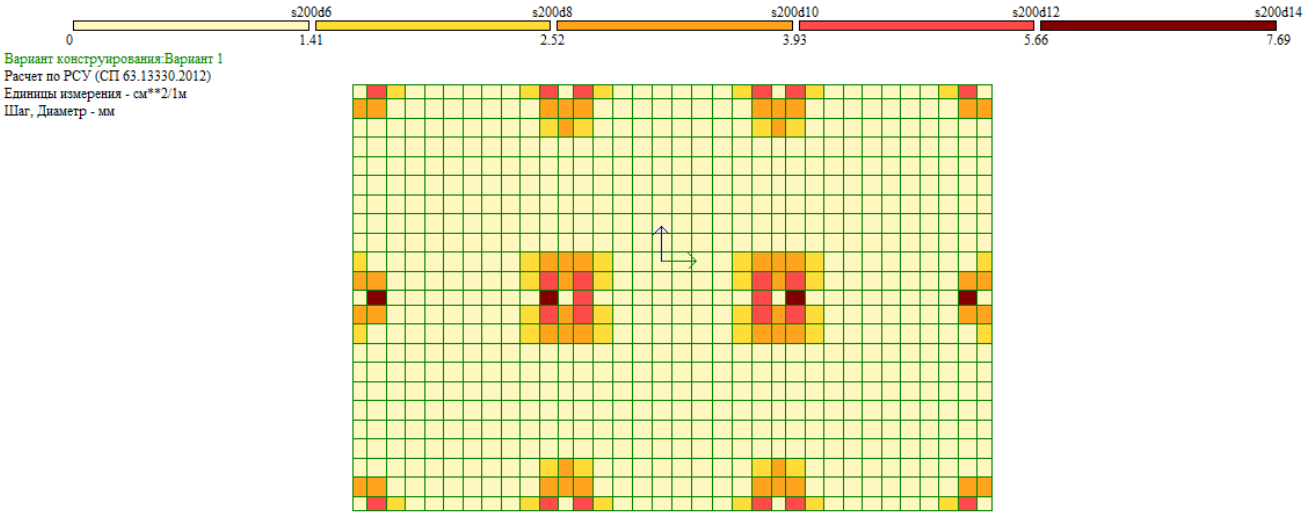


Рисунок 13 – Площадь верней арматуры вдоль X

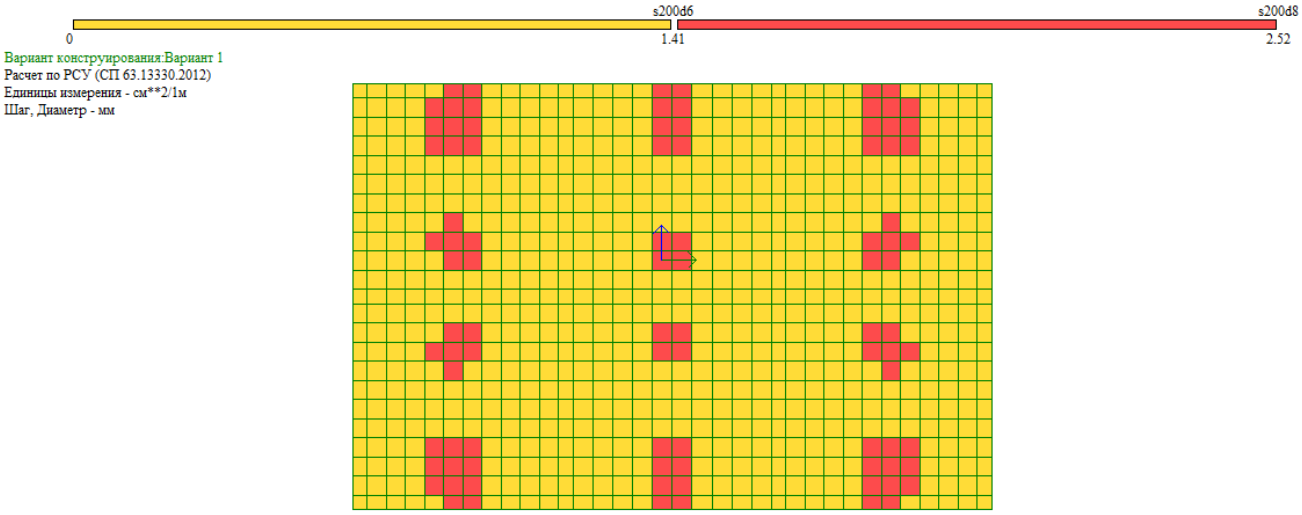


Рисунок 14 – Площадь нижней арматуры вдоль X

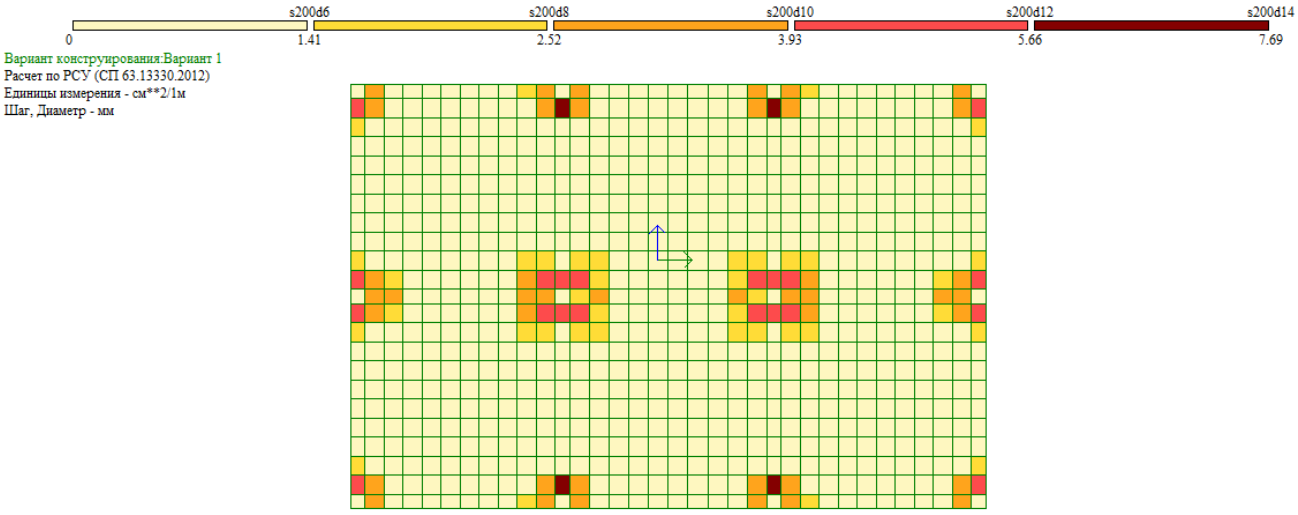


Рисунок 15 – Площадь верхней арматуры вдоль Y

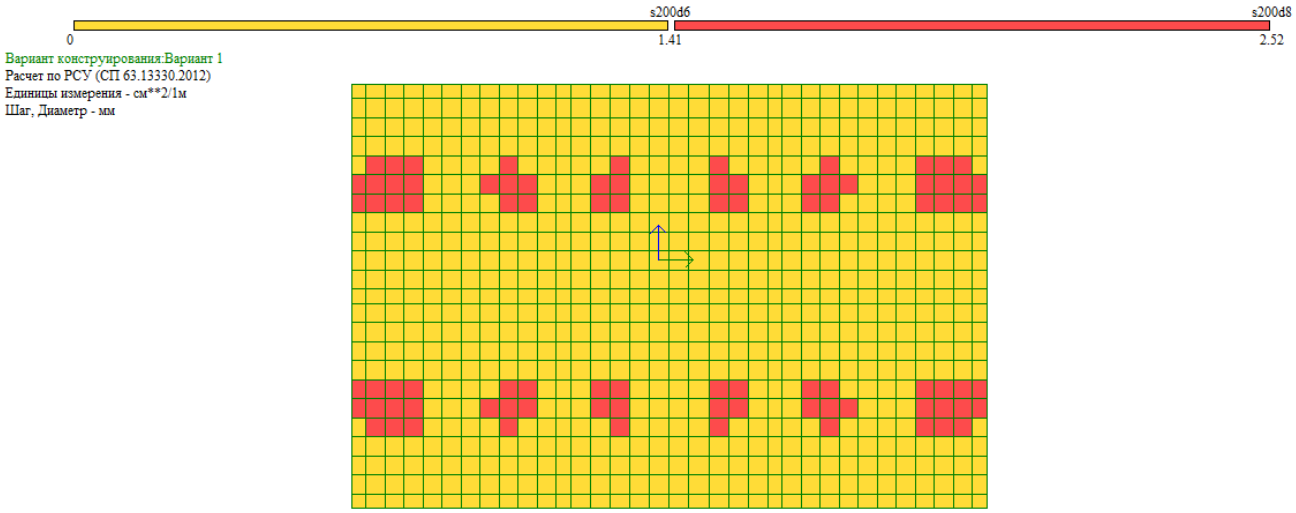


Рисунок 16 – Площадь нижней арматуры вдоль Y

РЕЗУЛЬТАТЫ ПОДБОРА АРМАТУРЫ

ДАТА:30 May 17 КОД: Сплошн плита (СП 63.13330.2012) ЛИРА САПР 2013 (Ж/б конструкции) КИЕВ СТР. 1

Элемент	Сечение	ПРОДОЛЬНАЯ АРМАТУРА (см2)									ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА						ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН (мм)	
		Угловая				У граней сечения					ASW1 (см2) ПРИ ШАГЕ (см)			ASW2 (см2) ПРИ ШАГЕ (см)				
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	15	20	30	15	20	30	КРАТ	ДЛИТ
РАСЧЕТ ПО РСУ ОСНОВНАЯ СХЕМА																		
БАЛКА-СТЕНКА H = 0.22 (м)																		
БЕТОН:B40 ; АРМАТУРА: ПРОДОЛЬНАЯ X A400 , Y A400 ; ПОПЕРЕЧНАЯ A240																		
60						1.10	4.75	1.10	3.16								0.30	0.30
						1.10	4.75	1.10	3.16									
256						1.10	5.71	1.10	2.52								0.30	0.30
						1.10	4.49	1.10	2.52									
400						1.19	1.10	1.26	1.10									
						1.19	1.10	1.26	1.10									

