

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И
ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
(АО «ЦНИИПромзданий»)

На правах рукописи

Пекин Дмитрий Анатольевич

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОПОРНЫХ ЗОН МОНОЛИТНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ, УСИЛЕННЫХ
СКРЫТЫМИ МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ КАПИТЕЛЯМИ

Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание
учёной степени кандидата
технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Н. Н. Трёкин

Москва – 2016

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
В В Е Д Е Н И Е.....	5
Глава 1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ОПОРНЫХ ЗОН БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ. ОБОСНОВАНИЕ НАПРАВЛЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЯ	
1.1 Область применения.....	10
1.2 Описание конструктивного решения.....	11
1.3 Геометрические размеры скрытых металлических капителей.....	17
1.4 Техничко-экономическое обоснование.....	18
1.5 Состояние вопросов исследований скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях....	21
1.6 Цели и задачи исследования.....	26
В Ы В О Д Ы.....	28
Глава 2. АНАЛИЗ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОПОРНЫХ ЗОН БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ	
2.1 Формирование расчётной схемы.....	29
2.1.1 Расчётная схема на основе технической теории изгиба пластинок.....	30
2.1.2 Расчётная схема на основе объёмной задачи теории упругости.....	34
2.1.3 Расчётная схема на основе объёмной задачи теории прочности бетона.....	38
2.1.4 Сопоставление плоских и объёмных расчётных схем.....	42
2.2 Учёт нелинейной работы железобетона.....	49
2.3 Влияние деформированного состояния системы.....	53
2.4 Роль бетона, стальных листов и стержневой арматуры в опорной зоне безбалочного перекрытия.....	58
2.4.1 Учёт сцепления бетона и стальных листов.....	64
2.4.2 Оценка нагельного эффекта и концентрации напряжений вблизи отверстий стальных листов.....	66

2.4.3	Совместная работа бетона, стержневой арматуры и стальных листов.....	70
2.4.4	Влияние коррозии на работоспособность опорных зон....	73
2.5	Расчёт нормальных сечений опорных зон по прочности на изгиб.....	74
	В Ы В О Д Ы.....	80
Глава 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОПОРНЫХ ЗОН БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ		
3.1	Общая характеристика испытанных фрагментов плит.....	82
3.2	Изготовление элементов, материалы, программное обеспечение.....	89
3.3	Конструктивное исполнение фрагментов плит.....	91
3.4	Системы нагружения и измерений.....	93
3.5	Изменение состояния фрагментов плит под нагрузкой....	98
3.5.1	Металлическая капитель 1 (МК-1), модель 1 (М1).....	102
3.5.2	Фрагмент плиты перекрытия 1 (ФПП-1), модель 2 (М2)...	103
3.5.3	Фрагмент плиты перекрытия 2 (ФПП-2), модель 3 (М3)...	105
3.5.4	Фрагмент плиты перекрытия 3 (ФПП-3), модель 4 (М4)...	107
3.5.5	Фрагмент плиты перекрытия 4 (ФПП-4), модель 5 (М5)...	109
3.5.6	Фрагмент плиты перекрытия 5 (ФПП-5), модель 6 (М6)...	111
3.5.7	Фрагмент плиты перекрытия 6 (ФПП-6), модель 7 (М7)...	113
3.6	Характер развития трещин в опорных зонах.....	115
	В Ы В О Д Ы.....	117
Глава 4. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ОПОРНЫХ ЗОН БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ		
4.1	Обработка результатов измерений.....	119
4.2	Особенности прогибов, образования и раскрытия трещин.....	122

4.3	Особенности распределения напряжений в элементах.....	129
4.4	Сравнение физических и математических моделей.....	135
4.5	Оценка по первой группе предельных состояний.....	138
4.6	Оценка по второй группе предельных состояний.....	145
4.7	Рекомендации по расчёту и проектированию опорных зон безбалочных перекрытий.....	147
	В Ы В О Д Ы	151
Глава 5.	ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ	
5.1	Область применения конструктивного решения.....	152
5.2	Технико-экономический анализ.....	157
	В Ы В О Д Ы	161
	З А К Л Ю Ч Е Н И Е	162
	Л И Т Е Р А Т У Р А	164
	Приложение А. Документы о внедрении и достигнутом экономическом эффекте.....	175
	Приложение Б. Изополя перемещений и нормальных напряжений в расчётных схемах 1...7 (РС1...РС7).....	178
	Приложение В. Изополя перемещений и нормальных напряжений в расчётных схемах 81...83 (РС81...РС83).....	225

ВВЕДЕНИЕ

При строительстве многоэтажных жилых и общественных зданий наибольшее распространение получили монолитные железобетонные безбалочные перекрытия. К основным достоинствам безбалочных перекрытий можно отнести сравнительно небольшую высоту поперечных сечений, что позволяет сократить общую высоту здания, а следовательно и расход материалов, эстетичные гладкие потолки, которые способствуют эффективному использованию внутреннего пространства.

В работе рассмотрено новое конструктивное решение [32] опорных зон безбалочных перекрытий и фундаментных плит. Большая часть этих конструкций выполняется с использованием традиционных конструктивных решений, которые многократно апробированы на практике [16-21]. Но с появлением новых задач, таких как, большепролётные безбалочные конструкции, тонкие фундаментные плиты многоэтажных жилых и общественных зданий и других, традиционные решения приводят к противоречию между технологией устройства монолитных железобетонных конструкций и результатами проектирования. А именно к невозможности выполнения качественного бетонирования опорных зон плитных конструкций в местах их сопряжения с вертикальными конструкциями (колоннами, пилонами и стенами) в связи с перенасыщением арматурой.

Решением данной проблемы может служить устройство подколонников, вутов и других конструктивных элементов. Классические конструктивные решения [16-21] по устройству вышеперечисленных конструктивных элементов приводят к увеличению трудоёмкости монтажа и сроков строительства. Поэтому в практике нашли своё применение конструктивные решения с жёсткой арматурой [22-28], устанавливаемой в опорные зоны безбалочных перекрытий. Большое количество сварных швов арматуры с полками двутавров или швеллеров увеличивают трудоёмкость, требуют высокой квалификации персонала и постоянного контроля со стороны ИТР. В этой связи поиск технологичного конструктивного решения, упрощающего монтажные работы и позволяющего гарантировать надёжность конструкции в целом, является обоснованным.

Конструктивное решение по устройству скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях, предлагаемое автором, основывается на создании перекрёстной ортогональной решётки из вертикально размещаемых стальных листов на всю высоту сечения с предварительно сделанными отверстиями под арматуру. Стальные листы имеют также предварительно сделанные прорезы на половину высоты сечения для соединения между собой. Таким образом, перед бетонированием получается ортогональная пространственная металлическая решётка. Использование скрытых капителей исключает хрупкий механизм разрушения опорных зон, поскольку сдвигающее усилие воспринимается стальными листами, работающими совместно с бетоном и арматурой.

Актуальность проблемы. Повсеместное применение плитных монолитных железобетонных конструкций в различных зданиях и сооружениях приводит к необходимости дальнейшего совершенствования конструктивных решений с учётом технологических особенностей производства строительно-монтажных работ. К сожалению, в условиях строительной площадки не удаётся выполнять качественное бетонирование опорных зон безбалочных перекрытий, особенно когда они насыщены продольной и поперечной арматурой. Проектировщики зачастую не уделяют этой проблеме должного внимания. И поэтому гарантировать надёжный результат не всегда удаётся даже при соблюдении всех действующих нормативов по расстоянию в свету между арматурными стержнями. Определяющим фактором для использования любого конструктивного решения является технико-экономические показатели изготовления конструкции. В условиях рыночной экономики инвесторы, вкладывающие деньги в строительство, очень внимательно относятся к проблеме оптимизации строительных конструкций. Снижение расхода бетона и арматуры является актуальной проблемой при проектировании монолитных безбалочных перекрытий и фундаментных плит. Особенно остро это проблема встаёт при проектировании плит перекрытий больших пролётов с безригельным каркасом, фундаментных плит многоэтажных и высотных зданий, фундаментных плит малоэтажных зданий с большими пролётами и других конструкций широко применяющихся в настоя-

щее время при строительстве зданий и сооружений. Скрытые металлические капители в плитах перекрытий и фундаментных плитах редко применяются при проектировании железобетонных конструкций, поскольку эти решения не регламентируются нормами [1-12] и находятся на стыке различных направлений строительной науки. Защита подобных решений при получении согласований и прохождении экспертизы требует приложения больших усилий со стороны авторов проекта. Но экономический эффект на стадии изготовления конструкции оправдывает затрачиваемое время и финансовые ресурсы. В этой связи возникает необходимость создания инженерной методики расчёта безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, определения области применения, поиска оптимальных соотношений между расходом бетона, арматуры и листового проката.

Цель работы – разработка методики расчёта по прочности и трещиностойкости опорных зон монолитных безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями (решётками). Для реализации поставленной цели диссертационной работы требуют решения следующие задачи:

1 Анализ существующих конструктивных решений опорных зон монолитных безбалочных перекрытий и разработка альтернативного варианта конструкции с использованием скрытой металлической капители (решётки).

2 Теоретическое исследование напряжённо-деформированного состояния опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями (решётками).

3 Экспериментальные исследования напряжённо-деформированного состояния опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями.

4 Разработка методики расчёта по прочности и трещиностойкости опорных зон монолитных безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, на основе анализа результатов экспериментов.

5 Определение области рационального применения рассматриваемого конструктивного решения.

Автор защищает.

1 Конструкцию скрытых металлических капителей безбалочных перекрытий, применяемую при разных пролётах и нагрузках.

2 Результаты анализа численных исследований на основе сравнения различных теорий расчёта безбалочных перекрытий.

3 Распределение внутренних напряжений и деформаций, образование и раскрытие трещин, выявленные в результате натурных исследований образцов опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, на кратковременное действие нагрузки.

4 Методику расчёта опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями.

5 Целесообразность применения скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях.

Научную новизну составляют.

1 Результаты численных исследований, характеризующие влияние скрытых металлических капителей на напряжённо-деформированное состояние опорных зон безбалочных перекрытий.

2 Выявленный эффект снижения изгибных составляющих внутренних усилий опорных зон безбалочных перекрытий при решении объёмной задачи теории упругости и последующего вычисления фактических изгибающих моментов на основе нормальных напряжений.

3 Результаты экспериментальных исследований прочности, деформативности и трещиностойкости опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями (решётками), подтвердившие справедливость расчётных предпосылок.

4 Методика расчёта опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, по прочности и трещиностойкости.

Практическую ценность работы представляет усовершенствованная конструкция опорных зон безбалочных перекрытий и фундаментных плит с использованием скрытых металлических капителей, повышающих прочность на

продавливание и изгиб. Показана экономическая эффективность предложенного конструктивного решения на примере монолитной железобетонной фундаментной плиты 16-ти этажного жилого дома с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Наличная д. 3а, стр. 1. В первоначальном проекте толщина фундаментной плиты под жилой частью здания составляла 1000 мм, толщина фундаментной плиты в подземной автостоянке – 600 мм. В связи с существенным различием в этажности здания между жилой частью и подземной автостоянкой, выступающей за пятно застройки, фундаментная плита была разделена деформационным швом. В сравнении с первоначальным традиционным конструктивным решением фундаментной плиты показатели по общему расходу металла (листового проката и арматурной стали) уменьшились на 30%, а толщины фундаментных плит сократились до 500 и 450 мм под жилую часть и подземную автостоянку, соответственно. Задача по оптимизации была успешно решена с помощью нового конструктивного решения по устройству скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях. Оригинальность подтверждается патентом на полезную модель №73891, заявка №2006133624, приоритет 20 сентября 2006 г., авторы Пекин Д. А., Мочалов А. Л. На основе проведённых исследований получена близкая к реальности картина распределения составляющих внутренних напряжений (смятие, сдвиг и изгиб) в опорных зонах плитных конструкций, усиленных скрытыми металлическими капителями. Данное конструктивное решение позволяет более эффективно использовать физико-механические свойства строительных материалов, сделать конструкции более технологичными и самое главное более прогнозируемыми, поскольку снижается влияние качества бетонной смеси в опорной зоне на надёжность и эксплуатационную пригодность конструкции. Создание предпосылок для отражения установленных результатов исследований в строительных нормах приведёт к сокращению материалоёмкости строительных конструкций изготавливаемых как в условиях строительной площадки, так и в перспективе на заводах сборных железобетонных конструкций.

Глава 1

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ОПОРНЫХ ЗОН БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ. ОБОСНОВАНИЕ НАПРАВЛЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Область применения

Конструктивное решение по устройству скрытых металлических капителей было найдено в процессе оптимизации традиционного конструктивного решения ребристых плит перекрытий каркаса здания с пролётами 9х9 м, спроектированных в виде монолитной балочной клетки с главными и второстепенными балками, на безбалочные перекрытия постоянной толщины с организованными однонаправленными пустотами. При одинаковой материалоемкости безбалочные перекрытия с устройством скрытых металлических капителей получились более технологичными и удобными в монтаже, кроме того, общая толщина перекрытия сократилась более чем в два раза с 600 до 300 мм. Следующим примером успешного применения скрытых металлических капителей, может служить задача по оптимизации сплошной монолитной железобетонной фундаментной плиты 16-ти этажного жилого дома с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Наличная. Толщина фундаментной плиты была уменьшена с 1000 до 500 мм. На данном этапе вопрос применения скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях каркасов зданий с небольшими пролётами от 3 до 6 м при относительно малых полезных и технологических нагрузках характерных для жилых зданий остаётся открытым. Возможно, что в данной области предлагаемое конструктивное решение по устройству скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях не будет столь эффективным и требуется проведение технико-экономического сравнения и дополнительных исследований.

Применение скрытых металлических капителей наиболее оправдано в безбалочных перекрытиях и фундаментных плитах, где толщина назначается в первую очередь из условий продавливания плиты в местах сопряжения с вертикальными конструктивными элементами (колоннами, пилонами). В свайных

ростверках и столбчатых фундаментах применение данного конструктивного решения также позволит уменьшить толщину конструкции. При проектировании большепролетных монолитных железобетонных безбалочных перекрытий с пролётами 8 и более метров с технологической нагрузкой более 1,0 тс/м² применение скрытых металлических капителей является наиболее обоснованным.

С выходом нового СП 31-114-2004 «Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах», в соответствии с п. 7.3.8, половину надпорной арматуры безбалочных плит перекрытий необходимо пропустить сквозь тело колонны или соединить с металлической обоймой, установленной в месте пересечения плиты и колонны. Данный пункт норм может быть успешно реализован при помощи предлагаемого конструктивного решения.

Возможно использование скрытых металлических капителей в кессонных перекрытиях, столбчатых и ленточных фундаментах, а также в силовых плитах пола по грунту в местах приложения значительных сосредоточенных нагрузок.

В целом конструктивное решение по устройству скрытых металлических капителей является достаточно универсальным для большинства плитных железобетонных конструкций и при проведении дополнительных исследований может быть обосновано.

1.2 Описание конструктивного решения

Конструктивное решение направлено на повышение несущей способности, трещиностойкости, жёсткости, надёжности, технологичности и эксплуатационной пригодности безбалочных перекрытий, а также позволяет снизить толщину конструкций и уменьшить расход материалов.

В опорных зонах безбалочных перекрытий и фундаментных плитах предусматривается устройство скрытых металлических капителей, образованных перекрёстным соединением стальных листов, размещаемых вертикально, с предварительно выполненными отверстиями под сжатую и растянутую продольную напрягаемую и/или ненапрягаемую арматуру, и прорезями на половину высоты

листа в каждом месте пересечения (рис. 1.1). Стальные листы (рис. 1.3, 1.4) заданной толщины, длины и высотой, равной толщине безбалочного перекрытия, в необходимом количестве (2, 4, 6, или более) устанавливается в каждом направлении армирования. Каждый лист имеет предварительно сделанные отверстия под арматуру в нижней и верхней зонах армирования и прорези на половину высоты элемента для перекрёстного соединения. Соединение листов выполняется при помощи сварки односторонними швами в сжатой зоне и двусторонними в растянутой, катетом шва равным наименьшей толщине соединяемых листов. После соединения листов в предварительно сделанные отверстия устанавливается арматура нижней и верхней зон армирования. В качестве арматуры может использоваться как предварительно напрягаемая арматура в виде стальных тросов, канатов, не имеющих сцепления с бетоном, так и обычная арматура периодического профиля или их сочетание.