Рисунок 17 – Результаты подбора арматуры

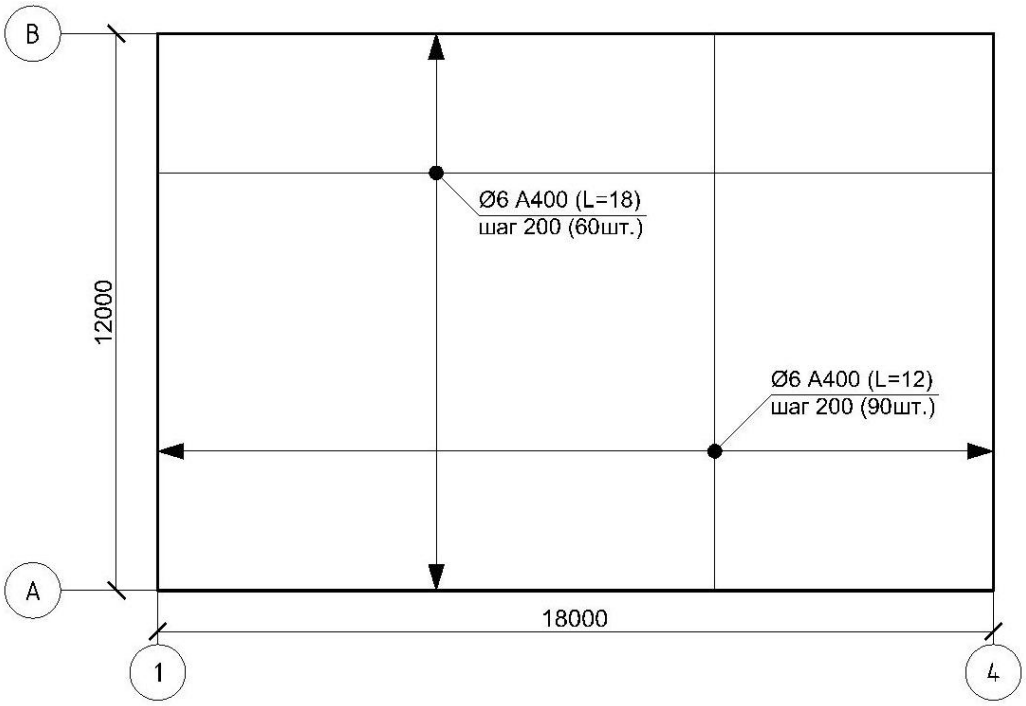


Рисунок 18 – Фоновая верхняя и нижняя арматура в плите

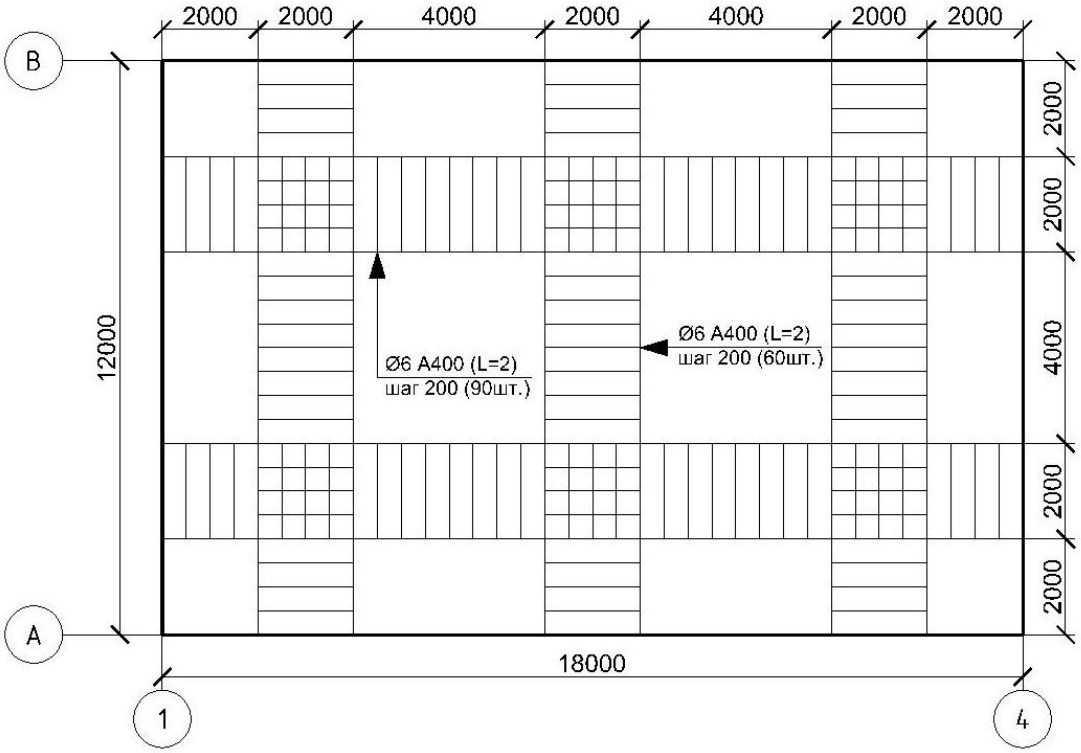


Рисунок 19 – Дополнительная нижняя арматура

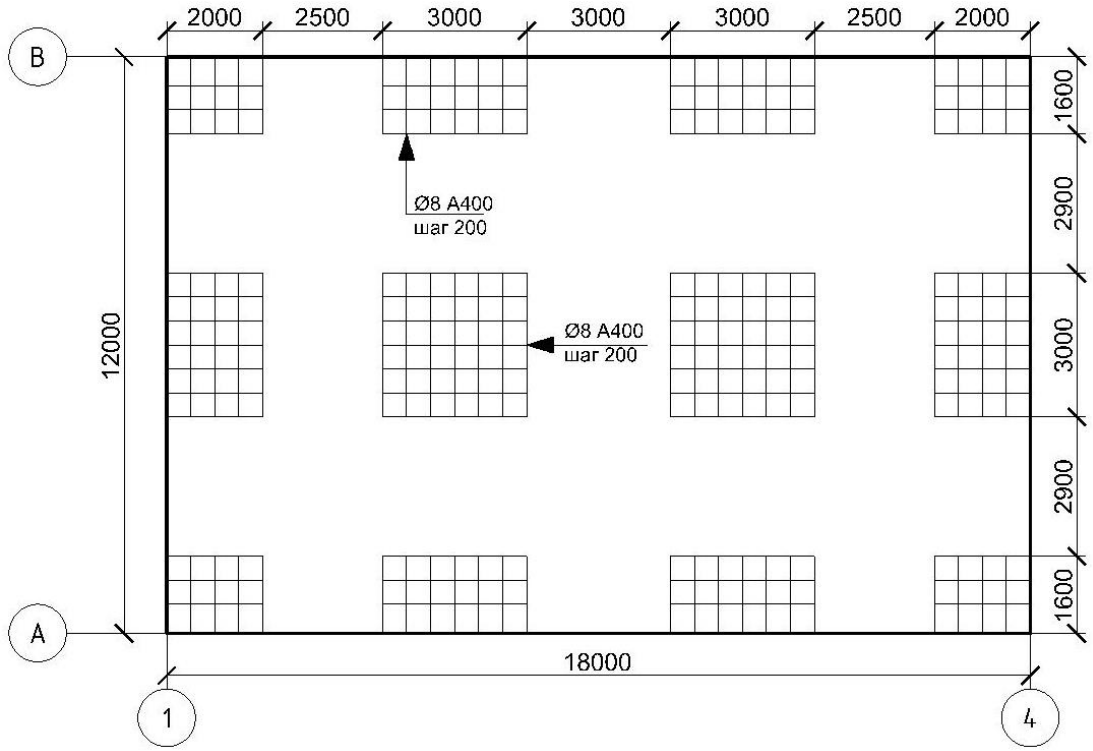


Рисунок 20 – Дополнительная верхняя арматура

Таблица 1 – Расход арматуры на сплошную плиту перекрытия

Диаметр арматуры, мм	Длина стержня, м	Кол-во стержней, шт	Вес 1м, кг	Общий вес, кг
Ø6	18	120	0,222	479,52
Ø6	12	180	0,222	479,52
Ø6	2	360	0,222	159,84
Ø8	3	112	0,395	132,72
Ø8	2	62	0,395	48,98
Ø8	1,6	100	0,395	62,20
			Расход арматуры:	1363,78

Расход бетона: 47,52 м^3

Вес бетона: 2500 кг/м^3

Количество бетона: 47,52 х 2500 = 118800 кг = 118,8 т.

Общий вес плиты: 118,8 + 1,36 = 120,16 т.

2.2 Расчет кессонной плиты перекрытия

2.2.1 Модель кессонной плиты перекрытия

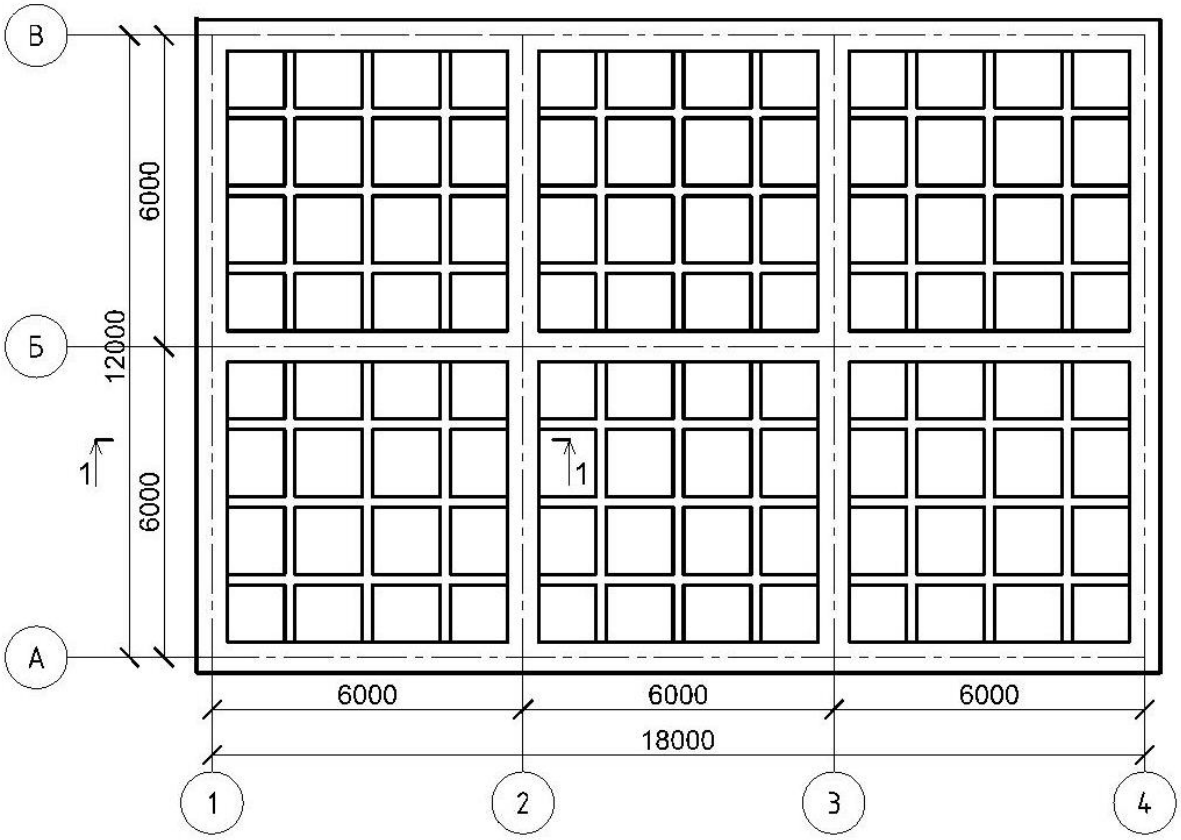


Рисунок 21 – План кессонной плиты перекрытия

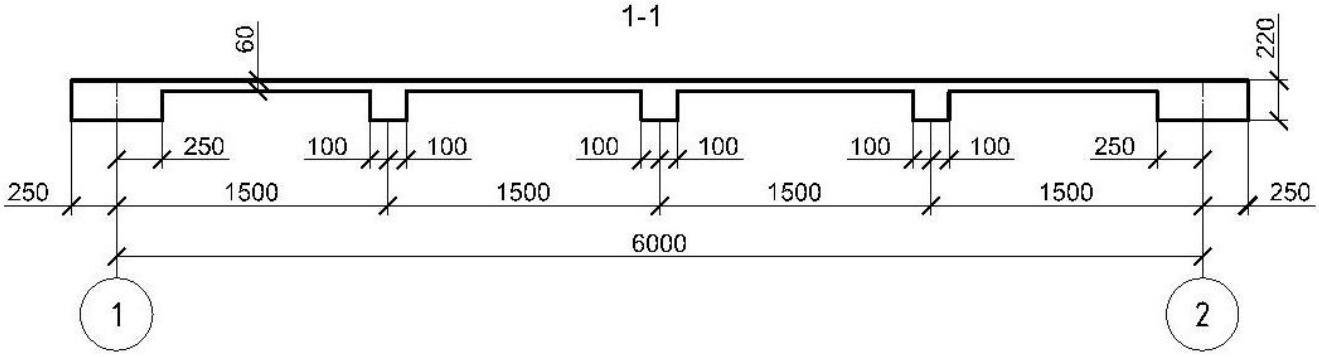


Рисунок 22 – Разрез кессонной плиты перекрытия

Принимаем сечения:

1. Плита δ=6 см, класс бетона B40, $Eb=3{,}67\cdot10^7$ кН/м^2.
2. Ребро δ=50 см, класс бетона B40, $Eb=3{,}67\cdot10^7$ кН/м^2.
3. Ребро δ=20 см, класс бетона B40, $Eb=3{,}67\cdot10^7$ кН/м^2.