Основным отличием предлагаемого конструктивного решения [32] от других вариантов с использованием жёсткой арматуры в виде двутавров, швеллеров или листового проката [26-31] является размещение стальных листов в сечении – металлическая решётка рассекает тело бетона на всю высоту элемента. На первый взгляд очевидно, что момент образования нормальных трещин в этом случае несколько снижается, и это является негативным фактором, но поскольку он в несколько раз ниже предельного изгибающего момента проектируемого поперечного сечения, то этим можно пренебречь при условии обеспечения совместной работы бетона, стальных листов и арматуры. К положительным факторам можно отнести следующие:

- повышение жёсткости, трещиностойкости, несущей способности на изгиб и продавливание за счёт размещения стальных листов на всю высоту поперечного сечения;
- повышение надёжности за счёт исключения механизма хрупкого разрушения и упругопластической работой в процессе нагружения, кроме того, арматура не может потерять проектное положение в процессе выполнения строительного-монтажных работ;

- повышение технологичности по сравнению с другими вариантами использования жёсткой арматуры связано с тем, что отсутствуют ответственные сварные соединения между стальными листами и арматурой, арматура устанавливается в предварительно выполненные отверстия большего диаметра и не требует фиксации.

Сущность конструктивного решения поясняется чертежами. На рис. 1.1, 1.2 показаны стальные листы, устанавливаемые в разных (ортогональных) направлениях армирования.

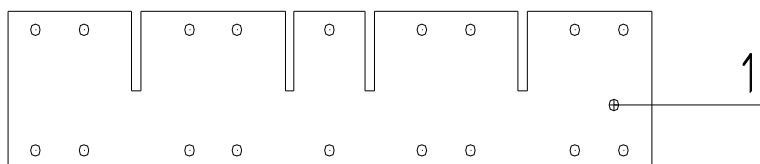


Рис. 1.1 – Стальные листы, устанавливаемые в одном направлении

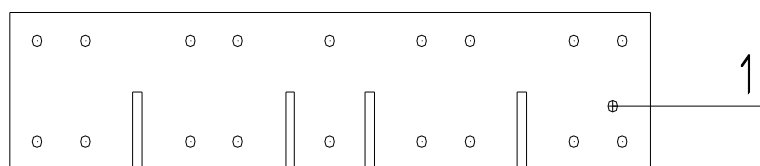


Рис. 1.2 – Стальные листы, устанавливаемые в другом направлении

На рис. 1.3 показан фрагмент плана сплошной монолитной железобетонной фундаментной плиты с устройством скрытой металлической капители. На рис. 1.4 показано сечение А-А, проходящее в области металлической капители. На рис. 1.5 показана фотография скрытой металлической капители в фундаментной плите в месте сопряжения с монолитной железобетонной колонной. На рис. 1.6 показана другая фотография скрытой металлической капители в фундаментной плите в месте сопряжения с монолитной железобетонной колонной и установленными в проектное положение арматурными выпусками.

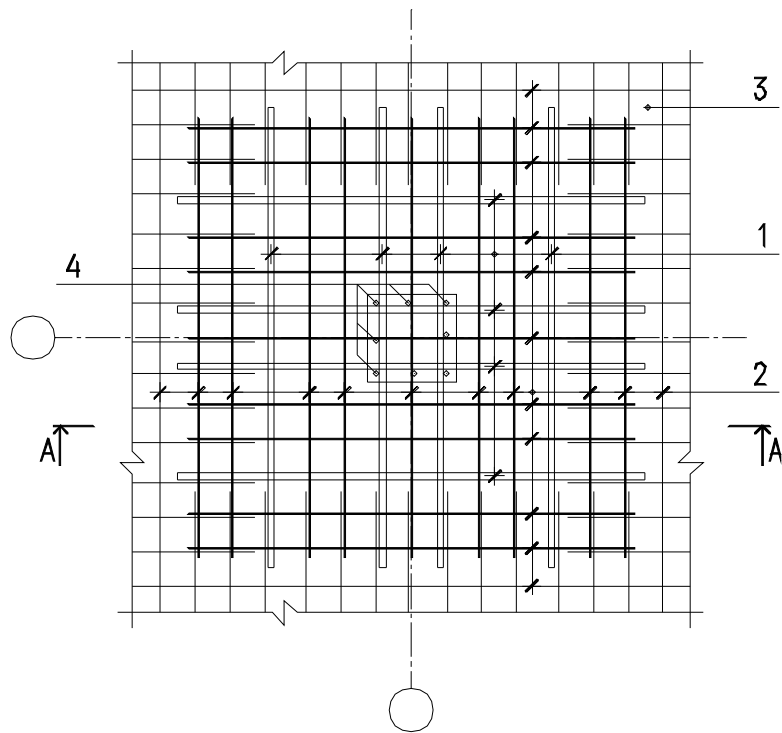


Рис. 1.3 – Фрагмент сплошной монолитной железобетонной фундаментной плиты с устройством скрытой металлической капители: 1 – стальные листы; 2 – арматура периодического профиля; 3 – бетон; 4 – арматура колонны.

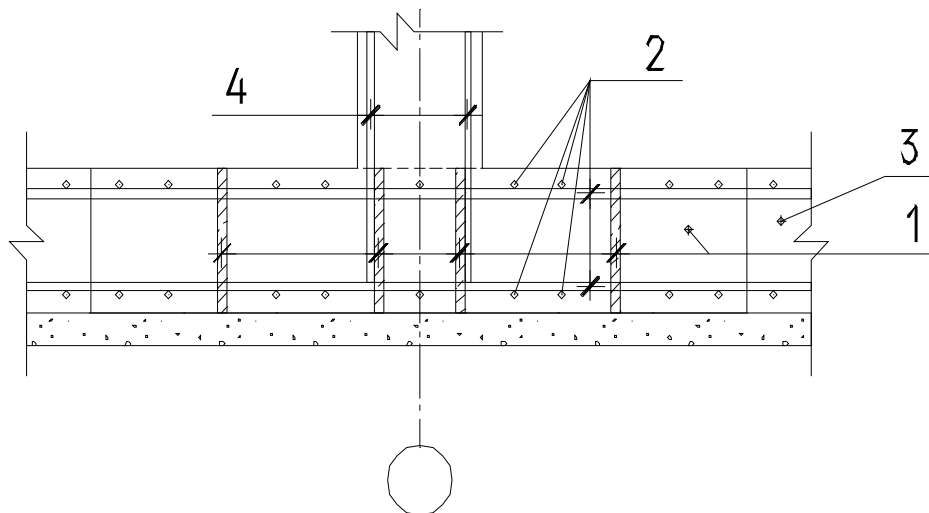


Рис. 1.4 – Сечение А-А: 1 – стальные листы; 2 – арматура периодического профиля; 3 – бетон; 4 – арматура колонны.



Рис. 1.5 – Фрагмент сплошной монолитной железобетонной фундаментной плиты



Рис. 1.6 – Фрагмент сплошной монолитной железобетонной фундаментной плиты

Узлы сопряжения безбалочных перекрытий, в которых устраиваются скрытые металлические капители, и вертикальных конструкций (колонн, пилонов, стен) могут обладать как рамными, так и шарнирными свойствами, в зависимости от способа прикрепления к вертикальным конструкциям. Если необходимо запроектировать рамный узел, то стальные листы (поз.1) необходимо соединить с арматурой колонн (поз.4) при помощи сварки, если шарнирный, то соединение выполняется только посредством бетона. Это позволяет гибко подходить к вопросам выбора оптимальной расчётной схемы.

Сдвиговые усилия в опорных зонах безбалочных перекрытий, в которых устраиваются скрытые металлические капители, воспринимаются стальными листами (поз.1). Растягивающие усилия от действующего изгибающего момента воспринимаются стальными листами (поз.1) и стержневой арматурой (поз.2). Сжимающие усилия воспринимаются стальными листами (поз.1), стержневой арматурой (поз.2) и бетоном (поз.3). Количество требуемых стальных листов и стержневой арматуры определяется из условий равновесия внешних сил и внутренних усилий в поперечном сечении.

Скрытые металлические капители могут изготавливаться как на заводе металлоконструкций, так и в построечных условиях. Отверстия в стальных листах (поз.1) могут выполняться как при помощи рассверловки, так и с использованием современной аппаратуры по резке металла. После устройства отверстий и прорезей в стальных листах (поз.1), выполняется сборка ортогональной перекрёстной решётки, соединение стальных листов между собой выполняется при помощи сварки односторонними швами в сжатой зоне и двусторонними в растянутой, катетом шва равным наименьшей толщине соединяемых элементов. Применяется как ручная дуговая сварка, так и полуавтоматическая. Соединение стальных листов (поз.1) может производиться как в проектном положении, так и вблизи от него. После устройства капители в проектное положение устанавливается сжатая и растянутая стержневая арматура (поз.2). Затем выполняется бетонирование, которое должно обязательно сопровождаться вибрированием бетонной смеси с использованием соответствующего оборудования.

За счёт совместной работы стальных листов (поз.1), арматуры (поз.2) и бетона (поз.3) можно значительно увеличить прочностные характеристики сечения при сдвиге и изгибе, решить проблему продавливания безбалочных перекрытий. Данный вариант смешанного армирования позволяет оптимальным образом использовать свойства строительных материалов – стальных листов (поз.1), арматуры (поз.2) и бетона (поз.3) и относится к новому типу железобетонных конструкций с обеспеченными прочностными свойствами. Устройство скрытых металлических капителей применимо в плитных железобетонных конструкциях любой толщины (тонкие, средней толщины, толстые). Значительный экономический эффект, связанный с уменьшением расхода бетона и общего расхода металла, достигается путём рационального использования положительных качеств напрягаемой и/или ненапрягаемой арматуры (поз.2) и стальных листов (поз.1) [32].

1.3 Геометрические размеры скрытых металлических капителей

При проектировании опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, габариты последних в плане назначаются из расчёта на продавливание по формуле:

$$q_l \cdot l_x \cdot l_y \leq h \cdot R_{bt} \cdot u_m = 4 \cdot h \cdot R_{bt} \cdot (l_x + l_y) / \delta, \quad (1.1)$$

где $q_l = g + p$ – расчётная равномерно распределённая нагрузка;

l_x и l_y – длины пролётов; h – высота поперечного сечения;

$u_m = 4 \cdot (l_{0x} + l_{0y}) = 4 \cdot (l_x + l_y) / \delta$ – периметр основания параллелепипеда;

$\delta = l_x / l_{0x} = l_y / l_{0y}$ – коэффициент отношения длин пролёта и капители;

l_{0x} и l_{0y} – расстояния от опоры до границ капители в плане.

Требуемые габаритные размеры скрытых металлических капителей удобно определять с помощью коэффициента δ . Отношение длины пролёта в любом направлении l_x или l_y к коэффициенту δ является минимально возможным расстоянием от опоры до границы скрытой капители. При равных пролётах $l_x = l_y = l$ и $l_{0x} = l_{0y} = l_0$ неравенство (1.1) преобразуется к виду:

$$\delta = \frac{l_x}{l_{0x}} = \frac{l_y}{l_{0y}} = \frac{l}{l_0} \leq \frac{4 \cdot h \cdot R_{bt} \cdot (l_x + l_y)}{l_x \cdot l_y \cdot q_I} = \frac{8 \cdot h \cdot R_{bt}}{l \cdot q_I}. \quad (1.2)$$

Толщина стальных листов определяется путём расчёта на срез элементов решётки по границе сопряжения колонны с капителью без учёта несущей способности бетона по формуле:

$$q_I \cdot l_x \cdot l_y \leq n_{rs} \cdot t_r \cdot h \cdot R_{ys}, \quad (1.3)$$

где $n_{rs} = 8$ – количество поверхностей среза (для центрального участка);

t_r – толщина стальных листов; $R_{ys} = 0,58R_y$ – прочность стали на срез;

R_y – сопротивление стали по пределу текучести.

Неравенство (1.3) при равных пролётах $l_x = l_y = l$ преобразуется к виду:

$$t_r \geq \frac{q_I \cdot l^2}{4,64 \cdot h \cdot R_y}. \quad (1.4)$$

Несущей способностью арматуры периодического профиля на срез необходимо пренебречь в запас потому, что благодаря стержням осуществляется дополнительная передача продавливающей силы F на стальные листы, удалённые от вертикальных несущих элементов. Количество стальных листов в большей степени диктуется способностью перераспределять (выравнивать) пиковые значения внутренних усилий (изгибающих моментов) на большую площадь и исключить хрупкий механизм разрушения опорной зоны безбалочного перекрытия в области сопряжения с колоннами.

1.4 Технико-экономическое обоснование

В связи с изменившимися условиями приобретения конструкционных материалов (бетона, арматурного, листового и фасонного проката) на строительном рынке и колебаниями цен, появляется необходимость экономить те или иные строительные материалы в отдельный момент времени.

Основное влияние на технико-экономические показатели конструкции оказывают следующие факторы:

- общая площадь безбалочного перекрытия;

- этажность здания и нагрузки, передающиеся на плитные конструкции;
- геологическое строение площадки строительства при проектировании фундаментов зданий и сооружений;
- ограничение строительной высоты безбалочных перекрытий при проектировании плит перекрытий;
- возможность ускорения процесса строительного-монтажных работ;
- строительный материал, расход, которого необходимо минимизировать;
- возможность поставки на площадку качественной бетонной смеси;
- ограничения, связанные с возможностью качественного бетонирования опорных зон безбалочных перекрытий.

Опыт показывает, что при проектировании монолитных железобетонных фундаментных плит большой площади (несколько тысяч квадратных метров) сокращение толщины плиты, при сохранении общего расхода стали, приводит к значительному экономическому эффекту. Например, при проектировании фундаментной плиты площадью 10,5 тыс. м² многофункционального комплекса «Центр семейного досуга» по адресу: г. Москва, ул. Азовская д. 28В применение металлических капителей позволило сократить толщину плиты с 600 до 400 мм, сохранив общий расход стали, что привело к экономии 25 млн. руб.

Технико-экономический анализ фундаментных плит толщиной 600, 800 и 1000 мм площадью 698 м² жилой части 25-ти этажного дома с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, Измайловский бул., вл. 50 (точечная застройка на малой площади) показал, что оптимальная толщина фундаментной плиты составляет 800 мм при условии обеспечения специальных конструктивных мероприятий (устройства под колоннами и стенами скрытых металлических капителей). В силу возможного наложения на заказчика штрафных санкций при срыве сроков строительства и ограничении времени для корректировки проекта фундаментной плиты и прохождения повторных согласований в экспертизе, им было принято решение оставить проект без изменений. Толщина фундаментной плиты по проекту составляла 1500 мм при практически одинаковом расходе металла. Экономический эффект мог достигать 5,9 млн. руб.