Нагрузка на 1м^2 плиты:

а) собственный вес плиты, задаем автоматически в ПК Лира-САПР 2013

б) вертикальная нагрузка: 5,88 кН/м^2 (аналогичная расчету сплошной плиты перекрытия)

Элементы конструкции моделируются пластинами. Ребра моделируются КЭ41, плита - КЭ11.

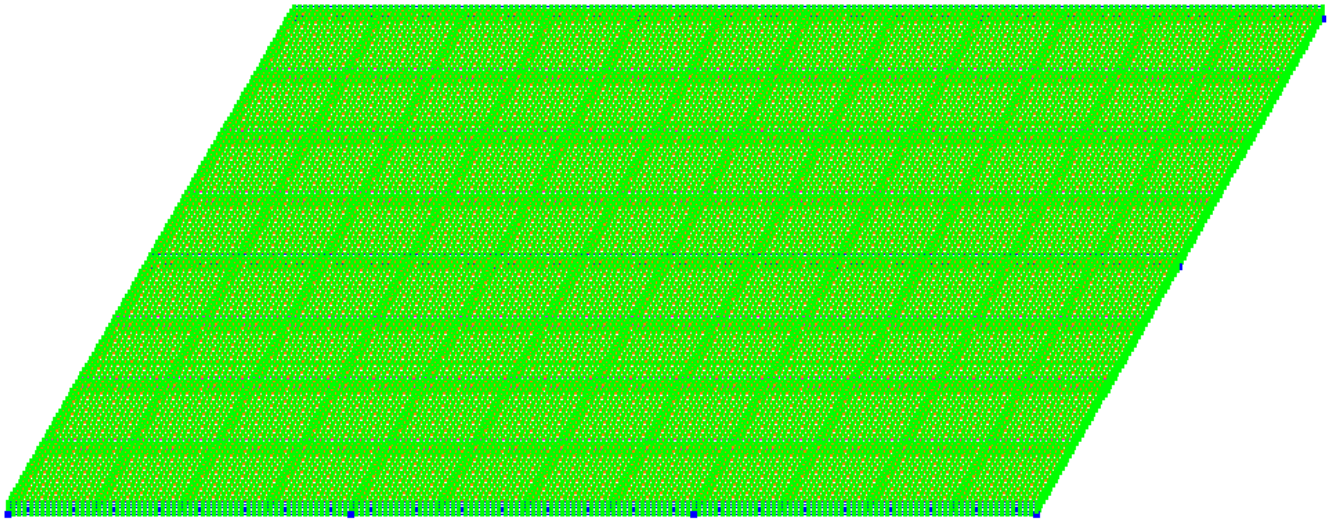


Рисунок 23 – Изометрическая проекция модели кессонной плиты

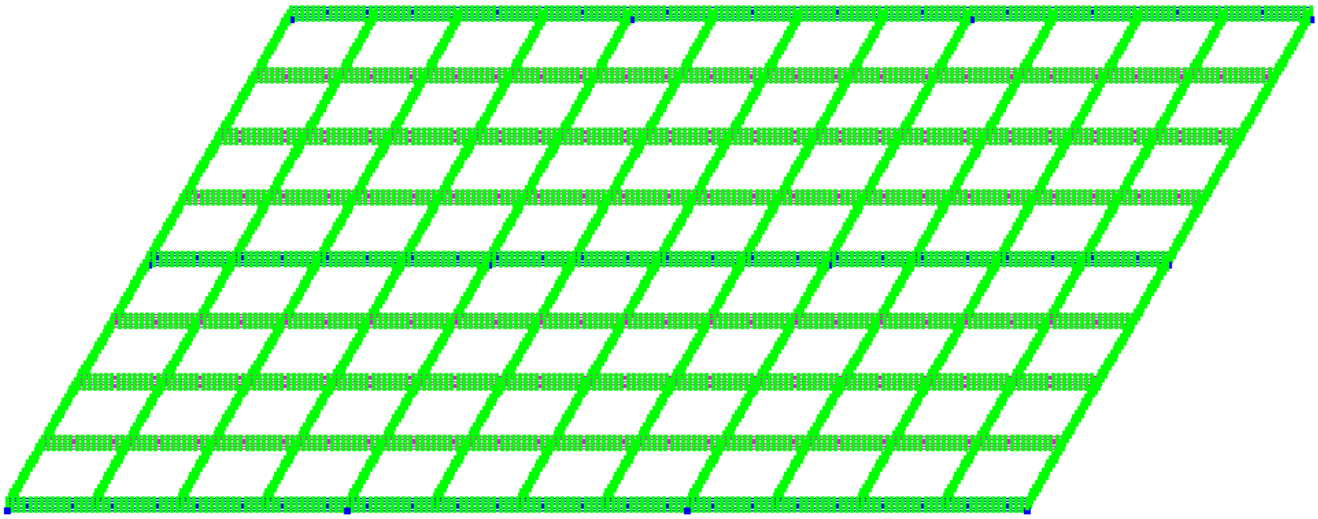


Рисунок 24 – Изометрическая проекция ребер кессонной плиты

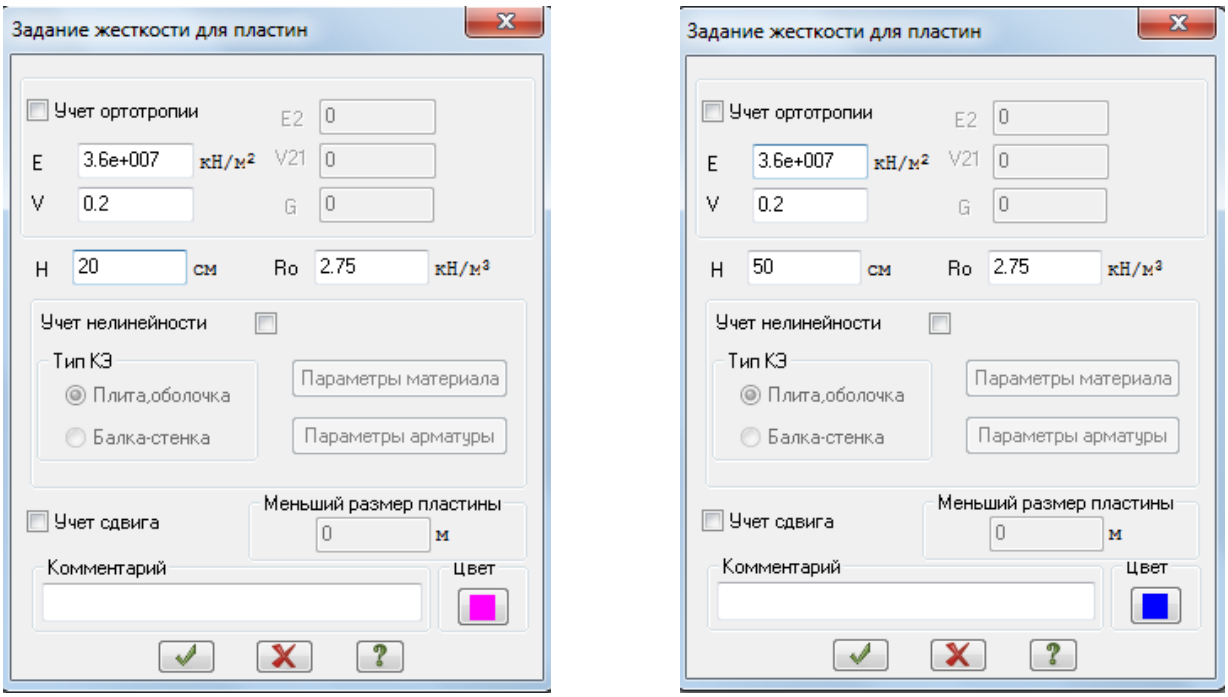


Рисунок 25 – Жесткостные характеристики ребер

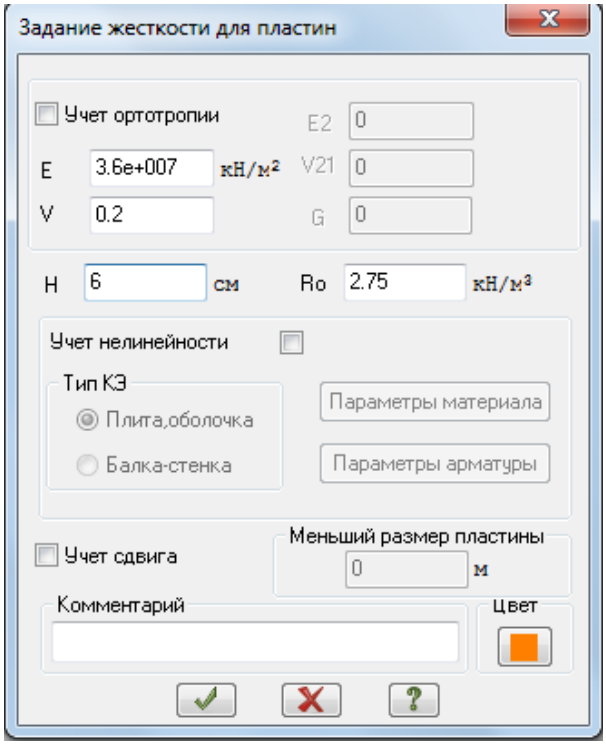
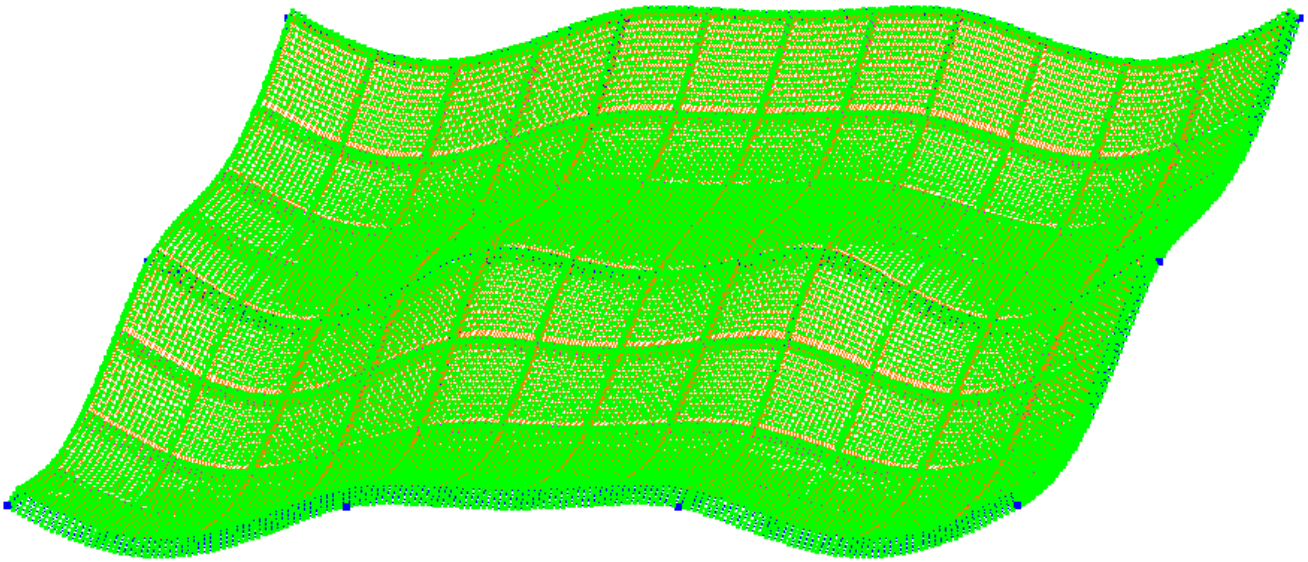


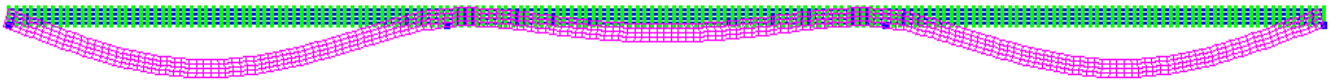
Рисунок 26 – Жесткостные характеристики кессонной плиты перекрытия

2.2.2 Анализ расчета кессонной плиты перекрытия

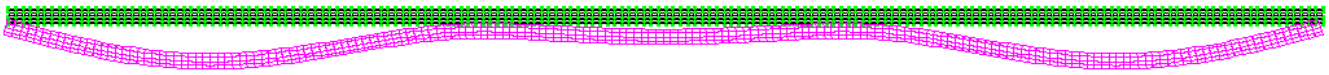
а)



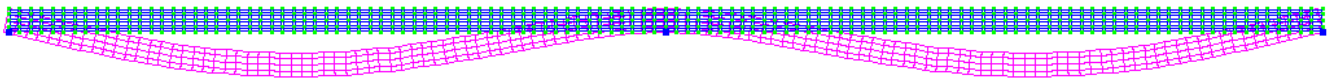
б)



в)



г)



д)

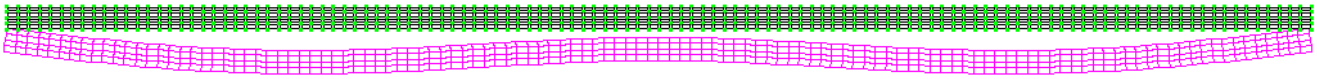
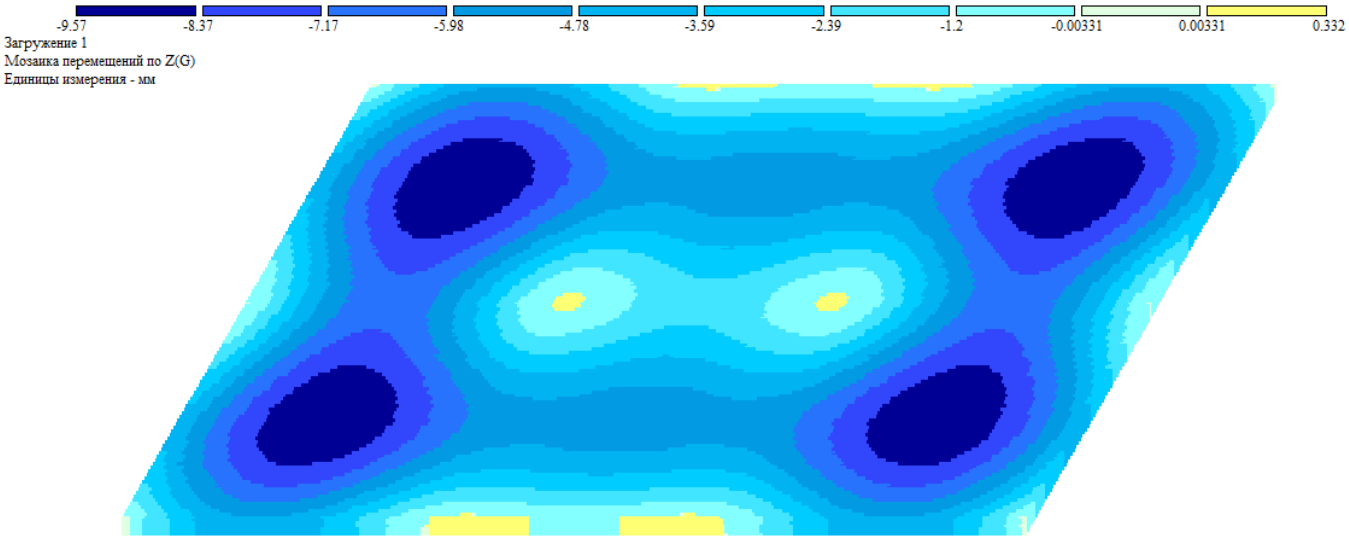
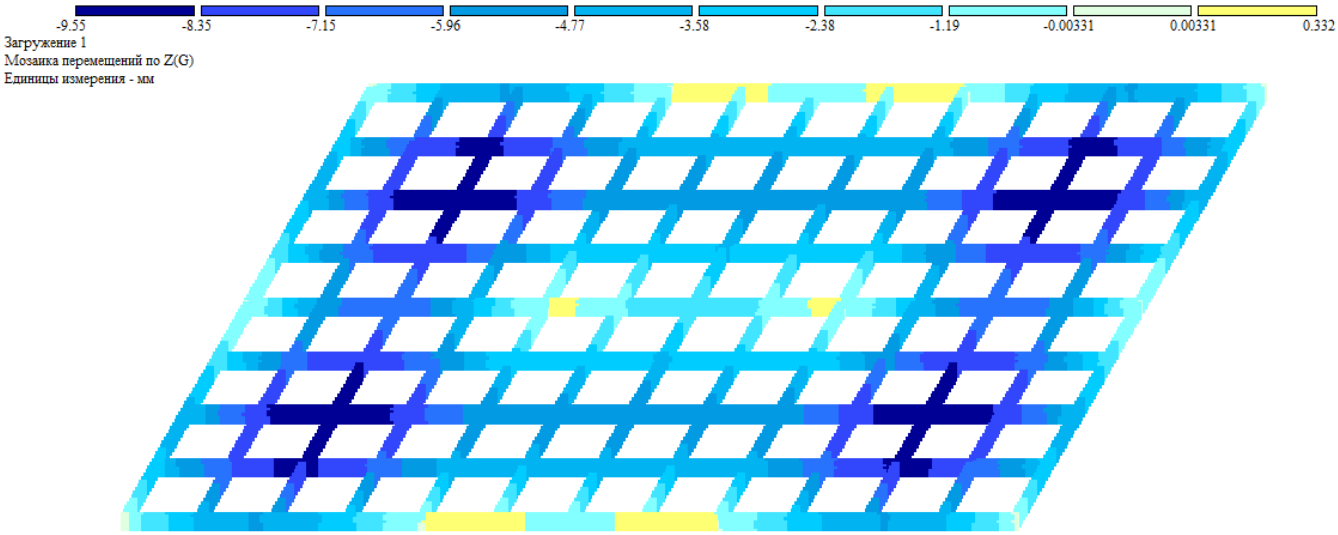


Рисунок 27 – Деформированная схемы: а) кессонной плиты, б) главных балок по оси Х, в) второстепенных балок по оси У, г) главных балок по оси У, д) второстепенных балок по У

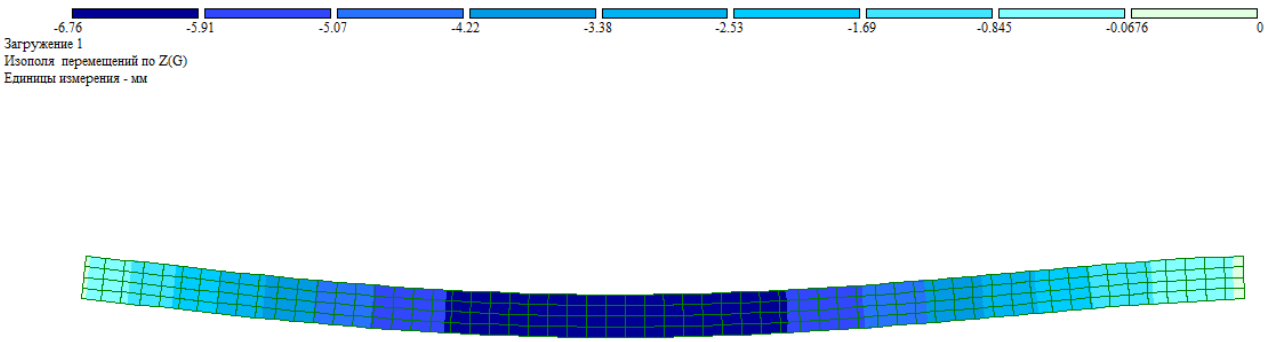
а)


-9.57
-8.37
-7.17
-5.98
-4.78
-3.59
-2.39
-1.2
-0.00331
0.00331
0.332
Загружение 1
Мозаика перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

б)


-9.55
-8.35
-7.15
-5.96
-4.77
-3.58
-2.38
-1.19
-0.00331
0.00331
0.332
Загружение 1
Мозаика перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

в)


-6.76
-5.91
-5.07
-4.22
-3.38
-2.53
-1.69
-0.845
-0.0676
0
Загружение 1
Изополя перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм

г)

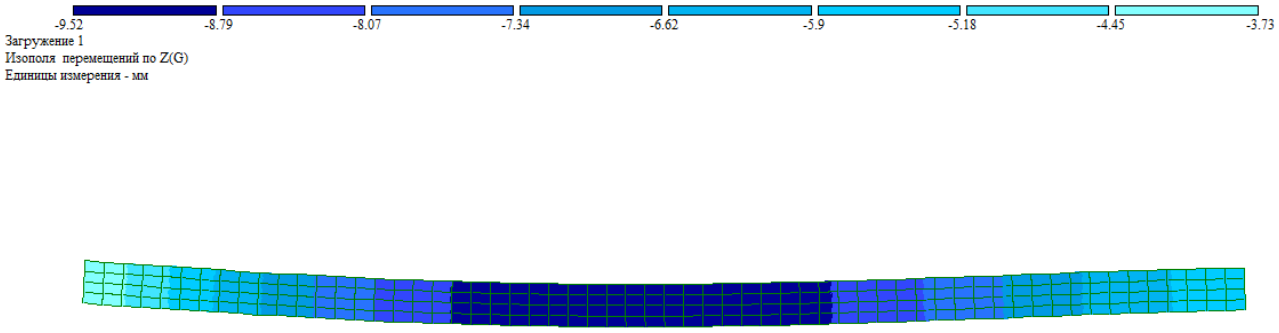


Рисунок 28 – Перемещения по Z: а) кессонной плиты, б) ребер плиты, в) балки Б1, г) балки Б2

Максимальный прогиб плиты $f_{max} = 9{,}55$мм.

Предельный прогиб плиты: $f_u = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30$ мм

$f_{max} < f_u$.