Оптимальным решением в случае необходимости ускорения процесса строительно-монтажных работ по устройству регулярных многоэтажных каркасов и уменьшения толщины плит перекрытий может служить применение сталежелезобетонного каркаса (патент на полезную модель №82726, заявка №2008130590, приоритет 24 июля 2008 г., автор Пекин Д.А.), использованного при строительстве торговой части многофункционального комплекса «Центр семейного досуга» по адресу г. Москва, ул. Азовская д. 28В и заимствующего предлагаемое решение по устройству металлических капителей. Конструктивное решение каркаса заключается в том, что вначале монтируется полный стальной каркас с сеткой колонн 9x8 м: колонны в виде двутавров, ригели коробчатого профиля в двух направлениях (один горизонтальный лист снизу и четыре вертикальных ребра с отверстиями под арматуру), по которым в одном направлении укладывается профилированный лист Н158-750-0.75, являющийся несъемной опалубкой, а затем после установки арматуры в проектное положение выполняется бетонирование колонн, ригелей и перекрытий. Общая толщина перекрытий составила 290 мм. Узлы каркаса выполнены рамными, что позволило использовать рациональную расчётную схему. Расход бетона уменьшился по сравнению с традиционной монолитной железобетонной плитой толщиной 260-300 мм, поскольку приведённая толщина перекрытий составила 220 мм. Сократилась продолжительность строительно-монтажных работ, исключено климатическое влияние, поскольку все мокрые процессы выполняются внутри тёплого контура.

При строительстве высотных зданий в настоящее время есть примеры, когда чрезмерная толщина фундаментных плит и связанная с ней невозможность осуществления непрерывного и качественного бетонирования приводят к образованию сквозных трещин в конструкции.

Анализ результатов приводит к следующим выводам:

1 Применение рассматриваемого конструктивного решения в составе безбалочных перекрытий можно широко использовать в массовом строительстве общественных и промышленных зданий, автостоянок и гаражей;

2 С увеличением количества пролётов, этажности и общей площади безбалочных перекрытий технико-экономические показатели улучшаются.

3 При прочих равных условиях применение скрытых металлических капителей в фундаментных плитах является эффективным решением.

4 Применение безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, при пролётах более 8,0 м и расчётных нагрузках более 1,0 тс/м² является оправданным.

5 Использование безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, в жилых зданиях при пролётах менее 6,0 м и расчётных нагрузках менее 1,5 тс/м² требует дополнительных исследований.

1.5 Состояние вопросов исследований скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях

Широкое применение предлагаемого конструктивного решения по устройству скрытых металлических капителей может быть осуществлено, если законы распределения усилий и условия достижения предельных состояний будут определены с достаточной точностью и подтверждены результатами натурных испытаний. Другими словами, если созданный для проектировщика расчётный аппарат будет наилучшим образом характеризовать действительную работу конструкции.

На распределение внутренних усилий и достижение предельных состояний, особенно для плит перекрытий, которые относятся к типу «тонких плит», может оказать влияние нелинейная работа железобетона, деформированное состояние системы, совместная работа конструкции с податливым основанием и другие факторы [16-28].

В настоящее время методика расчёта безбалочных перекрытий, содержащих скрытые металлические капители, не регламентируется действующими строительными нормами [1-4]. Хотя достаточно часто встречаются проектные решения с устройством скрытых металлических капителей, образованных посредством пересечения швеллеров или двутавров [15, 20-31]. Известны кон-

структивные решения капителей в безбалочных перекрытиях выполняемых методом «подъёма перекрытий», которые также образованы посредством пересечения швеллеров или двутавров [26, 27].

За рубежом довольно подробно изучены вышеперечисленные конструктивные решения благодаря исследованиям учёных W. G. Corley и N. M. Hawkins, которые изложены в руководстве «Shearhead Reinforcement for Slabs» [26], опубликованном в журнале «American Concrete Institute» в октябре 1968 г., и в книге «Reinforced concrete engineering» под редакцией В. Bresler [27] и широко применяются при строительстве многопролётных безбалочных перекрытий.

В отечественной практике встречаются различные примеры [28-31] применения скрытых конструктивных элементов в безбалочных перекрытиях при строительстве безригельных каркасов зданий и сооружений, но широкого применения подобные конструктивные решения в настоящий момент не нашли в силу недостаточного теоретического и экспериментального обоснования. Кроме того, цели и принципиальные решения по существу не отличаются от известных ранее – армирование опорных зон по поперечной силе с помощью жёсткой или листовой арматуры, которая находится между арматурными сетками.

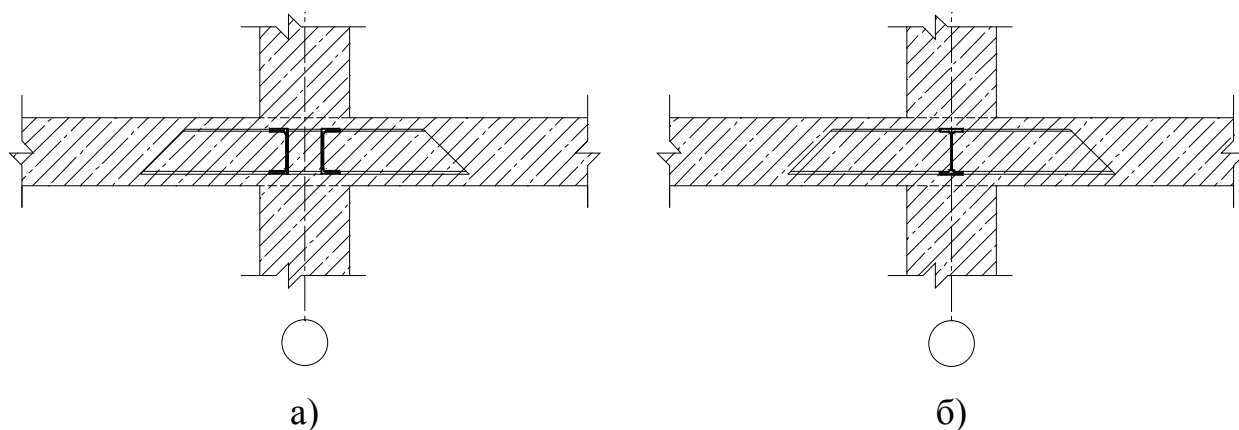


Рис. 1.7 – Опорная зона безбалочного перекрытия с жёсткой арматурой из швеллеров – а), из двутавров – б)

Существенное отличие предлагаемого конструктивного решения [32-36] от перечисленных выше состоит в том, что стальные листы перерезают тело бето-

на на всю высоту сечения. При этом совместная работа листов, арматуры и бетона достигается за счёт установки арматуры в отверстия стальных листов и благодаря напряжённому состоянию, кроме того, пространственная металлическая решётка, меняет характер работы опорной зоны безбалочного перекрытия, сделав его более работоспособным. Также конструктивное решение позволяет технологически просто соединять арматуру с листами без сварки и расширить опорную зону, изменив механические свойства.

Строительные нормы [1, 11], разработанные в начале 80-х годов и основанные на многолетнем обобщении результатов практической и теоретической работы советских учёных, успешно и в полном объёме решали задачи по проектированию стержневых и панельных сборных железобетонных конструкций. Поскольку производство монолитных неразрезных безбалочных перекрытий составляло лишь малую долю от общего производства железобетонных конструкций, вопросам их проектирования не уделялось большого внимания. Следует отметить, что положения, заложенные в нормах [1, 11], и для безбалочных перекрытий, полностью отвечают требованиям первого и второго предельных состояний и обладают значительными запасами работоспособности, и в случае отсутствия проектных ошибок и соблюдения действующих норм по изготовлению [10], удовлетворяют современным требованиям эксплуатации. Новые строительные нормы [2-4, 12], к сожалению, в части проектирования безбалочных перекрытий вперёд не продвинулись. При выполнении сравнительных расчётов с учётом требований по ограничению ширины раскрытия трещин, общий расход продольной стержневой арматуры (сжатой и растянутой) по сравнению с [1, 11] увеличился (минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных изгибаемых элементах составляла 0,05% площади сечения бетона, в новых нормах [3] составляет уже 0,1%). Информация, изложенная во втором абзаце введения [3], не обязывает соблюдать требования данного нормативного документа, оставляя этот вопрос на усмотрение заказчика и проектной организации. Зная о наличии значительных запасов несущей способности в плитных железобетонных конструкциях проектируемых в соответствии с [1],

применение норм [3] для многих проектировщиков становится не оправданным в связи с необходимостью изучения нового материала, сопоставления информации, увеличением трудоёмкости и продолжительности расчётов, увеличением расхода арматуры.

В новых нормах [2], выпущенных взамен норм [1], содержатся только основные положения и общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям. В примерном перечне сводов правил, разрабатываемых в развитие [3] и указанных в Приложении В, плитным железобетонным конструкциям специального места не отведено, т. е. для их проектирования предлагается использовать нормы [3]. В общих положениях раздела 6 норм [3] изложены требования по расчёту бетонных и железобетонных конструкций, но ссылки на теории и методики, с помощью которых эти требования могут быть достигнуты, отсутствуют.

Очень важным аспектом, заложенным в нормы [1], является второй абзац пункта 1.11, который допускает не производить расчёт по раскрытию трещин и по деформациям, если на основании опытной проверки или практики применения железобетонных конструкций установлено, что раскрытие в них трещин не превышает допустимых значений и жёсткость конструкций в стадии эксплуатации достаточна. В новых нормах [3] в аналогичном пункте 4.2.2 этот абзац уже отсутствует. На основе опытных данных, полученных автором в процессе экспертизы и усиления ряда объектов жилищного строительства в г. Москве, можно утверждать, что тонкие, средней толщины и толстые плитные железобетонные конструкции, запроектированные в соответствии с первой группой предельных состояний, фактически удовлетворяют требованиям по раскрытию трещин и жёсткости. Конечно при условии отсутствия проектных ошибок и качественном изготовлении с соблюдением норм [10]. Более того, имеются примеры фундаментных плит средней толщины и толстых, в недавно построенных жилых зданиях, в которых количество продольной растянутой арматуры меньше, а иногда существенно меньше (в связи с проектными ошибками), требуе-

мой из прочностного расчёта, но фактическая ширина раскрытия трещин и жёсткость конструкции отвечают требованиям второго предельного состояния.

В этой связи существует острая потребность в дополнении действующих норм [3] необходимой информацией, характеризующей и гарантирующей безаварийную работу безбалочных перекрытий:

- классификация плит: тонкие, средней толщины, толстые;
- указание теорий (Кирхгофа-Лява, Тимошенко-Рейсснера-Миндлина, объёмная задача теории упругости и т. д. [32-49]) и соответствующих им практических методов расчёта для каждого класса безбалочных перекрытий;
- указания по определению приведённых (средних) значений изгибающих моментов M_x и M_y на опорах и в пролётах на основе данных, полученных из расчёта в упругой стадии и необходимых для подбора арматуры.

Сравнительно недавно были опубликованы нормы [4] в развитие норм [3], дополняющие общие требования и положения в части монолитных железобетонных конструкций. К сожалению, указанная в предыдущем абзаце информация необходимая для проведения расчётов и проектирования, содержится в них далеко не в полном объёме, а иногда противоречит гипотезам, используемым в теориях расчёта, например, ожидаемые прогибы при геометрически линейном расчёте (по недеформированной схеме) должны быть малы по сравнению с толщиной плиты. В разделе 6.2 «Требования к расчёту» пп. 6.2.4 - 6.2.7 на первой стадии расчёта предлагается учитывать нелинейные жёсткости (физическую нелинейность) железобетонных изгибаемых элементов путём умножения модуля упругости материала E_b на понижающий коэффициент: для плит перекрытий (покрытий) – 0,3 при отсутствии трещин или 0,2 – при наличии трещин. В последнем случае это приводит к увеличению прогибов (вертикальных перемещений) в 5 раз, что в свою очередь на большинстве примеров вызывает необходимость увеличивать толщину плит перекрытий для удовлетворения второй группы предельных состояний. При этом отношение прогибов к толщине плиты может достигать от 10 до 20%, что не позволяет игнорировать изменение в геометрии и вызывает необходимость при проверке равновесия использовать

деформированное состояние [37-49]. В противном случае изменение картины НДС не будет отражаться в итоговых результатах линейного расчёта. В нормах [4] отсутствуют указания по этой проблеме. Также не совсем понятно, каким образом определить точное местоположение возможной трещины, её направление и высоту для уточнения нелинейной жёсткости железобетонного элемента.

1.6 Цели и задачи исследования

Конструктивное решение [32-36] направлено на повышение несущей способности, трещиностойкости, жёсткости, надёжности, технологичности и эксплуатационной пригодности безбалочных перекрытий, а также позволяет снизить толщину безбалочных перекрытий.

Основой рассматриваемого конструктивного решения узла сопряжения безбалочных перекрытий с вертикальными конструктивными элементами является перекрёстная ортогональная решётка из вертикально размещаемых стальных листов с предварительно сделанными отверстиями под сжатую и растянутую продольную напрягаемую и/или ненапрягаемую арматуру. Бетон, укладываемый в полости пространственной металлической решётки, не даёт возможности стальным листам потерять устойчивость. Стальные листы работают совместно с бетоном и арматурой, воспринимают сдвигающее и изгибающее усилия, исключая хрупкий механизм разрушения опорных зон безбалочных перекрытий.

Отличительные особенности конструктивного решения и условия его работы, как в целом, так и отдельных элементов определяют факторы, от которых зависит несущая способность. При этом ограничимся исследованием основных параметров, оказывающих влияние на работоспособность конструкции. Цели и задачи можно сформулировать следующим образом:

- 1 Следует проверить работоспособность опорных зон сплошных безбалочных неразрезных многопролётных железобетонных плит перекрытий и покрытий с целью внедрения в массовое строительство и с учётом действительной работы отдельных элементов.

2 Необходимо выполнить количественную и качественную оценку влияния скрытых металлических капителей в опорных зонах безбалочных перекрытий. Определить картину распределения внутренних напряжений и деформативности конструкции.

3 Разработать инженерную методику расчёта опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями.

4 Следует показать, что закономерности в работе конструкции, выявленные в ходе исследований, могут быть распространены в широком диапазоне применения.

5 Необходимо определить принципы проектирования скрытых металлических капителей таким образом, чтобы появилась возможность оптимизировать конструкцию, как по расходу бетона, так и металла.

6 Следует показать, что достижение конструкцией предельных состояний достаточно надёжно прогнозируется расчётным аппаратом.

Учитывая многообразие факторов, определяющих работу конструкции, необходимо минимально идеализировать расчётные схемы в численном и натурном экспериментах, а также применить современные программно-вычислительные комплексы, далее ПК, для моделирования конструктивного решения. Выводы и рекомендации по результатам работы надлежит обосновать анализом численных и натуральных экспериментов, а также путём сопоставления различных расчётных схем.

ВЫВОДЫ

1 Новизна конструктивного решения по устройству скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях состоит в том, что стальные листы перерезают тело бетона на всю высоту сечения и технологически просто обеспечивают совместную работу арматуры, листов и бетона. Опорные зоны безбалочных перекрытий, в которых устраиваются скрытие капители [32], можно отнести к новому типу железобетонных конструкций.

2 Геометрические размеры скрытых капителей назначаются с учётом геометрии каркаса здания или сооружения и позволяют в наиболее ответственных местах увеличить работоспособность, трещиностойкость, надёжность и эксплуатационную пригодность конструкции в целом.

3 Техничко-экономический анализ показал целесообразность применения рассматриваемого конструктивного решения, как по расходу стали, так и по расходу бетона в сравнении с традиционными плитными железобетонными конструкциями.

4 Факторами, определяющими закономерности в распределении усилий в рассматриваемых опорных зонах безбалочных перекрытий, являются: совместная работа арматуры, бетона и стальных листов, влияние этих отдельных элементов конструкции друг на друга, особенности объёмного НДС бетона. При этом важным является не столько влияние каждого из них, сколько их взаимодействие. В такой постановке проблема наименее изучена и определена в качестве основной цели исследования.

5 Методическое решение задачи определено в сопоставлении различных математических (плоское и объёмное НДС) и физических моделей, описывающих и характеризующих действительную работу безбалочных перекрытий.

Глава 2

АНАЛИЗ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОПОРНЫХ ЗОН БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

2.1 Формирование расчётной схемы

В настоящее время существует большое количество отечественных и зарубежных «лёгких» ПК для расчёта безбалочных перекрытий – SCAD, ЛИРА, STARK, MicroFe и др. Большинство пользователей этих программных продуктов решает задачу по определению внутренних усилий в плитах на основе технической теории изгиба пластинок (теория Кирхгофа-Лява) [37-41] с использованием метода конечных элементов [56-58], далее МКЭ. Кроме того, для плит средней толщины имеется возможность использовать теорию Тимошенко-Рейсснера-Миндлина [42-44], которая допускает возможность поворота линейного элемента относительно деформированной срединной поверхности пластины и, тем самым, учитывает сдвиговые деформации.

Данные инструменты очень широко используются специалистами при проектировании плитных железобетонных конструкций и позволяют облегчить процесс расчёта [56, 57]. Учёт скрытых металлических капителей выполнить достаточно проблематично, поскольку не всегда удаётся разбить сетку конечных элементов, далее КЭ, в соответствии с шагом стальных листов. Кроме того, рассматриваемые опорные зоны безбалочных перекрытий содержат элементы различной топологии – пластинчатые и стержневые КЭ.

Также существует большое количество зарубежных «тяжёлых» ПК для расчёта большого спектра задач механики сплошной среды – ANSYS, ABAQUS, NASTRAN [59-63]. Использование этих программных продуктов для решения задач по определению НДС железобетонных конструкций носит единственный характер, в связи с высокой стоимостью лицензионного ПО и повышенным требованиям к аппаратным средствам.

При использовании вышеперечисленных ПК работу конструкции можно изучить более точно, решая объёмную задачу теории упругости [45-55]. В объёмной расчётной схеме бетон моделируется объёмными КЭ, стальные листы –

пластинчатыми (оболочечными) КЭ, а арматура – стержневыми КЭ. К сожалению, подобным образом смоделировать целиком плитную железобетонную конструкцию (например, фундаментную плиту каркаса здания большой протяжённости), в данный момент достаточно проблематично, поскольку резко возрастает размерность задачи, усложняется процесс моделирования и не хватает производительности ПЭВМ.

Поэтому процесс расчёта необходимо разделить на этапы:

- создание пространственной расчётной схемы здания или сооружения на основе стержневых и пластинчатых (оболочечных) КЭ, вычисление внутренних усилий, действующих в конструкциях;
- определение габаритов капителей, толщин стальных листов, диаметров арматуры на основе решения объёмной расчётной схемы наиболее нагруженного типового фрагмента безбалочного перекрытия с применением теории упругости и рекомендуемой ниже методики расчёта;
- решение задачи на основе объёмной нелинейной деформационной модели железобетона;
- анализ результатов расчёта плоской и объёмных расчётных схем;
- корректировка пространственной расчётной схемы здания или сооружения и вычисление внутренних усилий, действующих в конструкциях, с учётом фактической жёсткости опорных зон безбалочных перекрытий;
- подбор арматуры по результатам расчёта в пролётных частях безбалочных перекрытий с учётом огибающих эпюр материалов.

Несмотря на большое количество этапов расчёта, работа по определению реальной картины НДС безбалочных перекрытий, используя современные ПК, усложняется незначительно.

2.1.1 Расчётная схема на основе технической теории изгиба пластинок

Точное решение большинства задач теории упругости оказывается исключительно сложным [45-55]. Поэтому приходится применять приближенное решение самих исходных уравнений теории упругости, допускать некоторые

огрубления при составлении уравнений или применять некоторые упрощения в частности для пластинок [37-44].

При практическом применении технической теории изгиба пластинок (теория Кирхгофа-Лява) [37-42] необходимо соблюдать следующие пределы:

- соотношение толщины плиты к другому наименьшему размеру составляет меньше 1/10;
- ожидаемые прогибы малы по сравнению с толщиной плиты.

Если соотношение размеров плиты отличается от приведённого условия, то такая плита уже не считается тонкой. К сожалению, теория изгиба пластинок Тимошенко-Рейсснера-Миндлина, используемая для расчёта плит средней толщины и толстых, показывает схожие результаты с теорией Кирхгофа-Лява [58].

Основное уравнение технической теории изгиба пластинок при отсутствии сил в срединной плоскости [37-44]:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{12(1 - \mu^2)}{E \cdot h^3} \cdot p(x, y), \quad (2.1)$$

где $p(x, y)$ – поперечная нагрузка, распределённая любым образом по поверхности пластинки;

w – прогиб срединной поверхности (вертикальное расстояние между точкой, взятой на срединной плоскости до деформации, и положением той же точки на упругой поверхности), одинаковый для всех точек линейного элемента;

E – модуль упругости; μ – коэффициент Пуассона; h – толщина пластинки.

Техническая теория изгиба пластинок Кирхгофа-Лява построена на следующих допущениях [37-44]:

1. Кинематическая гипотеза: совокупность точек, образующих линейный элемент и лежащих до деформации пластинки на какой-либо прямой, перпендикулярной срединной плоскости, остаётся на прямой нормальной к упругой поверхности деформированной пластинки. Это допущение аналогично гипотезе плоских сечений в технической теории изгиба балок.

$$u = -z \cdot \frac{\partial w}{\partial x}; \quad v = -z \cdot \frac{\partial w}{\partial y}. \quad (2.2)$$

2. Статическая гипотеза: пренебрегаем нормальными напряжениями ($\sigma_z=0$), возникающими вследствие взаимного нажатия горизонтальных слоёв пластинки друг на друга, на площадках параллельных срединной плоскости. Следовательно, каждый бесконечно тонкий слой пластинки, взятый параллельно срединной плоскости, можно рассматривать в условиях плоского напряжённого состояния.

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \mu \cdot \sigma_y - \mu \cdot \sigma_z) = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \mu \cdot \sigma_y); \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} \cdot (\sigma_y - \mu \cdot \sigma_x - \mu \cdot \sigma_z) = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_y - \mu \cdot \sigma_x),\end{aligned}\quad (2.3)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – нормальные напряжения, действующие на площадках перпендикулярных осям x, y, z соответственно.

Перемещение точек пластинки, расположенных на линии, параллельной оси Oz , принимается функцией двух координат $w=w(x,y)$. В связи с малыми деформациями пластинки по сравнению с толщиной плиты и исключения из рассмотрения внешних сил, действующих в срединной плоскости пластинки, считаем, что все точки срединной плоскости получают только вертикальные смещения w . Горизонтальными перемещениями этих точек пренебрегаем.

Существует достаточно много приближённых способов расчёта частных задач изгиба пластинок [16-21], с учётом различной геометрии, условий закрепления на контуре, вариантов нагружения и т.п.

К сожалению, в рамках прикладной теории упругости, в настоящий момент можно записать только точное решение для пластинки, не содержащей в своём объёме элементов с другими физико-механическими характеристиками, за исключением решения многослойных по толщине пластинок [42], также не позволяющего описать предлагаемое конструктивное решение. А поскольку задачи данной работы по определению НДС опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, преследуют именно такую цель, воспользуемся для определения внутренних усилий и перемещений приближённым методом расчёта на основе МКЭ [56-63].

На рис. 2.1 показаны расчётные схемы 1 и 2, далее РС1 и РС2, фрагмента плиты перекрытия габаритами $2 \times 2 \times 0,24(h)$ м без устройства скрытой металлической капители. Использовались следующие конечные элементы: 4-х угольный КЭ оболочки размером $0,05 \times 0,05$ м толщиной $0,24$ м (тип 44). Граничные условия по периметру опорного контура шириной $0,1$ м заданы 3-я рядами односторонних связей по оси Z с жёсткостью 10000 тс/м, отключающихся при растяжении, и связями конечной жёсткости по осям X и Y с жёсткостью $0,17$ тс/м; вертикальная нагрузка в середине плиты для РС1 – 24800 тс/м² приложена на участке $0,1 \times 0,1$ м и для РС2 – 992 тс/м² приложена на участке $0,5 \times 0,5$ м (эквивалентное усилие $248,0$ тс); для бетона $E=3.31 \times 10^6$ тс/м², $\mu=0,2$, $\rho=2,5$ т/м³.

На рис. 2.2 показана РС3 фрагмента ($2 \times 2 \times 0,24(h)$ м) плиты перекрытия с устройством скрытой металлической капители. Использовались следующие конечные элементы: 4-х угольный КЭ оболочки размером $0,05 \times 0,05$ м толщиной $0,24$ м (тип 44); пространственный стержень длиной $0,05$ м, сечением $0,006 \times 0,24(h)$ м (тип 5), по 4 ряда в каждом направлении с шагом $0,4$ м. Граничные условия, нагрузки и механические характеристики аналогичны РС2. Для стали (стержневые КЭ) $E=2.1 \times 10^7$ тс/м², $\mu=0,3$, $\rho=7,85$ т/м³.

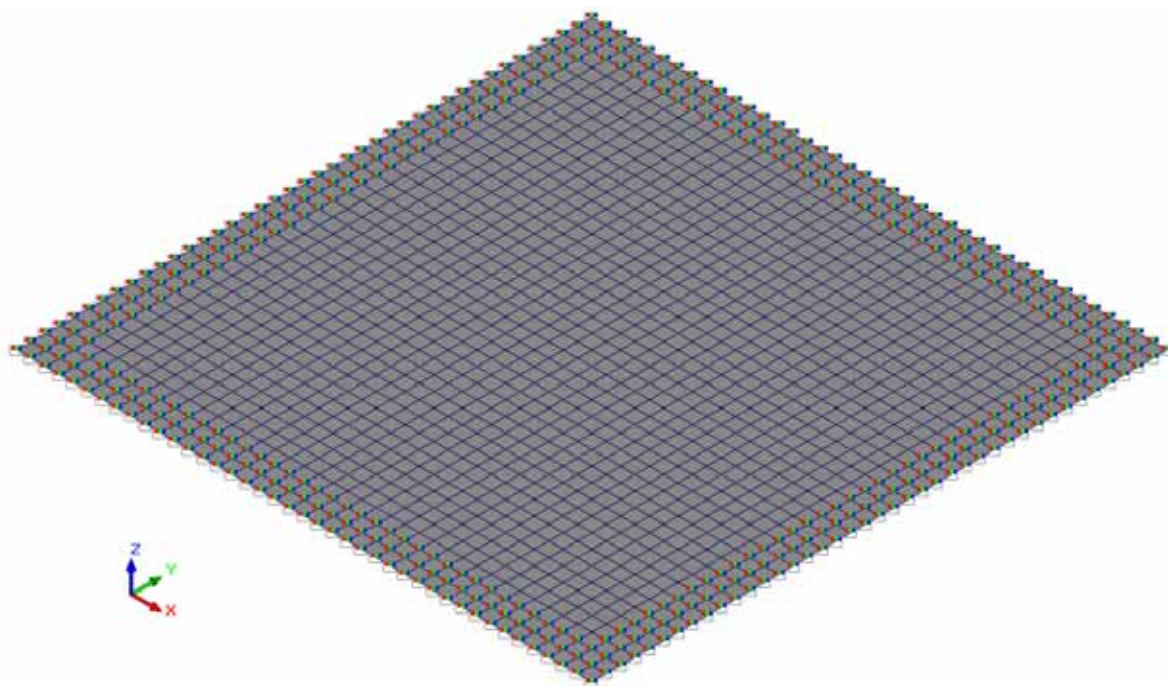


Рис. 2.1 – Расчётные схемы 1, 2 (РС1, РС2)

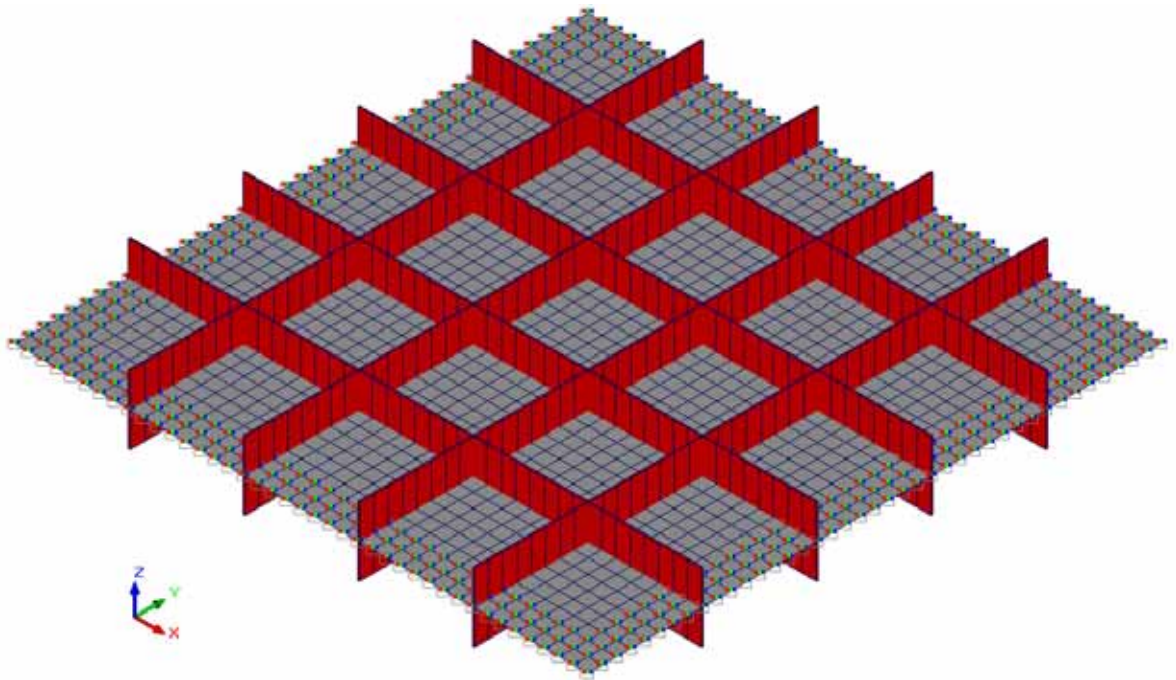


Рис. 2.2 – Расчётная схема 3 (PC3)

Значения изгибающих моментов, полученные в расчётной схеме PC1, существенно отличаются от значений, полученных в расчётных схемах PC2 и PC3, почти в два раза. При сравнении результатов расчёта схем PC2 и PC3 усилия отличаются незначительно. В расчётной схеме PC3 максимальные значения внутренних усилий меньше значений, полученных в расчётной схеме PC2, в отдельных КЭ разница достигает 5%. Изополюя перемещений, усилий, нормальных напряжений и армирования приведены в Приложении Б.

2.1.2 Расчётная схема на основе объёмной задачи теории упругости

Основные уравнения линейной теории упругости [45-55], позволяющие решить объёмную задачу, делятся на три группы:

Статические уравнения (уравнения Навье):

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \rho \cdot X = 0; & \quad \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \rho \cdot Y = 0; \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho \cdot Z = 0, & \end{aligned} \quad (2.4)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – нормальные напряжения, действующие на площадках перпендикулярных осям x, y, z соответственно;

$\tau_{xy}=\tau_{yx}$, $\tau_{yz}=\tau_{zy}$, $\tau_{zx}=\tau_{xz}$ – касательные напряжения, действующие на площадках перпендикулярных осям x , y , z соответственно; ρ – плотность вещества; X , Y , Z – проекции объёмных сил на оси x , y , z соответственно.

Геометрические уравнения (уравнения Коши):

$$\begin{aligned} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}; \\ \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}; \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}, \end{aligned} \quad (2.5)$$

где ε_x , ε_y , ε_z – относительные деформации удлинения в направлении осей x , y , z соответственно;

$\gamma_{xy}=\gamma_{yx}$, $\gamma_{yz}=\gamma_{zy}$, $\gamma_{zx}=\gamma_{xz}$ – углы сдвига относительно осей x , y , z соответственно;

u , v , w – перемещения в направлении осей x , y , z соответственно.