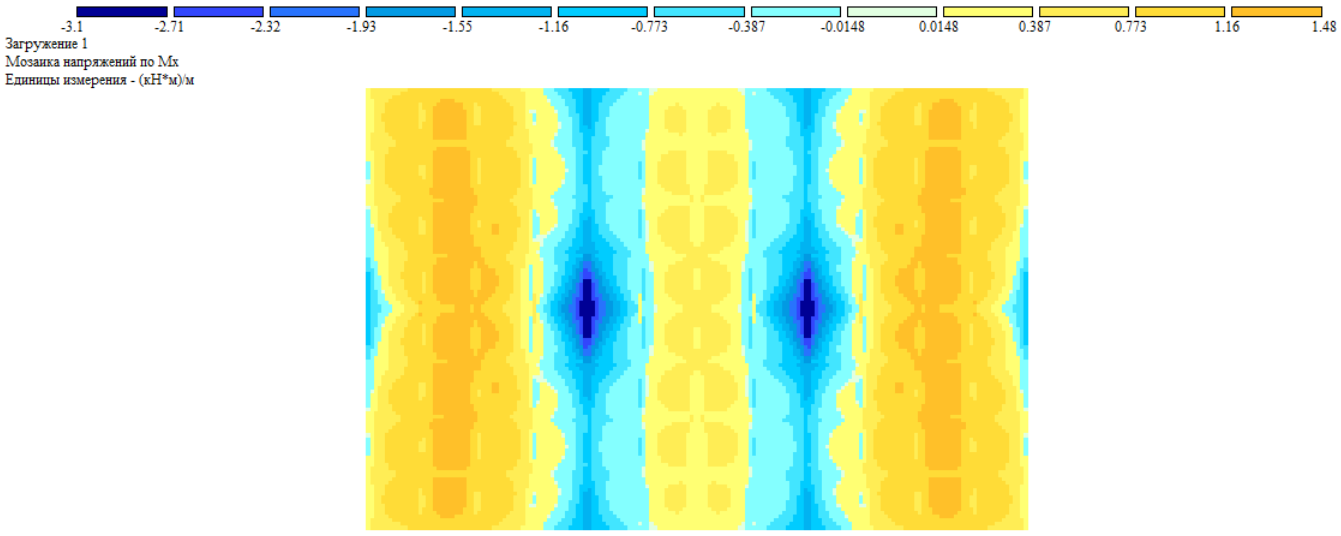


Рисунок 29 – Изгибающий момент Mx кессонной плиты

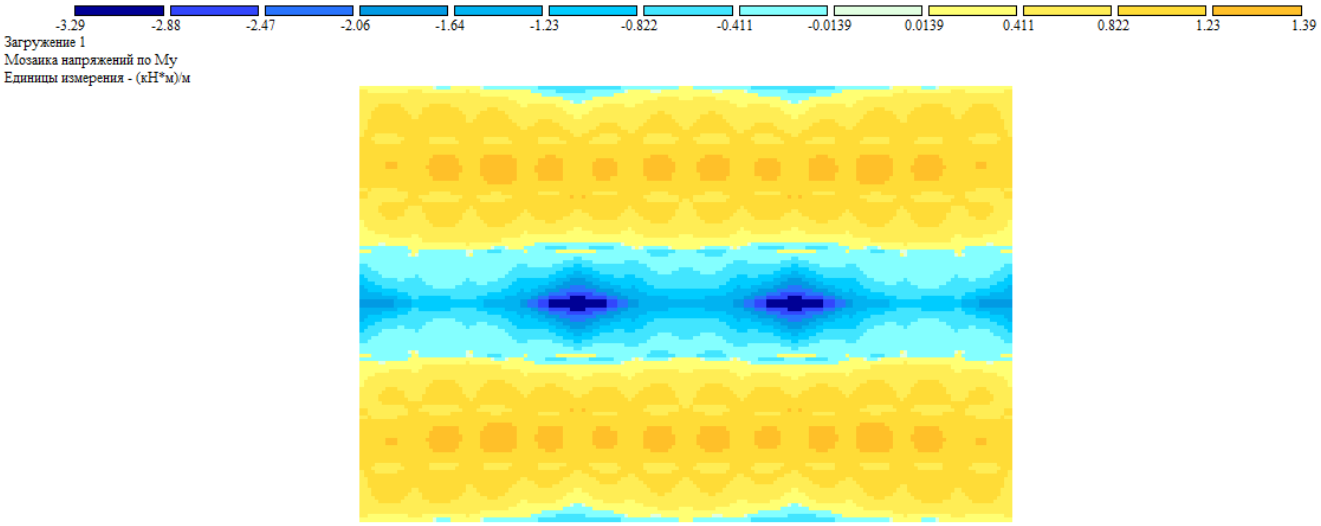
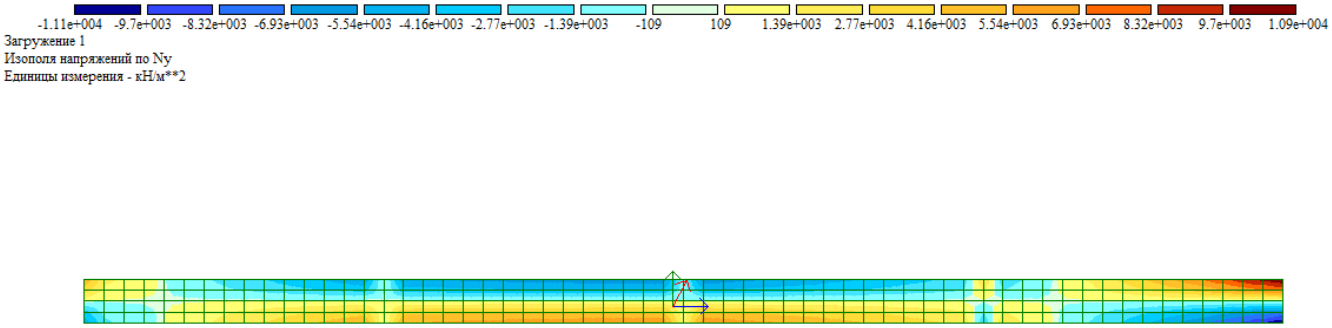


Рисунок 30 – Изгибающий момент My кессонной плиты

а)



б)

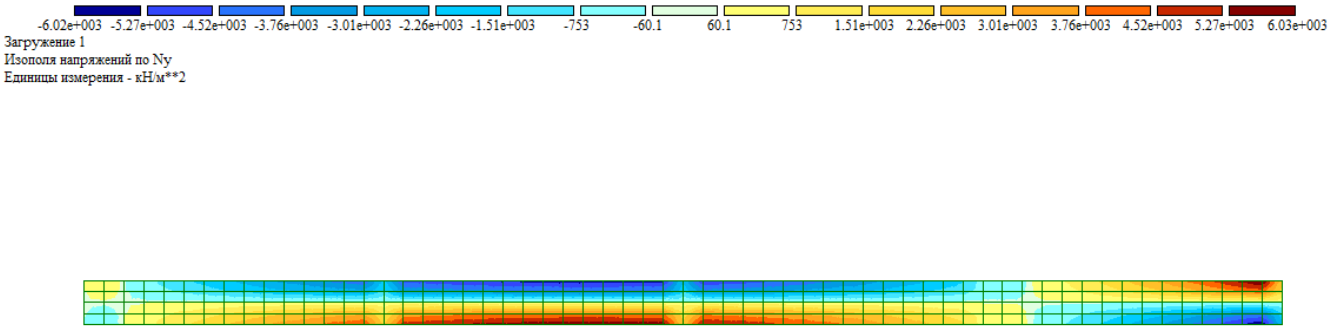
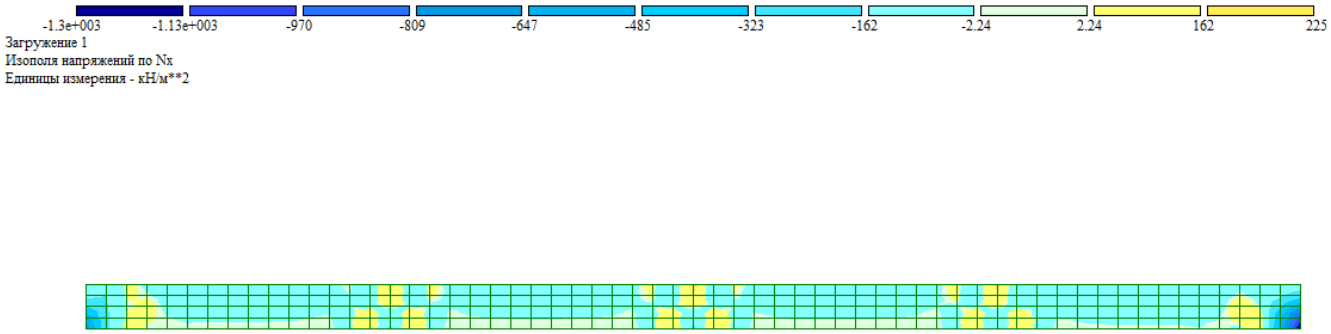


Рисунок 31 – Распределение норальных напряжений Ny в элементах:

а) ребра Б1, б) ребра Б2

а)



б)

Рисунок 32 – Распределение норальных напряжений Nx в элементах:

а) ребра Б1, б) ребра Б2

2.2.3 Армирование кессонной плиты перекрытия

Армирование кессонной плиты перекрытия осуществляется по нормальным растягивающим напряжениям.

Максимальное растягивающее напряжение элементов в растянутой нижней зоне главной балки (в пролете) вдоль оси Y составляет 6428кН/м^2 и 2179кН/м^2. Соответственно максимальное значение требуемой арматуры составляет 5,12см^2 и 1,69 см^2. Принимаем арматуру 2Ø20 и 2Ø12.

Максимальное растягивающее напряжение элементов в растянутой верхней зоне главной балки (на опоре) вдоль оси Y составляет 10414кН/м^2 и 2664кН/м^2.

Значение требуемой арматуры составляет 8,07см^2 и 2,07см^2. Принимаем арматуру 2Ø25 и 2Ø12.

Поперечную арматуру главной балки принимаем Ø8 с шагом 150 мм в пролете и с шагом 100 мм на опоре.

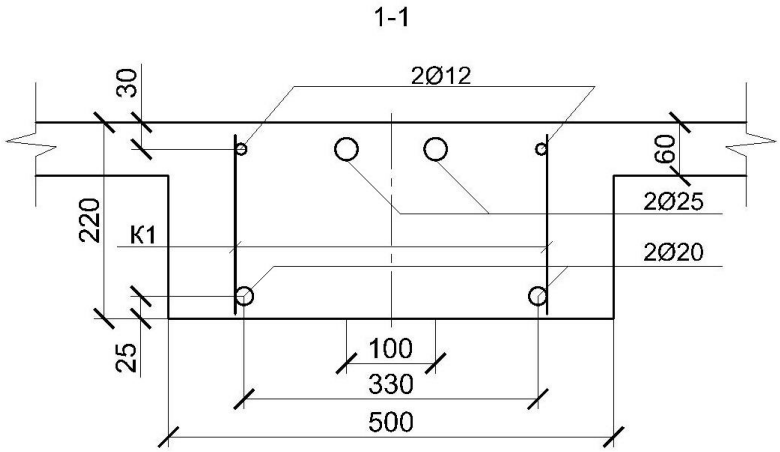
Максимальное растягивающее напряжение элементов в растянутой нижней зоне второстепенной балки (в пролете) вдоль оси Y составляет 7597кН/м^2. Соответственно максимальное значение требуемой арматуры составляет 5,88см^2. Принимаем арматуру 2Ø20.

Максимальное растягивающее напряжение элементов в растянутой верхней зоне второстепенной балки (на опоре) вдоль оси Y составляет 8816кН/м^2. Соответственно максимальное значение требуемой арматуры составляет 5,46см^2. Принимаем арматуру 2Ø20.

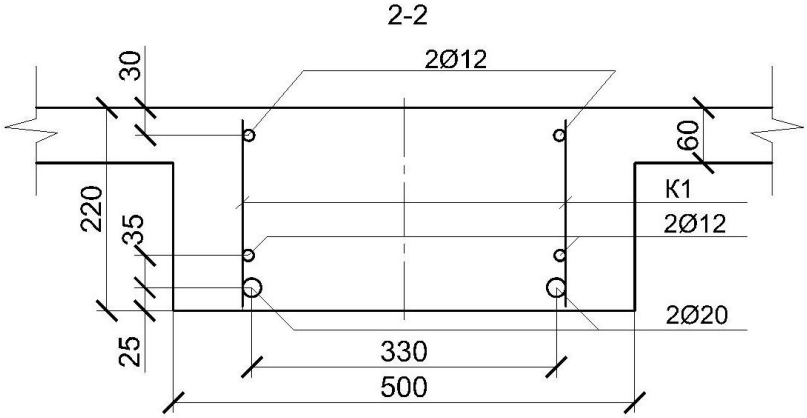
Значение требуемой арматуры в плите составляет 0,85см^2/п.м. Следовательно, принимаем рабочие стержни сварных сеток Ø6 с шагом 200мм.

Эскизы армирование конструкций представлены ниже.