Физические уравнения (обобщённый закон Гука):

$$\begin{aligned} \sigma_x = 2 \cdot G \cdot \left[\varepsilon_x + \frac{3 \cdot \mu}{1 - 2 \cdot \mu} \cdot \varepsilon_{cp} \right]; \quad \tau_{xy} = G \cdot \gamma_{xy}; \quad \sigma_y = 2 \cdot G \cdot \left[\varepsilon_y + \frac{3 \cdot \mu}{1 - 2 \cdot \mu} \cdot \varepsilon_{cp} \right]; \quad \tau_{yz} = G \cdot \gamma_{yz}; \\ \sigma_z = 2 \cdot G \cdot \left[\varepsilon_z + \frac{3 \cdot \mu}{1 - 2 \cdot \mu} \cdot \varepsilon_{cp} \right]; \quad \tau_{zx} = G \cdot \gamma_{zx}, \end{aligned} \quad (2.6)$$

где $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}$ – модуль сдвига; $\varepsilon_{cp} = \frac{1}{3} \cdot (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$ – средняя деформация.

В вышеперечисленных 15 уравнениях следующие неизвестные: компоненты напряжений (σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx}), компоненты деформаций (ε_x , ε_y , ε_z , γ_{xy} , γ_{yz} , γ_{zx}) и компоненты перемещений (u , v , w), т.е. всего 15 неизвестных. Решение данной задачи сводится к нахождению 15 функций, удовлетворяющих 15 уравнениям (2.4), (2.5), (2.6), а также условиям на контуре:

$$\begin{aligned} p_{xv} = \sigma_x \cdot \cos(xv) + \tau_{xy} \cdot \cos(yv) + \tau_{xz} \cdot \cos(zv); \\ p_{yv} = \tau_{yx} \cdot \cos(xv) + \sigma_y \cdot \cos(yv) + \tau_{yz} \cdot \cos(zv); \\ p_{zv} = \tau_{zx} \cdot \cos(xv) + \tau_{zy} \cdot \cos(yv) + \sigma_z \cdot \cos(zv), \end{aligned} \quad (2.7)$$

где p_{xv} , p_{yv} , p_{zv} – поверхностные компоненты нагрузки;

$\cos(xv)$, $\cos(yv)$, $\cos(zv)$ – направляющие косинусы.

Решение уравнений (2.4), (2.5), (2.6) можно вести разными путями в зависимости оттого, что требуется определить в первую очередь. В этой связи существуют несколько основных направлений, подробно изложенных в [45-49]. При помощи уравнений математической и прикладной теории упругости не представляется возможным записать точное или даже приближенное решение для опорной зоны безбалочного перекрытия, усиленной скрытой металлической капителью. Но благодаря современным ПК, использующим приближенные методы решения объёмной задачи теории упругости, нахождение перемещений и напряжений оказывается довольно простым [55-63].

На рис. 2.3, 2.4 и 2.5 приводятся объёмные расчётные схемы 4...6, далее РС4...РС6, фрагмента плиты перекрытия размером 2,0x2,0x0,24(h):

- РС4 – без арматурных стержней и без металлической капители;
- РС5 – с арматурными стержнями и без металлической капители;
- РС6 – с арматурными стержнями и с металлической капителью.

Бетон в РС4...РС6 моделировался 8-ми узловым изопараметрическим КЭ (тип 36) с размерами 0,05x0,05x0,012(h) м – в трёх слоях у нижней и верхней граней и 0,05x0,05x0,024(h) м – в середине между ними. Механические характеристики бетона $E=3.31e+6$ тс/м², $\mu=0,2$, $\rho=2,5$ т/м³. Для моделирования колонны габаритами 0,5x0,5x0,5(h) м использовались аналогичные КЭ с размерами 0,05x0,05x0,05 м. Для передачи вертикальной нагрузки на объёмные КЭ колонны использовались 4-х угольные КЭ оболочки (тип 44) размером 0,05x0,05x0,02(h) м с $E=2.1e+9$ тс/м², $\mu=0,3$, $\rho=7,85$ т/м³. Граничные условия по периметру опорного контура шириной 0,1 м заданы 3-я рядами односторонних связей по оси Z с жёсткостью 10000 тс/м, отключающихся при растяжении, и связями конечной жёсткости по осям X и Y с жёсткостью 0,17 тс/м. Вертикальная нагрузка задана по аналогии с РС3. В РС5 и РС6 арматурные стержни нижней (растянутой) зоны Ø12 с шагом 100 мм в каждом направлении моделируются пространственными стержнями длиной 0,05 м, сечением 1,06x1,06 см (тип 5), по 18 рядов в направлении осей X и Y с шагом 0,1 м, на расстоянии 24 и 36 мм от нижней грани. В РС6 стальные листы металлической капители мо-

делируются 4-х угольными КЭ оболочки (тип 44) размерами $0,05 \times 0,012(h)$ м – в трёх слоях у нижней и верхней грани и $0,05 \times 0,024(h)$ м – в середине между ними, толщиной 0,006 м. Механические характеристики стали $E=2.1e+7$ тс/м², $\mu=0,3$, $\rho=7,85$ т/м³.

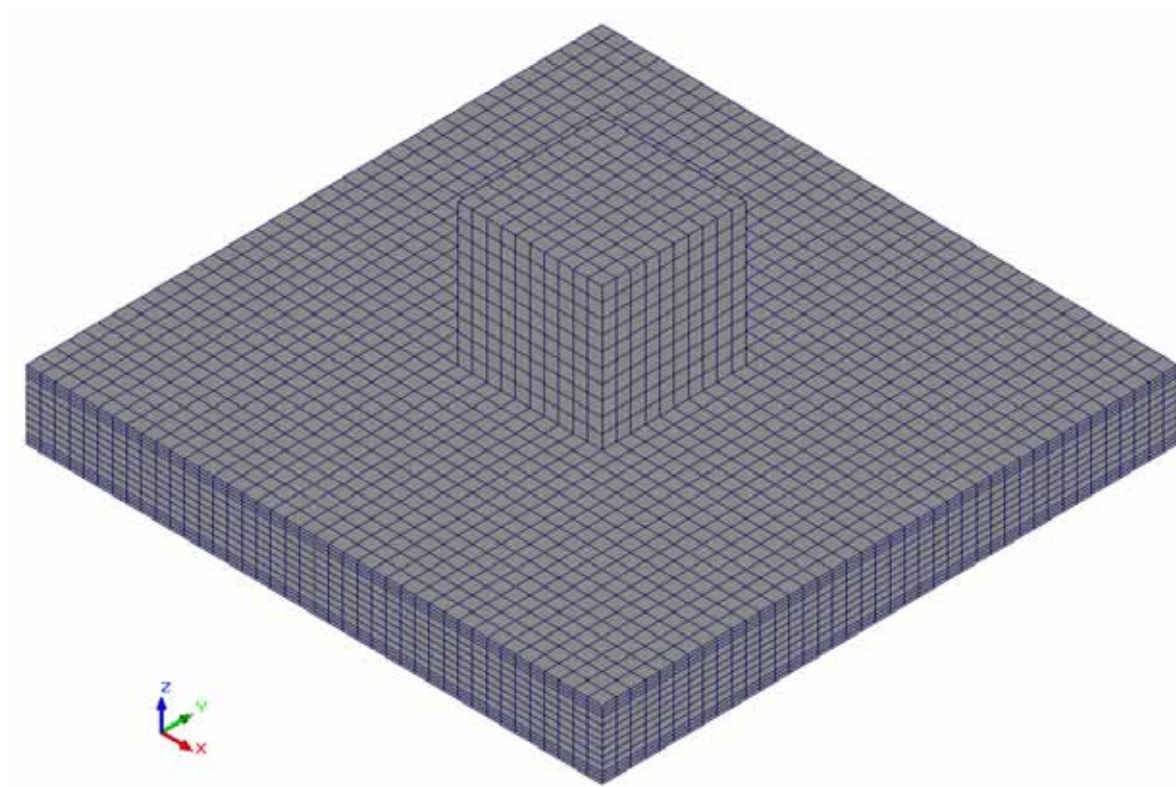


Рис. 2.3 – Расчётная схема 4 (РС4)

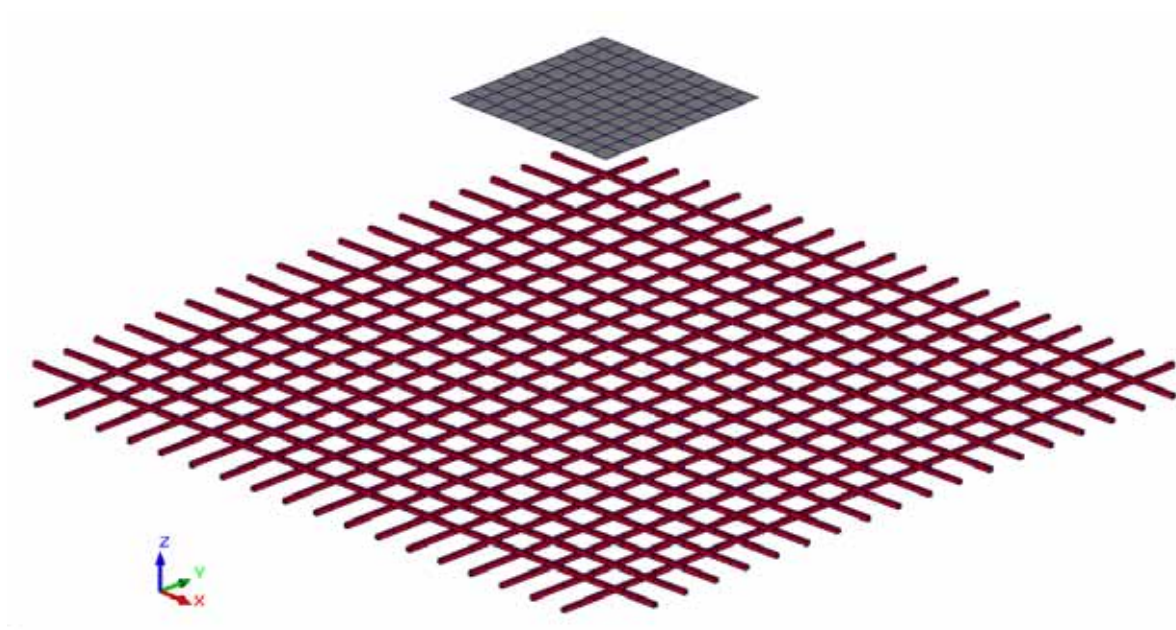


Рис. 2.4 – Расчётная схема 5 (РС5). Бетон условно не показан

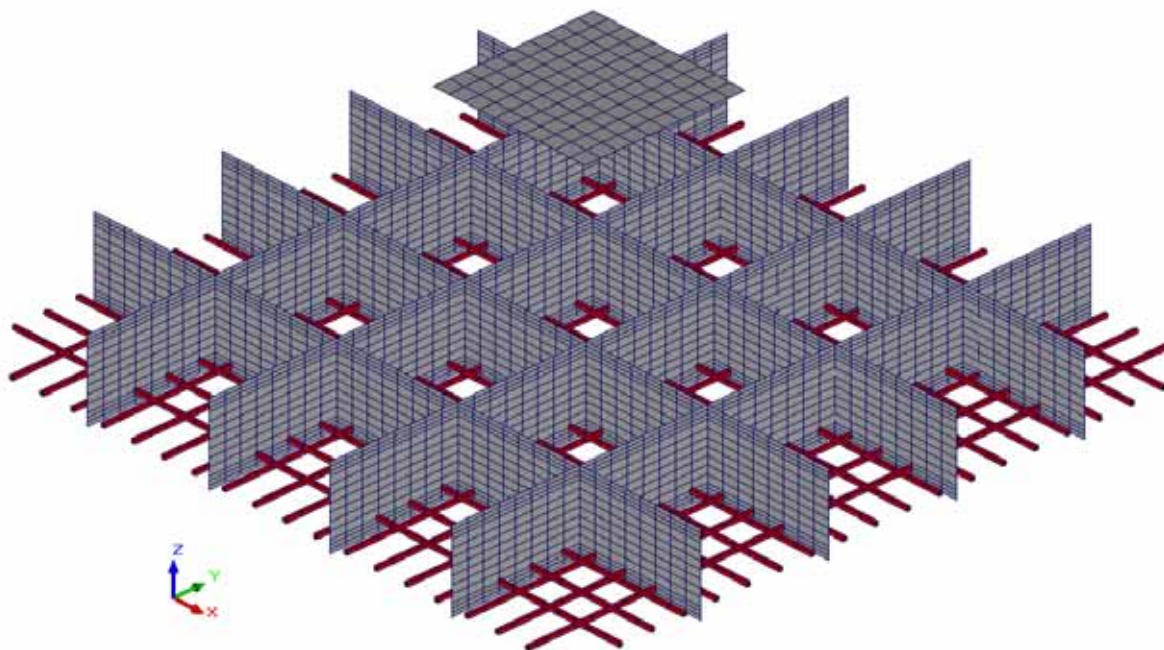


Рис. 2.5 – Расчётная схема 6 (PC6). Бетон условно не показан

При сравнении результатов расчёта PC4, PC5 и PC6 нормальные напряжения σ_x , σ_y уменьшаются в пределах от 6,3 до 7,9 % от PC4 к PC6. Минимальные и максимальные значения внутренних напряжений получены в расчётных схемах PC6 и PC4 соответственно. Изополя перемещений и нормальных напряжений приведены в Приложении Б.

2.1.3 Расчётная схема на основе объёмной задачи теории прочности бетона.

В общем случае решение задачи определения НДС железобетонных конструкций строится на основе нелинейных деформационных моделей бетона [68-76] и стали [49, 76, 77]. Для оценки использовался ПБК ANSYS 13.0, в котором реализованы теория прочности Вильяма-Варнка [79-83] для бетона, позволяющая учитывать нелинейные свойства материала, образование и раскрытие трещин, и теория прочности фон Мизеса для стали (энергетическая теория прочности) [50-55]. Критерий разрушения бетона при сложном напряжённом состоянии [79] выражается следующим образом:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0, \quad (2.8)$$

где: F – функция состояния главных напряжений $\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$;

S – поверхность разрушения, выраженная в компонентах главных напряжений и пятью параметрами $f_t, f_c, f_{cb}, f_1, f_2$;

f_t – предельная прочность при одноосном растяжении;

f_c – предельная прочность при одноосном сжатии;

f_{cb} – предельная прочность при двухосном сжатии;

f_1 – предельная прочность при двухосном сжатии, наложенном на гидростатическое напряжение σ_h^a ;

f_2 – предельная прочность при одноосном сжатии, наложенном на гидростатическое напряжение σ_h^a ;

σ_h^a – среднее (гидростатическое) напряжение;

$\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ – главные напряжения для главных направлений.

При выполнении условия (2.8) бетон будет растрескиваться (при растяжении) или раздрабливаться (при сжатии). Если условие не выполняется, то разрушения и/или изменения геометрических характеристик не происходит. Для задания поверхности разрушения и определения величины среднего (гидростатического) напряжения требуется введение пяти параметров (каждый из которых может зависеть от температуры), которые представлены выше. Кроме того, поверхность разрушения может быть задана с использованием двух констант f_t и f_c , на основе которых вычисляются остальные. По умолчанию параметры f_{cb}, f_1, f_2 задаются равными:

$$f_{cb} = 1,2f_c, \quad f_1 = 1,45f_c, \quad f_2 = 1,725f_c. \quad (2.9)$$

Следует отметить, что значения параметров f_{cb}, f_1, f_2 , указанные в формулах (2.9), справедливы для напряжённого состояния, при котором выполняется условие:

$$|\sigma_h| \leq \sqrt{3} \cdot f_c, \quad (2.10)$$

где: $|\sigma_h| = (\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp})/3$ – среднее (гидростатическое) напряжение.

Функции F (состояния главных напряжений) и S (поверхности разрушения) выражаются в компонентах главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при этом учитываются следующие условия:

$$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}), \quad \sigma_3 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}), \quad \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3. \quad (2.11)$$

Разрушение бетона может произойти в следующих четырёх случаях:

$$\begin{aligned} 0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 & \text{ (сжатие-сжатие-сжатие),} \\ \sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 & \text{ (растяжение-сжатие-сжатие),} \\ \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3 & \text{ (растяжение-растяжение-сжатие),} \\ \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0 & \text{ (растяжение-растяжение-растяжение).} \end{aligned} \quad (2.12)$$

В каждом из приведённых в (2.12) случаях НДС для описания F и S используются независимые функции. Четыре функции описывающие F обозначаются параметрами F_1, F_2, F_3 и F_4 . Четыре функции описывающие поверхность разрушения S обозначаются параметрами S_1, S_2, S_3 и S_4 . Функции S_i ($i = 1 \dots 4$), описывающие поверхность разрушения, являются непрерывными, при этом градиенты поверхности не являются непрерывными, если любое главное напряжение меняет знак.

На рис. 2.6, 2.7 приводится объёмная расчётная схема РС7, реализованная в ПВК ANSYS 13.0 и являющаяся производной расчётной схемы РС6, в которой моделируется одна четвертая опорной зоны безбалочного перекрытия, описанного ранее, с учётом симметрии.

Бетон в РС7 моделировался 8-ми узловым КЭ (тип SOLID65) с размерами 25x25x12,5(h) мм – в двух слоях у нижней и верхней граней, 25x25x15(h) мм – по высоте между рядами арматуры и 25x25x20(h) мм – в середине толщины фрагмента плиты. Механические характеристики бетона $E=3.31e+6$ тс/м², $\mu=0,4$, $\rho=2,5$ т/м³, $R_b=1733$ тс/м², $R_{bt}=117$ тс/м². Для моделирования колонны габаритами 0,5x0,5x0,5(h) м использовались аналогичные КЭ с размерами 25x25x25(h) мм. Для передачи вертикальной нагрузки на объёмные КЭ колонны использовались 8-ми узловые объёмные КЭ (тип SOLID185) с размерами 25x25x25(h) мм с $E=2.1e+7$ тс/м², $\mu=0,3$, $\rho=320,0$ т/м³ (указанное значение

плотности соответствует собственному весу оснастки, используемой при испытаниях физических моделей при толщине 0,1 м). Сопряжение фрагмента плиты с опорным контуром шириной 0,1 м задано при помощи контактных КЭ (тип TARGE170, CONTA173) с коэффициентом трения поверхностей $\nu=0,4$. Граничные условия по нижнему краю опорного контура шириной 0,15 м заданы при помощи связей исключающих перемещения и поворот (UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ). Граничные условия для поперечных сечений фрагмента плиты в плоскостях X0Z и Y0Z заданы при помощи связей исключающих перемещения в направлении осей Y (UY) и X (UX) соответственно. Вертикальная нагрузка задана по аналогии с РС6. Арматура в РС7 моделируется стержневыми КЭ длиной 25 мм с сечением из равностороннего 8-ми угольника с наружным диаметром 12 мм (тип BEAM188), по 9 рядов в направлении осей X и Y с шагом 100 мм, на расстоянии 25 и 40 мм от нижней грани. Стальные листы капители толщиной 6 мм в РС7 моделируются 8-ми узловыми КЭ (тип SOLID185) с разбиением по толщине на два КЭ размером 25x3 мм в плане и 12,5, 15, 20 мм по высоте аналогично КЭ бетона. Механические характеристики стали $E=2.1e+7$ тс/м², $\mu=0,3$, $\rho=7,85$ т/м³, $R_y=32110$ тс/м², $R_s=44342$ тс/м².

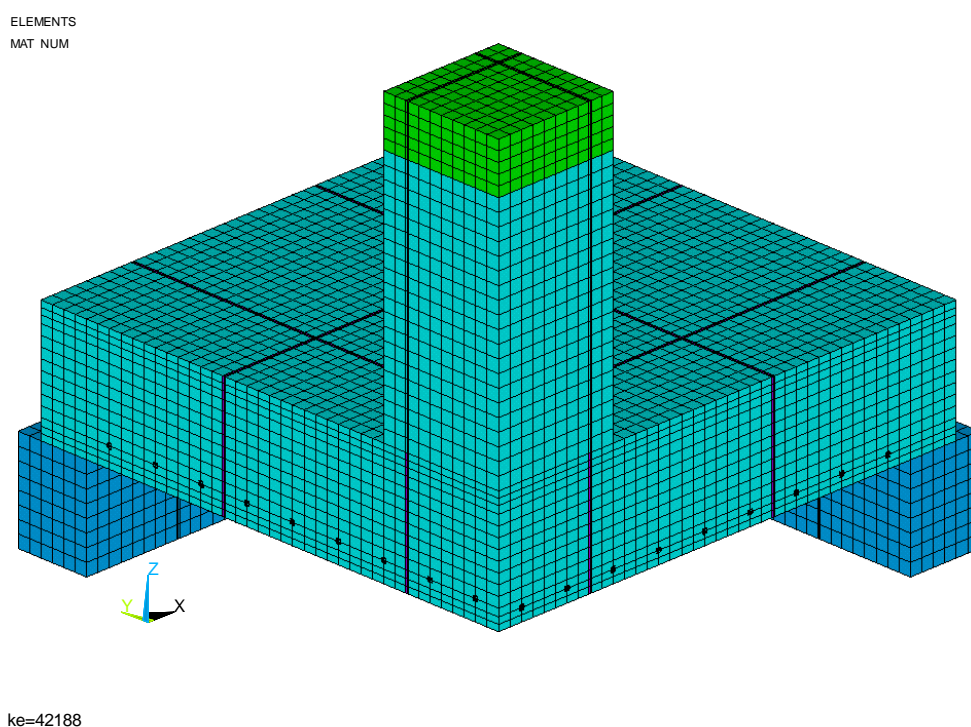
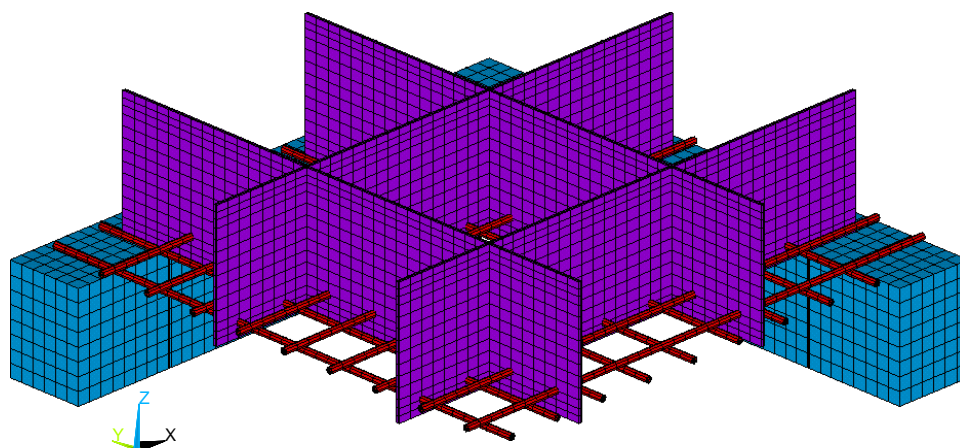


Рис. 2.6 – Расчётная схема 7 (РС7)

ELEMENTS
MAT NUM



ke=42188

Рис. 2.7 – Расчётная схема 7 (PC7)

При сравнении результатов расчёта фрагмента плиты в PC7 с другими моделями максимальные нормальные напряжения σ_x , σ_y не существенно отличаются от пределов текучести материалов за исключением мест локальных концентраций напряжений в бетоне на границе сопряжения углов колонны и плиты, в которых возникает трёхосное сжатие. Изополя перемещений и нормальных напряжений в бетоне приведены в Приложении Б.

2.1.4 Сопоставление плоских и объёмных расчётных схем

Проведя предварительное сопоставление расчётных схем PC1...PC6, приведём основные расчётные значения в табл. 2.1. Поскольку рассматривается симметричный фрагмент безбалочного перекрытия, по форме в плане представляющий собой квадрат, и шаг колонн каркаса в двух направлениях X и Y одинаков, достаточно привести значения внутренних усилий только для одного направления, в данном случае X.

В опорных зонах безбалочных перекрытий по мере образования и раскрытия нормальных трещин, растягивающие напряжения каскадно перераспреде-

ляются на соседние арматурные стержни. Очевидно, что растягивающие напряжения в любом отдельно взятом арматурном стержне не смогут достигнуть предельных значений по пределу текучести до тех пор, пока растягивающие напряжения в соседних стержнях также не приблизятся к предельным значениям. Только после того, как напряжения в группе стержней достигнут своего предельного сопротивления растяжению, а напряжения в сжатой зоне бетона достигнут критической величины, наступит момент разрушения опорной зоны безбалочного перекрытия.

Следует отметить, что для безбалочных перекрытий в нормах [1-4, 11-12] отсутствуют указания, регламентирующие ширину поперечного сечения, в котором можно допустить подобное перераспределение. В отличие от стержневых элементов, где в большинстве случаев ширина является величиной однозначно заданной (за исключением тавровых и двутавровых сечений), в плитных конструкциях требуется ввести ограничение для этого параметра. Очевидно, что, принимая ширину безбалочного перекрытия (в направлении перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента) равной, например, ширине колонны, будет проигнорирована значительная часть поперечного сечения находящегося в аналогичном НДС, особенно на расстоянии равном толщине плиты в каждую сторону от колонны. С другой стороны, приняв ширину плиты равной длине пролёта, в поперечное сечение попадут участки, внутренние усилия в которых в перпендикулярном направлении будут иметь обратные знаки, что также будет противоречить физике явления. Наиболее обоснованным решением данной проблемы может служить введение следующего положения – изгибающие моменты M_x и M_y , действующие в двух взаимно ортогональных плоскостях и полученные из линейного расчёта, полагаются равномерно распределёнными по ширине соответствующего поперечного сечения опорной зоны безбалочного перекрытия между смежными нулевыми моментными точками. Т.е. вместо криволинейного очертания огибающей эпюры моментов в поперечном сечении будет использоваться прямоугольное, другими словами, при подборе арматуры будет использоваться среднее арифметическое значение из-

гибающего момента для всей ширины поперечного сечения опорной зоны. Далее по тексту данное положение будет называться *гипотезой выравнивания опорных моментов*. В нашем случае ширина поперечного сечения – 2,0 м.

Таким образом, приведённый изгибающий момент M_{red} , для расчётных схем РС1...РС6 определяется по формуле, выведенной из системы уравнений нормальных напряжений внецентренно нагруженного поперечного сечения:

$$M_{red} = \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{\frac{1}{W_{t,red}} + \frac{1}{W_{c,red}}} = \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{\frac{z_t}{I_{red,el}} + \frac{z_c}{I_{red,el}}} = I_{red,el} \cdot \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{z_t + z_c} = I_{red,el} \cdot \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{h} \quad (2.13)$$

где $\sigma_{bt,red} = \frac{N}{A} + \frac{M_{red}}{W_{t,red}}$; $\sigma_{bc,red} = \frac{N}{A} - \frac{M_{red}}{W_{c,red}}$ – система уравнений;

$$\sigma_{bt,red} = \frac{\sigma_{bt,1} + \sigma_{bt,2} + \dots + \sigma_{bt,n}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{bt,i}}{n} \text{ – приведённое (среднее арифметическое)}$$

растягивающее напряжение в крайних объёмных КЭ;

$$\sigma_{bc,red} = \frac{\sigma_{bc,1} + \sigma_{bc,2} + \dots + \sigma_{bc,n}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{bc,i}}{n} \text{ – приведённое (среднее арифметическое)}$$

сжимающее напряжение в крайних объёмных КЭ;

$\sigma_{bt,i}$ и $\sigma_{bc,i}$ – максимальные растягивающее и сжимающее напряжения бетона в крайних объёмных КЭ.

$$W_{t,red} = \frac{I_{red,el}}{z_t} \text{ – момент сопротивления растянутой грани;}$$

$$W_{c,red} = \frac{I_{red,el}}{z_c} \text{ – момент сопротивления сжатой грани;}$$

$I_{red,el} = I + \alpha \cdot I_r + \alpha \cdot A_{sm} \cdot z^2 + \alpha \cdot A'_{sm} \cdot z'^2$ – приведённый момент инерции сечения опорной зоны без учёта трещин и неупругих деформаций бетона;

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ – момент инерции, используемый в пространственном расчёте;}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} \text{ – коэффициент приведения арматуры к бетону;}$$

$$I_r = n_r \cdot \frac{b_r \cdot h^3}{12} \text{ – момент инерции стальных листов;}$$

n_r – количество стальных листов; b_r – толщина стального листа;

$A_{sm} = n_s \cdot A_s$ и $A'_{sm} = n_{sc} \cdot A'_s$ – площадь растянутой и сжатой арматуры;

$z = z_t - a$ и $z' = z_c - a'$ – расстояния от центра тяжести сечения до растянутой и сжатой арматуры соответственно;

$z_t = \frac{S_b + \alpha \cdot S_r + \alpha \cdot A_{sm} \cdot a + \alpha \cdot A'_{sm} \cdot (h - a')}{A_{red}}$ – расстояние от центра тяжести

сечения до нижней грани;

$z_c = h - z_t$ – расстояние от центра тяжести сечения до верхней грани;

$S_b = \frac{b \cdot h^2}{2}$ и $S_r = n_r \cdot \frac{b_r \cdot h^2}{2}$ – статические моменты сечения бетона и стальных

листов относительно нижней грани соответственно;

E_s – модуль упругости стали; E_b – начальный модуль упругости бетона;

a и a' – расстояния от центра тяжести растянутой и сжатой арматуры до растянутой и сжатой грани соответственно; $h = z_c + z_t$ – высота сечения;

$A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_r + \alpha \cdot A_{sm} + \alpha \cdot A'_{sm}$ – приведённая площадь сечения.

На практике расчётные схемы РС1 и РС2 имеют самое большое распространение, поскольку не требуют создания дополнительных КЭ, моделирующих сопряжение колонны и опорной зоны. К сожалению, очень часто проектировщики используют данные модуля подбора арматуры именно по этим значениям изгибающих моментов, что впоследствии приводит к существенному перearмированию безбалочных перекрытий. В этой связи для сравнения изгибающих моментов различных расчётных схем дополнительно введём понятие *условного* изгибающего момента M_{con} , определяемого по формуле (2.14) и равного произведению среднего значения приведённых нормальных напряжений, действующих на разных гранях безбалочного перекрытия, на момент сопротивления сечения бетона:

$$M_{con} = \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{2} \cdot W_b \quad (2.14)$$

где $W_b = \frac{b \cdot h^2}{6}$ – момент сопротивления сечения бетона.

Перемещения и внутренние усилия при изменении типа расчётной схемы

№ п.п.	Сечение по	Направление	Максимальные перемещения по оси Z w , мм	Приведённый изгибающий момент M_{red} , тс*м	Условный изгибающий момент M_{con} , тс*м	Приведённые нормальные напряжения по нижней грани $\sigma_{bt,red}$, тс/м ²	Приведённые нормальные напряжения по верхней грани $\sigma_{bc,red}$, тс/м ²
1	2	3	4	5	6	7	8
PC1	ц.к.	X	-2,817	56,5	56,5	3265,7	-3265,7
PC2	ц.к.	X	-2,570	45,5	45,6	2638,1	-2638,1
PC3	ц.к.	X	-2,446	43,2	43,2	2497,1	-2497,1
PC4	г.к.с.	X	-2,198	38,5	38,5	1941,0	-2512,9
PC5 (M3)	г.к.с.	X	-2,147	38,8	37,6	1857,2	-2485,4
PC6 (M4)	г.к.с.	X	-2,040	39,2	35,1	1747,8	-2310,6

Обозначения, принятые в таблице: ц.к. – центру колонны, г.к.с. – грани колонны слева.

Результаты вычислений в PC4...PC6 показывают, что приведённые нормальные напряжения в нижней грани $\sigma_{bt,red}$ заметно меньше, чем в верхней $\sigma_{bc,red}$, несмотря на то, что моменты сопротивления нижней $W_{t,red}$ и верхней $W_{c,red}$ граней отличаются незначительно. Это обстоятельство указывает на наличие продольной силы N в поперечном сечении (внецентренное сжатие).