а)



б)



в)

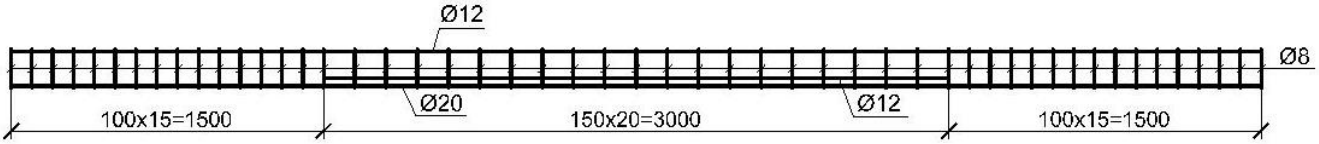


Рисунок 33 – Армирование главной балки: а) разрез на опоре, б) разрез в пролете, в) каркас К1

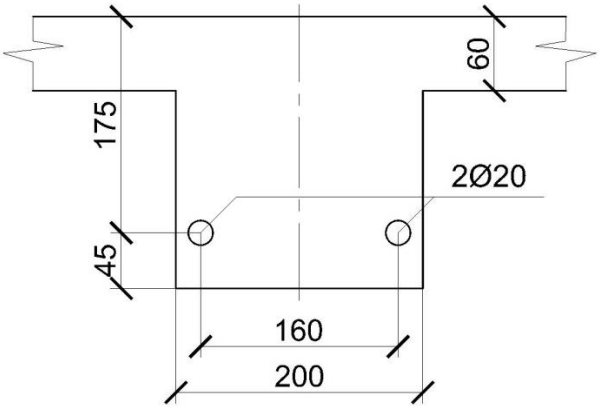


Рисунок 34 – Арматура второстепенной балки

Таблица 2 – Расход арматуры на кессонную плиту перекрытия

Диаметр арматуры, мм	Длина стержня, м	Кол-во стержней, шт	Вес 1м, кг	Общий вес, кг
Ø20	6	34	2,47	503,88
Ø12	6	34	0,888	181,15
Ø25	1,5	34	3,85	196,35
Ø12	3	34	0,888	90,58
Ø20	6	72	2,47	1067,04
Ø20	1,5	72	2,47	266,76
Ø8	0,18	1700	0,395	120,87
Ø6	18	60	0,222	239,76
Ø6	12	90	0,222	239,76
			Расход арматуры:	2759,27

Расход бетона: 30,51 $м^3$

Вес бетона: 2500 $кг/м^3$

Количество бетона: 30,51 х 2500 = 76275 кг = 76,3 т.

Общий вес плиты: 76,3 + 2,76 = 79,06 т.

2.3 Расчет кессонной плиты перекрытия с учетом нелинейных свойств бетона

Нелинейность бетона учитывается путем уменьшения модуля упругости для конечных элементов, в которых действует растягивающая сила. Этот модуль устанавливается из условия, что элемент треснул.

Жесткость конечного элемента до появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда напряжения в бетоне меньше временного сопротивления растяжению и растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном совместно:

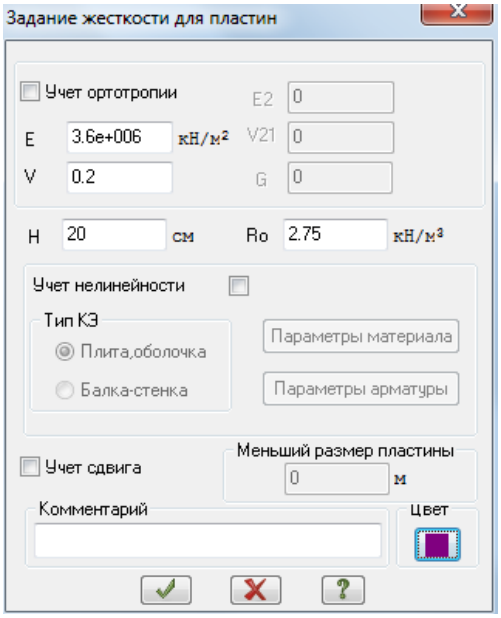
$D_1 = A_b E_b = 0{,}5 \cdot 0{,}055 \cdot 36 \cdot 10^3 = 990$ МН

Жесткость конечного элемента после появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда растягивающие усилия в местах, где образовались трещины, воспринимаются арматурой и участком бетона над трещиной, а на участках между трещинами – арматурой и бетоном совместно:

$D_2 = A_s E_s \psi_s = 6{,}28 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 0{,}85 = 107$ МН

$D_1 / D_2 = 990 / 107 = 9{,}25 \approx 10$

Таким образом, жесткость элемента после образования трещин уменьшилась в 10 раз. Следовательно, модуль упругости растянутых конечных элементов, в которых напряжения больше расчетного сопротивления, тоже уменьшился в 10 раз.



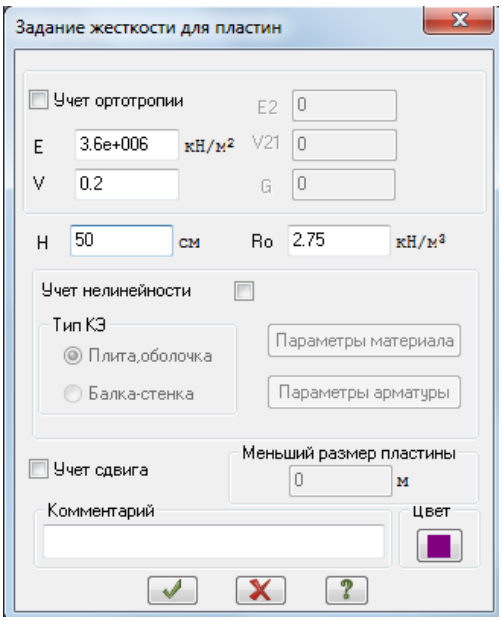
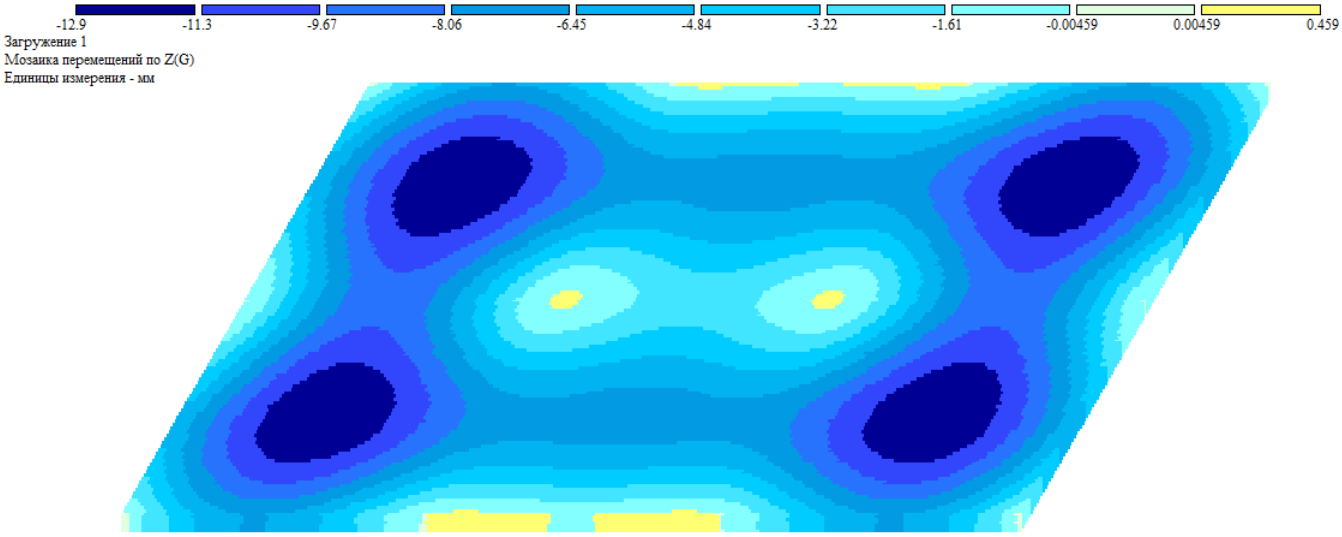


Рисунок 35 – Жесткостные характеристики с учетом нелинейности

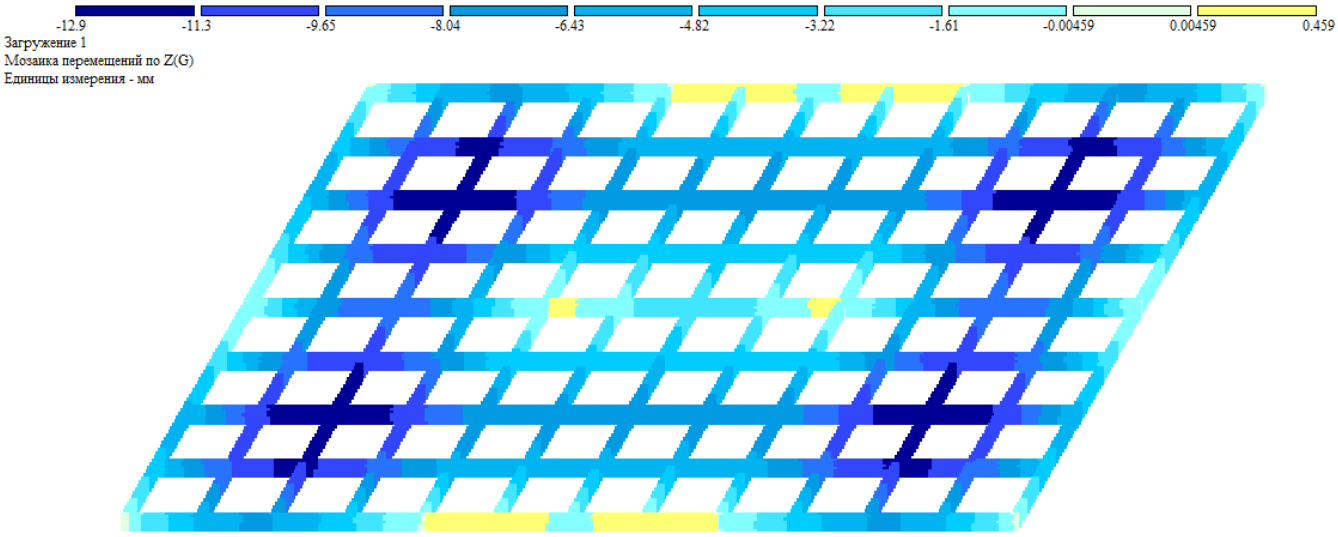
Расчетная модель и нагрузка на плиту аналогична модели в упругой стадии.

2.3.1 Анализ расчета кессонной плиты с учетом нелинейных свойств бетона

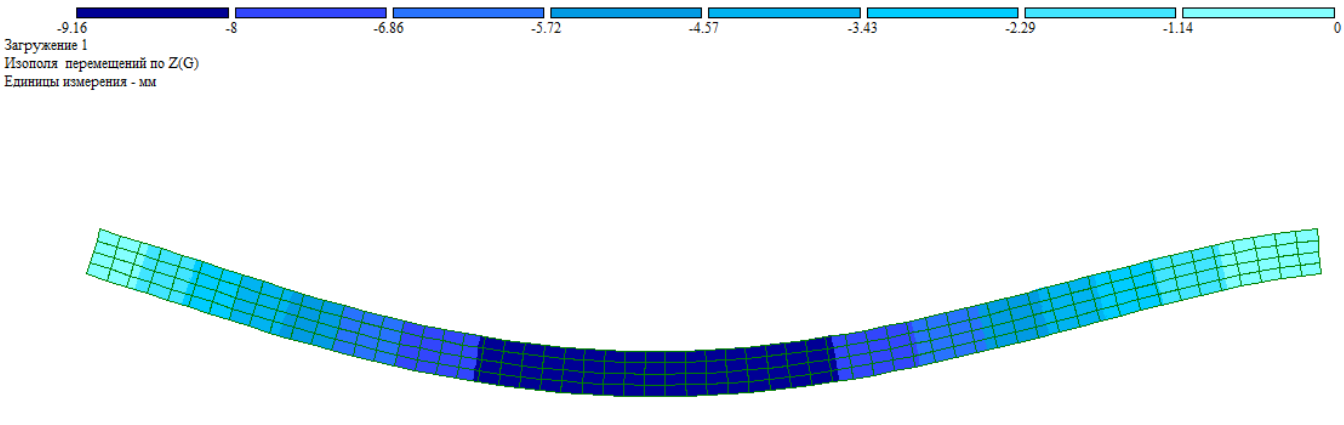
а)



б)



в)



г)

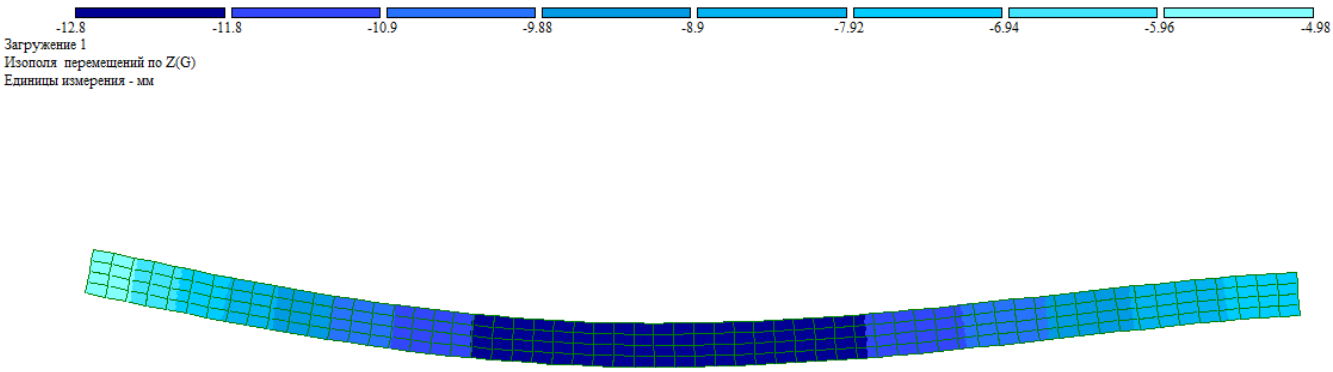


Рисунок 36 – Перемещения по Z: а) кессонной плиты, б) ребер плиты, в) балки Б1, г) балки Б2

Перемещения при нелинейном расчете больше, чем перемещения при упругом расчете в 1,34 раза.