Анализируя информацию в табл. 2.1, отметим:

- общая картина перемещений узлов фрагмента безбалочного перекрытия практически одинакова для всех расчётных схем;
- разница в абсолютных значениях перемещений между плоскими и объёмными расчётными моделями достигает от 20 до 28%;
- общая картина напряжённого состояния опорной зоны безбалочного перекрытия имеет только внешние сходства на нижних и верхних гранях фрагмента, а по существу в теле конструкции отличается коренным образом, особенно для сопоставляемых моделей PC3 и PC6;
- значения приведённых растягивающих нормальных напряжений в PC4...PC6 ниже, чем в PC1...PC3;
- в поперечных сечениях PC4...PC6 действуют сжимающие продольные силы N .

Важно отметить, что в общем случае объёмного НДС удельная потенциальная энергия, накапливаемая каждым единичным объёмом упругого тела, записывается следующим образом [45-49]:

$$2 \cdot \mathcal{E} = \sigma_x \cdot \varepsilon_x + \sigma_y \cdot \varepsilon_y + \sigma_z \cdot \varepsilon_z + \tau_{xy} \cdot \gamma_{xy} + \tau_{yz} \cdot \gamma_{yz} + \tau_{zx} \cdot \gamma_{zx} \quad (2.15)$$

Выражение (2.15) можно преобразовать к виду:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_{cm} + \mathcal{E}_{cd} + \mathcal{E}_{uz} \quad (2.16)$$

где $\mathcal{E}_{cm} = (\sigma_z \cdot \varepsilon_z) / 2$ – удельная потенциальная энергия смятия;

$\mathcal{E}_{cd} = (\tau_{yz} \cdot \gamma_{yz} + \tau_{zx} \cdot \gamma_{zx}) / 2$ – удельная потенциальная энергия сдвига;

$\mathcal{E}_{uz} = (\sigma_x \cdot \varepsilon_x + \sigma_y \cdot \varepsilon_y + \tau_{xy} \cdot \gamma_{xy}) / 2$ – удельная потенциальная энергия изгиба.

Очевидно, что рассматриваемые плоские и объёмные расчётные схемы (РС1 ... РС6) не учитывают изменение НДС, каждая в разной степени. В соответствии с теорией изгиба пластинок Кирхгофа-Лява поперечные силы Q_x и Q_y , являющиеся статическими эквивалентами касательных напряжений τ_{zx} и τ_{yz} , не связаны соотношениями упругости с кинематическими факторами и работы не совершают [37-41], а нормальные напряжения σ_z приравняются нулю ($\sigma_z = 0$), имеем:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_{cm} + \mathcal{E}_{cd} + \mathcal{E}_{uz} = 0 + 0 + \mathcal{E}_{uz} = (\sigma_x \cdot \varepsilon_x + \sigma_y \cdot \varepsilon_y + \tau_{xy} \cdot \gamma_{xy}) / 2 \quad (2.17)$$

Теория изгиба пластинок Тимошенко-Рейсснера-Миндлина [42-44] учитывает работу, совершаемую поперечными силами Q_x и Q_y , пренебрегая характером распределения касательных напряжений τ_{zx} и τ_{yz} по сечению элемента, но нормальные напряжения σ_z также приравняются нулю ($\sigma_z = 0$), имеем:

$$\mathcal{E} = 0 + \mathcal{E}_{cd} + \mathcal{E}_{uz} = (\tau_{yz} \cdot \gamma_{yz} + \tau_{zx} \cdot \gamma_{zx} + \sigma_x \cdot \varepsilon_x + \sigma_y \cdot \varepsilon_y + \tau_{xy} \cdot \gamma_{xy}) / 2 \quad (2.18)$$

Следует отметить, что изополя изгибающих моментов M_x и M_y для двух вышеперечисленных теорий отличаются друг от друга незначительно, что приводит к схожим результатам подбора продольной арматуры.

Объёмная задача теории упругости для РС4...РС6 не содержит подобных противоречий, но также не учитывает постепенное изменение НДС. Приходится констатировать, что данная проблема – несоответствие между реальной картиной НДС и величинами внутренних усилий, кроется не в современных ПВК и

приближенных методах расчёта (МКЭ), а в использовании упрощений, схематизирующих физические явления, отбрасывании кажущихся на первый взгляд «побочных факторов» и слишком широком применении тех или иных теорий.

Объёмная задача на основе теории прочности бетона Вильяма-Варнка, используемая в РС7, является наиболее приближенной к реальной картине НДС безбалочного перекрытия. Однако с учётом применения шагово-итерационного процесса для решения нелинейной задачи требуется намного больше времени, более производительные ПЭВМ и заметно более дорогое программное обеспечение, что в настоящее время делает для большинства специалистов данную процедуру весьма затруднительной.

На основании вышеперечисленного можно сделать следующие выводы:

- несмотря на то, что на первый взгляд исследуемая опорная зона безбалочного перекрытия, усиленная скрытой капителью, укладывается в пределы технической теории изгиба пластинок, качественно определить картину НДС конструкции не представляется возможным;
- правильным подходом является рассмотрение пределов геометрических размеров для отдельных фрагментов безбалочных перекрытий, в которых значения изгибающих моментов имеют одинаковый знак или прогибы относительно срединной поверхности имеют наоборот разные знаки;
- выражения (2.2) и (2.3) используемые при выводе уравнения (2.1) искажают НДС опорных зон безбалочных перекрытий в каркасных зданиях и сооружениях;
- при подборе арматуры на основе расчёта в упругой стадии в линейной постановке с применением плоских расчётных моделей происходит существенное переармирование опорных зон безбалочных перекрытий;
- следует отметить, что без скрытой металлической капители плоская плита перекрытия не удовлетворяет требованиям прочности при расчёте продавливания [1, 11] без дополнительного армирования почти в четыре раза (коэффициент использования $K_{max}=3,84$) при $F=248$ тс, $A=B=1,8$ м – дли-

ны пролётов, $a=b=0,5$ м – габариты колонны, $h=0,24$ м – толщина фрагмента плиты перекрытия, $B30$ – класс бетона;

- моделирование сопряжения опорной зоны безбалочного перекрытия и вертикального конструктивного элемента при помощи только одного узла является очень грубым и может использоваться только для отдельных задач, в основном не связанных с получением точных внутренних усилий в конструкциях;
- следует отметить, что определённая часть напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} связана с деформированием (смятием) некоторого объёма вокруг места приложения нагрузки, но не с изгибом опорной зоны безбалочного перекрытия. В нашем случае, это демонстрируется разным уровнем напряжений σ_x и σ_y на верхней и нижней поверхностях плиты в РС4...РС6;
- для определения реальной картины НДС необходимо использовать более сложные способы моделирования и программно-вычислительные комплексы.

2.2 Учёт нелинейной работы железобетона

В связи с тем, что приведённые изгибающие моменты M_{red} для всех расчётных схем больше момента образования нормальных трещин M_{crc} , а растягивающие напряжения в отдельных стержнях скрытой капители, расположенных непосредственно под колонной, превышают значения сопротивления арматуры растяжению R_s , необходимо проанализировать физически нелинейную работу элементов опорной зоны. Для этого необходимо рассмотреть стадии НДС. В случае чистого изгиба железобетонная конструкция, как известно [22-27, 83-97], испытывает три стадии НДС. Следует отметить, что принципиальное отличие предлагаемого конструктивного решения от традиционных [19-21, 28-31], с точки зрения трещинообразования, заключается в следующем:

- возникновение нормальных трещин в первую очередь происходит по граням листов металлической капители на поверхности плиты, поскольку силы сцепления между листом и бетоном ниже, чем в бетоне, т. е. сталь-

ные листы являются концентраторами, провоцирующими зоны появления и максимального раскрытия нормальных трещин;

- невозможность появления наклонных трещин, благодаря особенностям конструктивного решения, которое минимизирует влияние сдвиговых деформаций, связав сжатую и растянутую зоны бетона с помощью листов.

Поперечные сечения, в которых возникают максимальные значения внутренних напряжений, находятся вблизи колонны (места приложения внешней нагрузки). В связи с отсутствием возможности образования пирамиды продавливания в зоне устройства металлической капители и невозможностью превышения локальных напряжений сопротивления бетона смятию (поскольку сечения колонн проектируются с учётом продольного изгиба), критическим условием для обеспечения работоспособности опорной зоны плиты является восприятие изгиба. В этой связи на рис. 2.6 показана только изгибная составляющая внутренних усилий в нормальных сечениях, определяющая предельное состояние. Положение нейтральных осей X и Y показано условно и может меняться в зависимости от стадии НДС.

Известно [22-27, 83-97], что сечения железобетонных элементов по длине испытывают разные стадии НДС. В зонах с небольшими изгибающими моментами действует стадия I, по мере возрастания внешних нагрузок и соответственно внутренних усилий наступает переход в стадию II, в зоне с максимальным изгибающим моментом – стадия III. Разные стадии НДС действуют и на различных этапах изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации конструкции. На рис. 2.6 показаны стадии изгибной составляющей НДС в нормальных сечениях в направлении оси X .

Следует также отметить, что очень важным аспектом при определении картины НДС является этапность приложения нагрузки, её величина, жёсткость конструкций и фрагментов, жёсткость основания (для фундаментных плит) и наличие строительного подъёма (для плит перекрытий и покрытий). Очевидно, что в плитах нормальные напряжения σ_x и σ_y , действующие в плоскости элементов и полученные по результатам линейного расчёта, на практике не могут до-

стигать своих максимальных величин, поскольку определённая часть нагрузки не вызывает фактического деформирования (изгиба) плиты и, следовательно, не приводит к возникновению изгибающих моментов. Например, в плитах перекрытий и покрытий при наличии строительного подъёма изгибные составляющие внутренних усилий будут возникать только после прохождения плитой горизонтальной плоскости.

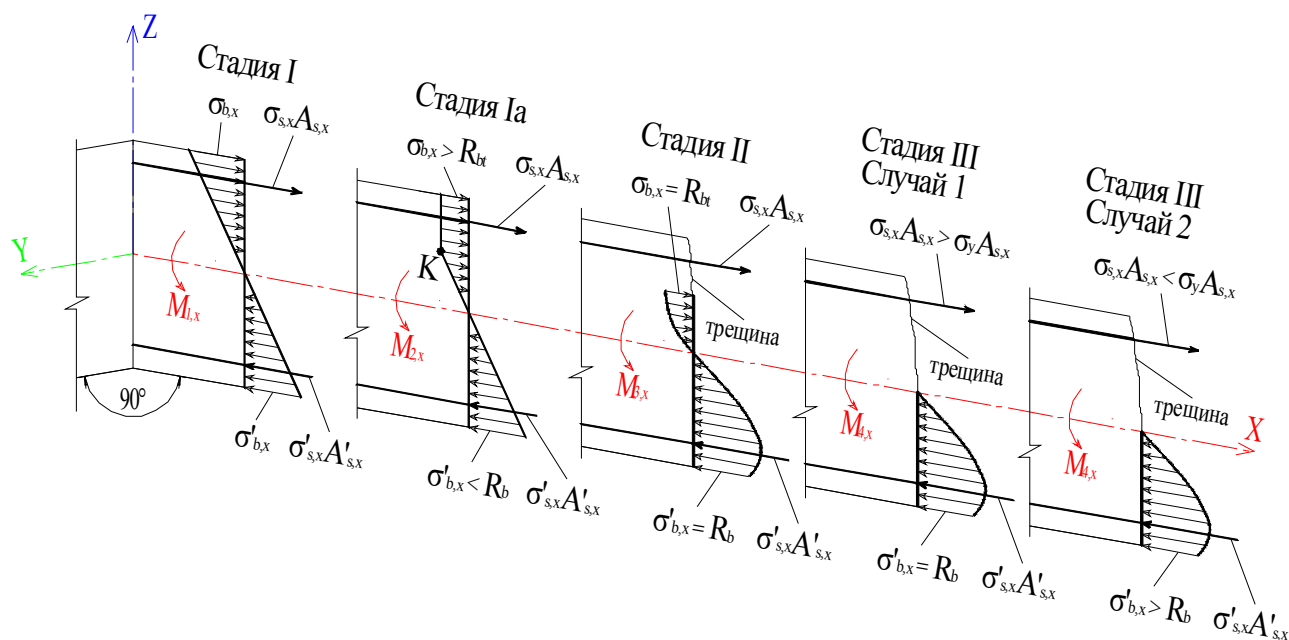


Рис. 2.8 – Стадии НДС в плитных конструкциях

Существует несколько подходов к решению задачи определения НДС железобетонных конструкций с трещинами и нелинейной зависимостью между σ и ε , которые изложены в работах [67-82, 85-105]. Применительно к плоским конечным элементам в них используются допущения схожие с гипотезами теорий изгиба пластинок Кирхгофа-Лява и Тимошенко-Рейсснера-Миндлина, поэтому получить достоверный результат не представляется возможным. Тем не менее, по результатам расчёта РС2 в ПВК ЛИРА 9.6 с учётом физической нелинейности, армированием по аналогии с РС5 и предельными относительными деформациями $\varepsilon_{b2}=0,0035$, $\varepsilon_{bt2}=0,00015$ и $\varepsilon_{s2}=0,025$, разрушающая нагрузка составила $P_{col} = 592,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 148,0 тс), а максимальные перемещения по оси Z -22,6 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 13 шагов: 1 шаг – 32 тс/м² (8 тс), остальные 12 по 80 тс/м² (20 тс). Интересно

отметить, что при изменении диаметров стержней с $\varnothing 12$ на $\varnothing 16$ разрушающая нагрузка составила $P_{col} = 832,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 208,0 тс), прогиб - 51,5 мм, см. рис. Б.25...Б.28 в Приложении Б. Следует также отметить, что при уменьшении количества шагов НДС в РС2 приближается к результатам линейного расчёта, а также, не выполняется одно из ограничений, касающееся соотношения прогибов и толщины плит, при использовании технических теорий.

По результатам расчёта РС7 в ПК ANSYS 13.0 на основе нелинейной деформационной модели, разрушающая нагрузка составила $P_{col} = 228,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 228,0 тс), а максимальные перемещения по оси Z -22,6 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 23 шага: 1 шаг – собственный вес фрагмента плиты и вес оснастки 32,0 тс/м² (8 тс), остальные 22 по 40 тс/м² (10 тс), см. рис. Б.29...Б.40 в Приложении Б.

Следует отметить, что использование нелинейных деформационных моделей и высокопроизводительных персональных компьютеров (на несколько порядков более мощных, чем сейчас) позволит в будущем решать задачи *физической нелинейности* для отдельных конструкций и сооружений. Известно [49, 76, 77], что зависимость между интенсивностью напряжений (эквивалентными напряжениями) и интенсивностью деформаций (эквивалентными деформациями) для каждой точки тела при сложном НДС принимается такой же, как зависимость напряжения с удлинением при простом растяжении того же тела – основная гипотеза теории пластичности при *простом нагружении*. Однако, гарантировать одновременный рост всех компонентов нагрузок, начиная с нуля, так, чтобы соотношения между ними сохранялись неизменными практически невозможно. Например, при строительстве, особенно больших по площади объектов, где сооружение разделено на захватки, нагрузки не могут вызывать одновременного роста внутренних напряжений и деформаций на всех характерных участках конструкции. При малых площадях безбалочных перекрытий (точечная застройка) часть нагрузок также не может возрасти одновременно и вызывать в каждой точке НДС характерное полной нагрузке, например, кирпич или блоки для наружных стен и перегородок вначале складывается в одних ме-

стах (ячейках перекрытия), и только спустя некоторое время занимают своё проектное положение в ограждающих конструкциях и перегородках.