Максимальный прогиб плиты $f_{max} = 12{,}9$ мм.

Предельный прогиб плиты: $f_u = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30$ мм

$f_{max} < f_u$.

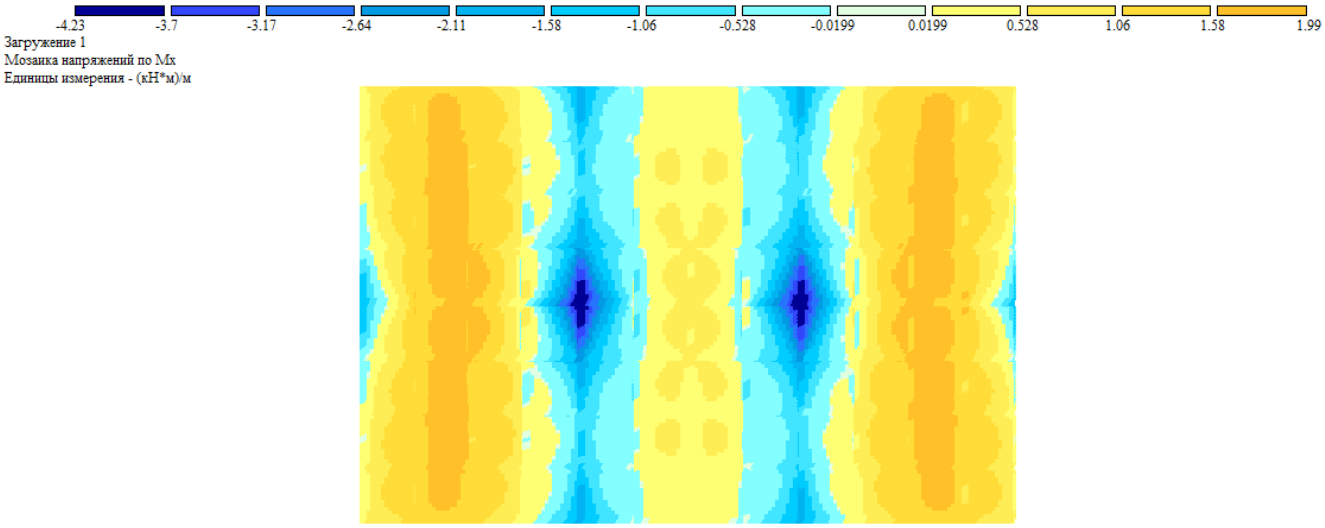


Рисунок 37 – Изгибающий момент Mx кессонной плиты

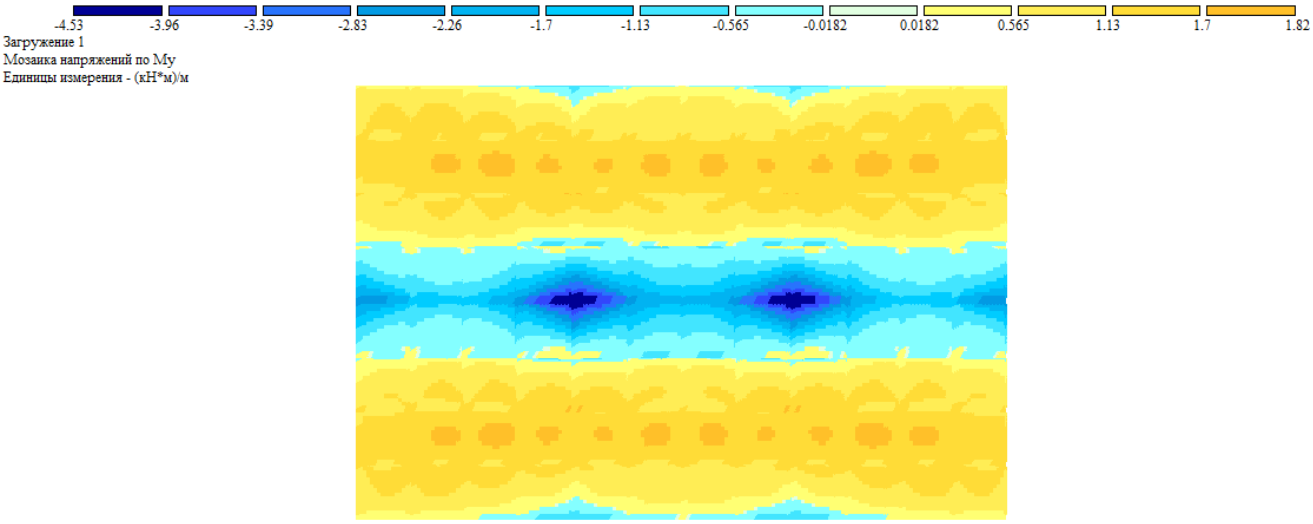
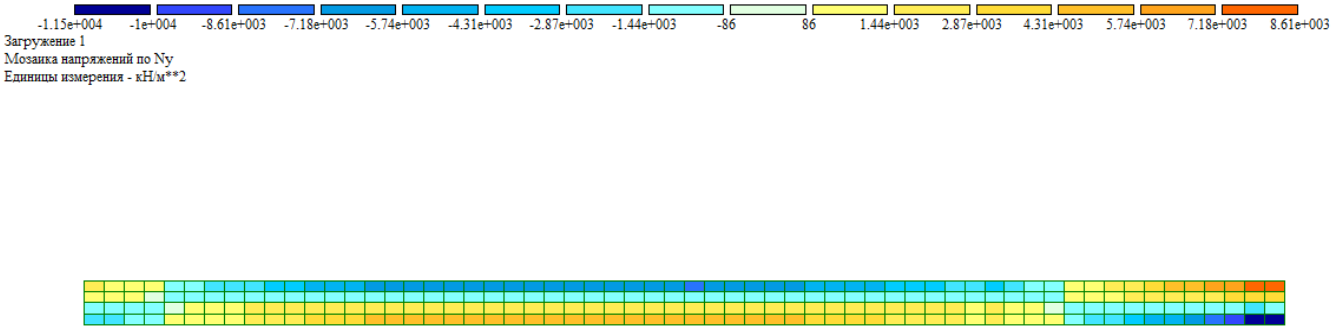


Рисунок 38 – Изгибающий момент My кессонной плиты

а)



б)

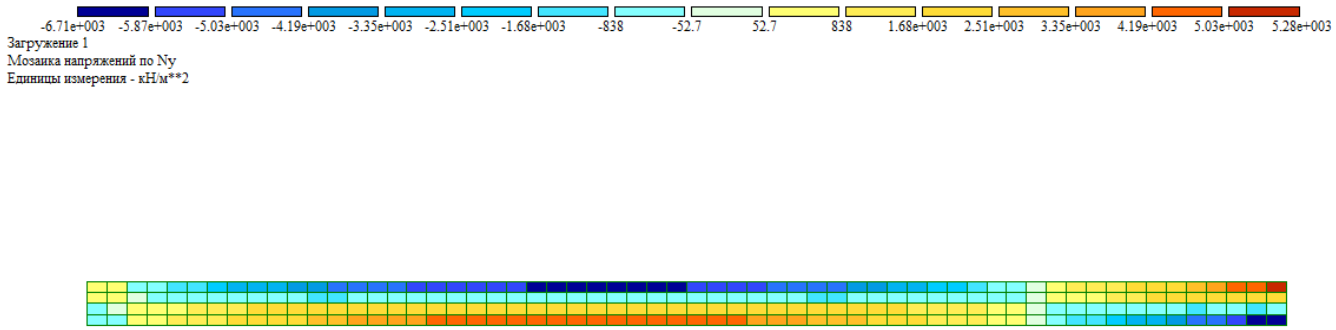
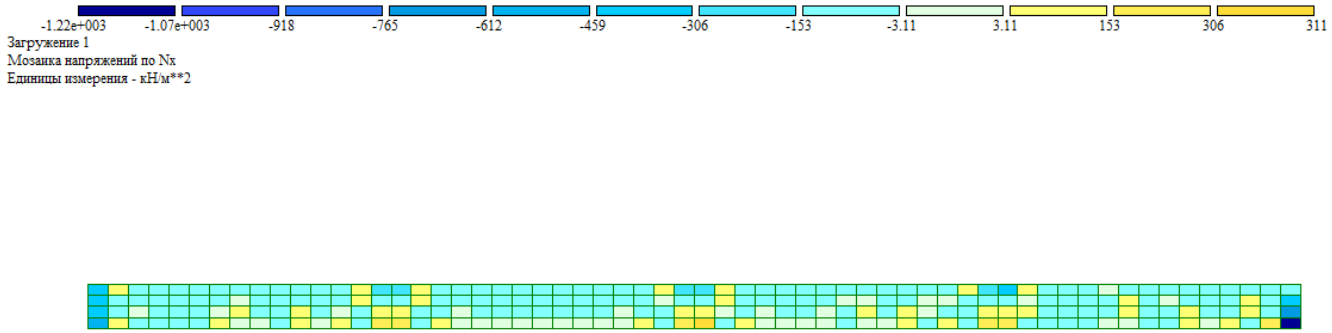


Рисунок 39 – Распределение норальных напряжений Ny в элементах:

а) ребра Б1, б) ребра Б2

а)



б)

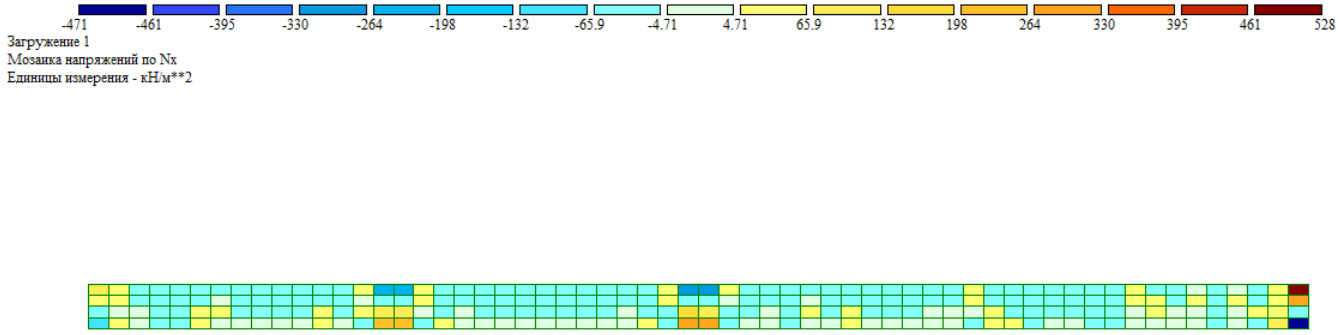


Рисунок 40 – Распределение норальных напряжений Nx в элементах:

а) ребра Б1, б) ребра Б2

2.3.3 Армирование кессонной плиты перекрытия с учетом нелинейных свойств бетона

Армирование кессонной плиты перекрытия осуществляется аналогично армированию плиты при упругом расчете по нормальным растягивающим напряжениям.

Максимальное растягивающее напряжение элементов в растянутой нижней зоне главной балки (в пролете) вдоль оси Y составляет 5274кН/м^2 и 1956кН/м^2. Соответственно максимальное значение требуемой арматуры составляет 4,08см^2 и 1,51 см^2. Принимаем арматуру 2Ø18 и 2Ø10.

Максимальное растягивающее напряжение элементов в растянутой верхней зоне главной балки (на опоре) вдоль оси Y составляет 8603кН/м^2 и 1769кН/м^2. Значение требуемой арматуры составляет 6,66см^2 и 1,37см^2. Принимаем арматуру 2Ø22 и 2Ø10.

Поперечную арматуру главной балки принимаем Ø6 с шагом 150 мм в пролете и с шагом 100 мм на опоре.

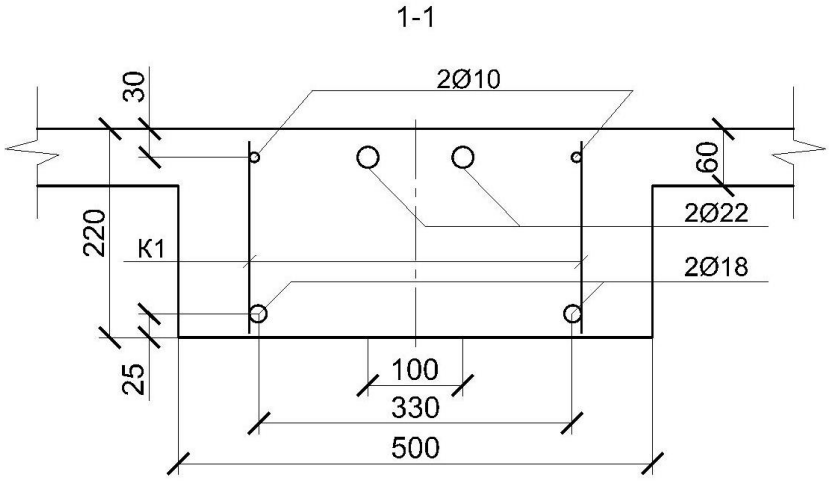
Максимальное растягивающее напряжение элементов в растянутой нижней зоне второстепенной балки (в пролете) вдоль оси Y составляет 5852кН/м^2. Соответственно максимальное значение требуемой арматуры составляет 4,5см^2. Принимаем арматуру 2Ø18.

Максимальное растягивающее напряжение элементов в растянутой верхней зоне второстепенной балки (на опоре) вдоль оси Y составляет 6420кН/м^2. Соответственно максимальное значение требуемой арматуры составляет 4,9см^2. Принимаем арматуру 2Ø18.

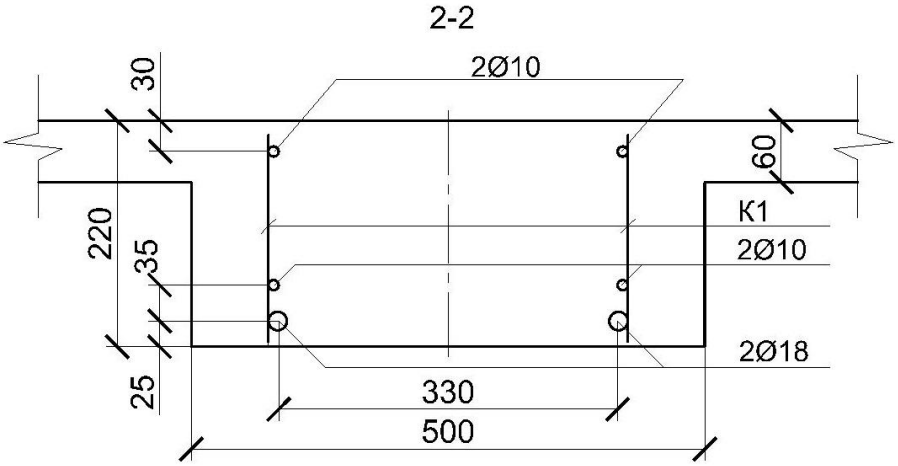
Значение требуемой арматуры в плите составляет 0,85см^2/п.м. Следовательно, принимаем рабочие стержни сварных сеток Ø6 с шагом 200мм.

Эскизы армирование конструкций представлены ниже.

а)



б)



в)

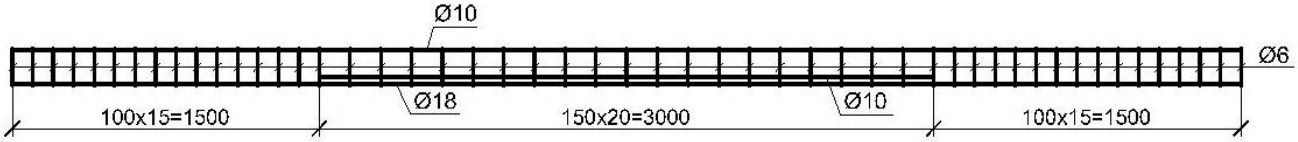


Рисунок 41 – Армирование главной балки: а) разрез на опоре, б) разрез в пролете, в) каркас К1

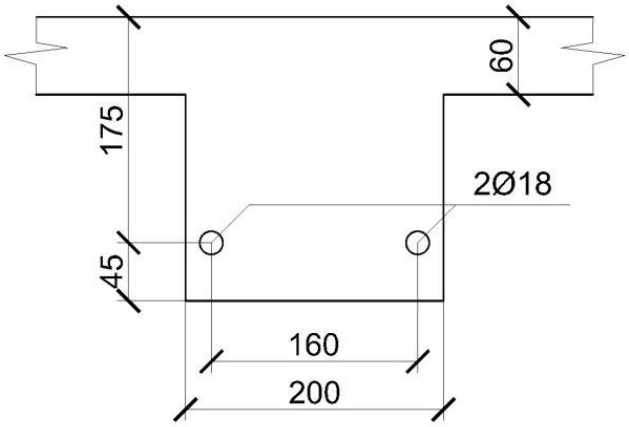


Рисунок 42 – Арматура второстепенной балки

Таблица 3 – Расход арматуры на кессонную плиту перекрытия

Диаметр арматуры, мм	Длина стержня, м	Кол-во стержней, шт	Вес 1м, кг	Общий вес, кг
Ø18	6	34	2,000	408,00
Ø10	6	34	0,617	125,87
Ø22	1,5	34	2,980	151,98
Ø10	3	34	0,617	62,93
Ø18	6	72	2,000	864,00
Ø18	1,5	72	2,000	216,00
Ø6	0,18	1700	0,222	67,93
Ø6	18	60	0,222	239,76
Ø6	12	90	0,222	239,76
			Расход арматуры:	2229,35

Расход бетона: 30,51 $м^3$

Вес бетона: 2500 $кг/м^3$

Количество бетона: 30,51 х 2500 = 76275 кг = 76,3 т.

Общий вес плиты: 76,3 + 2,23 = 78,53 т.

3. ОБЩИЕ ВЫВОДЫ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ РАБОТЫ

В результате сравнительного анализа сплошной монолитной плиты перекрытия и кессонной плиты перекрытия можно заключить, что применение последних при реконструкции и возведении новых зданий позволяет:

1. Снизить расход бетона на 40% по сравнению с традиционными балочными и безбалочными монолитными железобетонными перекрытиями;

2. Обеспечить гибкость в выборе архитектурно-планировочных решений зданий и сооружений, как в плане, так и по высоте;

3. Выполнять перекрытия с сеткой вертикальных несущих элементов (стен и колонн) от 6х6 до 34х34м;

4. При сопоставимом расходе материалов с балочными и безбалочными (плоскими) монолитными перекрытиями увеличить несущую способность перекрытий.

5. Снизить толщину перекрытия в 1,5-2,2 раза по сравнению с традиционной балочной схемой.

6. За счет уменьшения собственного веса перекрытия уменьшить нагрузки на вертикальные несущие элементы, а также фундаменты и основание;

7. Данная конструкция перекрытия более устойчива к сейсмическим нагрузкам, а также имеет преимущества по сравнению с балочными конструкциями в условиях прогрессирующего обрушения;

8. Возводить здания с пролетами более 6м в сейсмоопасных районах;

9. Сократить срок возведения зданий и сооружений за счет меньшего кол-ва вертикальных несущих элементов и за счет более быстрого оборота опалубки перекрытий.

Сравнительный анализ расчета монолитной кессонной плиты перекрытия в упругой и нелинейной стадии показал: нелинейный расчет дает экономию арматуры в 20% по сравнению с упругим расчетом.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Таким образом, нужно отметить, что применение монолитных кессонных плит перекрытия в гражданском строительстве имеет положительные перспективы для развития, а также ряд преимуществ по сравнению со сплошными плитами перекрытия. Кроме того, учет нелинейности бетона при расчете кессонных плит перекрытия позволяет в разы уменьшить расход арматуры относительно упругого расчета.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции – М.: Стройиздат, 1988. – 156 с.
2. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры – М.: Стройиздат, 2004. – 84 с.
3. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 – М.: Стройиздат, 2012. – 156 с.
4. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*, М., 2016.
5. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов – М.: Стройиздат, 1991– 767 с.
6. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для строит. спец. вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин; Под ред. В. М. Бондаренко. Изд. 3, исправл. – М.: Высш. шк., 2004. – 876 с.: ил.
7. Боровских, А.В. Расчеты железобетонных конструкций по предельным состояниям и предельному равновесию: Учебное пособие / А.В. Боровских. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004 – 320 с.
8. Блохина, Н.С. Проблема учета физической нелинейности при расчете строительных конструкций / Н.С. Блохина // Вестник МГСУ, 200 – №6, – с 384-387
9. Городецкий, Д.А. Программный комплекс ЛИРА – САПР 2013. Учебное пособие / Городецкий Д.А., Барабаш М.С. Водопьянов Р.Ю. и др. – М. 2013
10. Градобоев, А.В. Расчет плосконапряженных железобетонных конструкций методом конечных элементов с учетом специфических свойств железобетона / А.В. Градобоев // Безопасность и живучесть технических систем, 2009 – 7 с.

11. Грушевский, Г.М. Железобетонные конструкции: учебное пособие / Г.М. Грушевский, О.О.Иваев, С.К.Романов – Н.Новгород, 2006 – 88 с.
12. Карякин, А.А. Расчет железобетонных балок методом конечных элементов с учетом пластичности бетона, образования трещин, дискретного расположения арматуры и ее сцепления с бетоном / А.А. Карякин. – Челябинск, 1978. – 289 с
13. Клованич, С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона: Учебное пособие / С.Ф.Клованич, И.Н. Мироненко – Одесса, 2007 – 111 с.
14. Коваленко, Г.В. Учет физической нелинейности железобетона при оценке изменения изгибной жесткости конструкций со смешанным армированием / Системы. Методы. Технологии – 2009 – №4 – с 63-67
15. Кувалдин, А.Н. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебное пособие / А.Н.Кувалдин, Г.С.Клевцова – М.: Стройиздат, 1976 – 288 с.
16. Мандриков, А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебное пособие / А.П. Мандриков – М.: Стройиздат, 1989 – 506 с.
17. Тихонов, И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий / И.Н.Тихонов – М. 2007 – 168 с.
18. Лоскутов, И.С. Монолитные железобетонные кессонные перекрытия: Учебное пособие / И.С. Лоскутов – М. 2015 – 73 с.
19. Рамазанова, Г.А. Учет нелинейности свойств материалов при расчете железобетонных конструкций / Научное сообщество студентов XXI столетия.