Таким образом, расчёт на основе нелинейной деформационной модели целесообразно проводить только для отдельных, наиболее ответственных фрагментов безбалочных перекрытий, требующих фактической оценки работоспособности и рассмотрения НДС перед разрушением.

2.3 Влияние деформированного состояния системы

Расчёт прочности железобетонных элементов по деформированной схеме или с учётом *геометрической нелинейности* в нормах [3, 12] сформулирован для нормальных сечений стержневых элементов. Уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента записываются для деформированного состояния системы. Кроме того, связь между внутренними напряжениями и деформациями принимается с учётом *физической нелинейности*. Известно [50-56], что расчёт по деформированной схеме охватывает весьма широкий круг задач и, в первую очередь, стержневые системы, в элементах которых изгибающие моменты вычисляются с учётом дополнительного влияния продольных сил. Влияние деформированного состояния на величины внутренних усилий также сказывается в большепролётных конструкциях оболочек, уменьшение стрелы подъёма которых приводит к изменению горизонтальной составляющей нагрузки на опорный контур. Определение в этой связи запаса работоспособности при решении задач устойчивости равновесия, является актуальной проблемой нелинейной теории.

Стержневые и плитные железобетонные элементы регулярных каркасов, кроме всего прочего, обладают своей спецификой – перераспределение изгибающих моментов по длине элемента (из опорной части в пролёт), связанное с образованием и раскрытием трещин в зонах с максимальными значениями моментов, и необходимостью увеличения площади растянутой продольной арматуры в пролётной части конструкции. Очевидно, что возможность проектирования большинства монолитных безбалочных перекрытий без трещин отсут-

ствуется, ввиду необходимости значительного увеличения высоты поперечного сечения и перерасхода бетона или необходимости значительного увеличения трудоёмкости, связанной с выполнением постнапряжения конструкций. Поэтому нормами [1-3, 12, 13, 15] не запрещается образование и раскрытие трещин для большинства конструктивных элементов, но, тем не менее, ограничивается их ширина.

Следует отметить, что расчёт по деформированной схеме с учётом *физической нелинейности* требует достаточно осторожного подхода и рассмотрения дополнительных аспектов, например, последовательность приложения нагрузки, исходное НДС, изменение граничных условий, НДС в момент приложения особых воздействий, невозможность разложения и объединения НДС на составляющие, необратимость действия нагрузки и др. В предыдущем разделе приводился простой пример, встречающийся практически на любом строительном объекте – временное складирование кирпича и блоков или других материалов в одном или нескольких фрагментах перекрытия. Очевидно, что в определённой мере, вне зависимости от конструкции перекрытия – балочная или плоская неразрезная схема, нагрузка, приложенная в одном пролёте или ячейке плиты, или балки, вызывает в ней прогиб, а соседний пролёт при отсутствии сопоставимой нагрузки будет выгибаться в обратную сторону. Постепенное распределение этой нагрузки по площади и соответствующее этому моменту НДС конструкции, никак не учитывается при линейном расчёте. Попытка учесть даже такой простой случай приведёт к увеличению времени вычислений и трудоёмкости на порядок. Более сложные примеры, связанные со знакопеременными нагрузками (статическая и пульсационная составляющие ветра) и особыми воздействиями (сейсмика, взрыв), вообще приведут к неоднозначности и невозможности интерпретировать результаты вычислений.

По результатам расчёта, приведённого в табл. 2.1, напряжения в растянутой зоне бетона превышают сопротивление бетона растяжению, поэтому очевидно, что при заданной нагрузке трещины образуются. Для определения момента характерного образованию нормальных трещин в изгибаемых элементах

без учёта неупругих деформаций растянутого бетона при отсутствии продольной силы и усилия предварительного обжатия в нормах [3, 12] предлагается использовать формулу:

$$M_{crc,red} = R_{bt,ser} \cdot W_{red,b} = 18,4 \cdot 21674,6 = 3,99 \text{ тс*м} \quad (2.19)$$

где $W_{red,b} = \frac{I_{red,el}}{z_t} = \frac{255760,0}{11,8} = 21674,6 \text{ см}^3$ – момент сопротивления поперечного

сечения для крайнего растянутого волокна бетона;

$I_{red,el} = 255760,0 \text{ см}^4$ – момент инерции приведённого поперечного сечения опорной зоны безбалочного перекрытия относительно центра тяжести, см. формулу (2.13);

$z_t = 11,8 \text{ см}$ – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведённого поперечного сечения, см. (2.13);

$R_{bt,ser} = 18,4 \text{ кгс/см}^2$ – сопротивление бетона класса *B30* растяжению для предельных состояний второй группы.

Следует отметить, что момент трещинообразования $M_{crc,red}$ в несколько раз меньше приведённого изгибающего момента M_{red} , который может быть воспринят рассматриваемым сечением. В этой связи наличие концентраторов в виде стальных листов капители, рассекающих тело бетона по всей высоте в перпендикулярной плоскости, никак не может сказаться на конечном результате – соответствии требованиям I и II предельных состояний.

Некоторое влияние на деформированное состояние безбалочных перекрытий может оказать такое явление как *ползучесть* сжатой зоны бетона. В нормах [3, 12] изложены общие требования по учёту нелинейных свойств железобетона. К сожалению, в большей степени они относятся к стержневым элементам, чем к плитным. В соответствии с п. 5.1.13 норм [3] *ползучесть* бетона предлагается учитывать изменением (понижением) модуля упругости E_b по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad (2.20)$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона;

$\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести, зависящий от класса бетона и относительной влажности воздуха района строительства в наиболее тёплый месяц и принимаемый по табл. 5.5 норм [3].

На основании опытов проведённых с железобетонными конструкциями установлено [84-105], что спустя определённый промежуток времени, составляющий несколько месяцев, начальные прогибы возрастают в несколько раз. Очевидно, что в общем случае игнорирование полученных результатов может привести к неблагоприятным последствиям. Однако методика, заложенная в нормы [3, 12], для учёта ползучести не учитывает следующие аспекты:

1 Взаимодействие с окружающей воздушной средой происходит не всеми гранями конструкции. На этапе эксплуатации, например, отдельно стоящая колонна каркаса может иметь четыре свободные грани, второстепенная или главная балка перекрытия – три свободные грани, плита перекрытия – одну свободную грань снизу, поскольку сверху она изолирована конструкцией пола, а сборку площадь достаточно мала по сравнению с площадью в плане. Фундаментная плита вообще находится в изолированном состоянии. Очевидно, что при одинаковых условиях (уровень напряжений в сжатой зоне бетона, класс бетона, относительная влажность воздуха, температура и т.д.) влияние ползучести на эти конструктивные элементы сказывается в разной степени и не может полностью определяться данными табл. 5.5 норм [3].

2 Тип конструкции – стержневые или плитные элементы. Использование кинематической и статической гипотез в технических теориях изгиба пластинок при расчёте безбалочных перекрытий в месте сопряжения с колоннами искажает картину НДС опорных зон. Трёхосное НДС сжатой зоны пролётных и опорных зон безбалочных перекрытий меняет прочностные показатели бетона и уменьшает влияние ползучести.

3 Отсутствует разделение между ползучестью и усадкой бетона в нормах [3,12]. Возможно потому, что за основу взята теория Фрейсинэ [84], рассматривающая эти явления как однотипные. Несмотря на то, что существует внешнее различие, свидетельствующее о различной природе этих явлений. Усадка пред-

ставляет собой объёмную деформацию и проявляется с одинаковой интенсивностью по всем направлениям. А ползучесть развивается в большей степени в направлении действующей нагрузки при ничтожно малых поперечных деформациях.

4 Продолжительность нарастания деформаций не учитывается коэффициентом $\varphi_{b,cr}$, и определяется только их окончательная величина.

Формула (2.20) позаимствована из европейских норм [13] п. 5.8.6, которые допускают при отсутствии более точных моделей ползучести умножать все значения относительных деформаций на коэффициент $(1 + \varphi_{b,cr})$. Но в еврокодах [13] при определении коэффициента $\varphi_{b,cr}$ большинство аспектов, обозначенных выше, учитываются, кроме того, предлагается ползучесть и усадку бетона учитывать при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности. В связи с вышеизложенным, применение коэффициента $\varphi_{b,cr}$ для опорных зон безбалочных перекрытий регулярных каркасов при расчётах по I предельному состоянию, очевидно, не требуется, но может оказаться полезным в процессе проведения дополнительных экспериментальных исследований на натуральных конструкциях.

При расчёте железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели в нормах [3, 12] предлагается использовать двухлинейную и трёхлинейную диаграммы, определяющие связь между напряжениями и относительными деформациями, и учитывающие *физическую нелинейность* материала. В зависимости от этапа расчёта (прочность, образование трещин, раскрытие трещин, прогибы) и продолжительности действия нагрузки для сжатого и растянутого бетона используется та или иная диаграмма. Увеличение сопротивления бетона сжатию при объёмном НДС, особенно характерное опорным зонам безбалочных перекрытий, также не учитывается.

Практика показывает, что отдельное рассмотрение *геометрической нелинейности* для безбалочных перекрытий большинства регулярных монолитных железобетонных каркасов жилых и общественных зданий не оказывает суще-

ственного влияния на конечный результат принимаемых проектных решений. Несмотря на это, расчёт отдельных фрагментов безбалочных перекрытий с учётом *геометрической* и *физической нелинейности* может оказаться полезным в процессе определения критической нагрузки и запаса работоспособности.

2.4 Роль бетона, стальных листов и стержневой арматуры в опорной зоне безбалочного перекрытия

На основе предварительных сопоставлений, выполненных в предыдущем подразделе, можно прийти к выводу, что наличие стальных листов в опорных зонах безбалочных перекрытий существенно меняет характер работы и картину напряжённого состояния. Скрытая металлическая капитель, представляющая собой пространственную решётку из стальных листов и стержневой арматуры, обладает достаточно высокой работоспособностью на срез при условии недопущения потери устойчивости её элементов. В этой связи при продавливании бетон начинает играть подчинённую роль, но в тоже время является основным компонентом, обеспечивающим равновесие сечения опорной зоны при изгибе.

Бетон под колонной и в непосредственной близости от колонны находится в состоянии трёхосного сжатия. Поэтому его прочность в соответствии с [1-3] определяется расчётным сопротивлением бетона смятию $R_{b,loc}$, которое может превышать призменную прочность бетона R_b от 1,0 до 2,5 раз без учёта косвенного армирования. Данное условие основано на одной из теорий прочности и экспериментальных исследованиях, проведённых в этой области [67-82]. Для определения прочности бетона, находящегося внутри скрытой металлической капители, воспользуемся теорией прочности бетона Вильяма-Варнка [78] и нелинейной деформационной моделью в ПК ANSYS 13.0. Это позволит соотнести полученные результаты расчёта с простейшими экспериментальными исследованиями материалов, проводимые в лабораториях, по определению предельных (опасных) напряжений при одноосном растяжении σ^p или сжатии σ^c .

Для анализа НДС бетона на рис. Б.29...Б.40 в Приложении Б приведены изополя с численными показателями перемещений по оси Z (прогибов), внут-

ренних $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$, главных $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и эквивалентных напряжений $\sigma_{0,M}$ (энергетическая теория – фон Мизеса), $\sigma_{0,IV}$ (теория Вильяма-Варнка) для фрагмента плиты на основе полученного решения РС7.

Известно [46-55], что прочность материала зависит не только от величины компонентов напряжений, но и от характера напряжённого состояния. Так, большинство твёрдых тел противостоят без разрушения действию одинакового всестороннего очень высокого давления. И только в некоторых менее плотных и неоднородных телах наблюдаются случаи разрушения, в связи с проникновением в поры и микротрещины жидкости, в которую погружаются испытуемые тела. И, наоборот, при сравнительно невысоких напряжениях тела разрушаются, если изменяется форма (например, в случае сдвига или наличия разных по знаку нормальных напряжений, действующих на грани параллелепипеда).

Анализируя приведённые на изополях величины нормальных напряжений непосредственно под колонной в среднем отсеке капители видно, что максимальные значения для всех глобальных осей сопоставимы $\sigma_x = -16120,7$ тс/м², $\sigma_y = -16027,2$ тс/м², $\sigma_z = -15562,5$ тс/м². В следующих отсеках металлической капители значения напряжений в верхней зоне также отличаются несущественно $\sigma_y = -8569,2$ тс/м², $\sigma_x = -7918,6$ тс/м², $\sigma_z = -7805,45$ тс/м². Учитывая характер работы бетона в сжатой зоне металлической капители, главные и эквивалентные напряжения на рис. Б.36...Б.40 в Приложении Б, близость размеров КЭ к испытываемым в лабораторных условиях образцам кубиков, необходимо ограничить эквивалентные напряжения призменной прочностью бетона R_b . В этом случае можно исключить разрушение бетона в сжатой зоне и гарантировать сохранение равновесия в сечениях опорной зоны.

Следует отметить, что в расчётной схеме РС6 и любой другой, где стальные листы моделируются при помощи плоских КЭ, максимальные значения внутренних сжимающих напряжений в бетоне получаются существенно меньше, чем в расчётной схеме РС7 и любой другой, где стальные листы моделируются при помощи объёмных КЭ. Очевидно, что в процессе деформирования сжатая зона стальных листов расширяется в поперечном направлении – возни-

кают поперечные деформации, которые суммируются с продольными деформациями бетона в перпендикулярном направлении, таким образом, на границе стальных листов и бетона сжимающие нормальные напряжения в бетоне получаются существенно больше, чем в некотором удалении. Это благоприятным образом сказывается на обеспечении совместной работы стальных листов и бетона, уменьшая требования к подготовке поверхностей стальных листов перед бетонированием.

Стальные листы, образующие металлическую капитель, коренным образом меняют картину напряжённого состояния опорной зоны безбалочного перекрытия. Основное назначение стальных листов заключается в сопротивлении сдвигающим усилиям, распределении внешней нагрузки в области скрытой металлической капители, выравнивании пиковых значений изгибающих моментов, увеличении изгибной жёсткости после раскрытия трещин, исключению механизма хрупкого разрушения опорной зоны – продавливания.

Двухосное НДС стальных листов в РСб характеризуется следующими составляющими: σ_x – нормальные напряжения, действующие в направлении оси X (по длине листа), σ_y – нормальные напряжения, действующие в направлении оси Y (по высоте листа), $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ – касательные напряжения, u, v, w – перемещения в направлении осей X, Y, Z соответственно. Очевидно, что характер деформирования, а именно перемещений и поворотов, будет полностью соответствовать общей картине деформирования бетона опорной зоны. Но в напряжённом состоянии стальных листов есть свои нюансы, отличающие даже средние (под колонной) и крайние (вне сечения колонны) листы между собой. К сожалению, используя пластинчатые (оболочечные) КЭ, не представляется возможным учесть нормальные напряжения σ_z , действующие в направлении толщины стальных листов, особенно в сжатой зоне опорной зоны плиты. Использование для этих целей объёмных КЭ уточняет картину НДС опорной зоны безбалочного перекрытия.

Для анализа НДС стальных листов капители на рис. Б.41...Б.52 в Приложении Б приведены изополя с численными показателями перемещений по оси Z

(прогибов), эквивалентных σ_0 (энергетическая теория – фон Мизеса), внутренних $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ и главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, эквивалентных общих относительных деформаций для фрагмента плиты на основе полученного решения РС7.

Из приведённой картины НДС стальных листов опорной зоны безбалочного перекрытия видно, что происходит распределение внешней нагрузки на достаточно большую площадь вокруг колонны за счёт совместной работы стальных листов, арматуры и бетона. Необходимо также отметить возникающие растягивающие напряжения σ_z в верхней части стальных листов в сжатой зоне бетона вне сечения колонны, что подтверждает невозможность образования наклонных трещин и, соответственно, пирамиды продавливания.

Следует отметить, что действующие в стальных листах максимальные значения нормальных σ_x, σ_y и эквивалентных σ_0 напряжений в локальных местах концентрации напряжений в сжатой зоне бетона и в местах пересечений стальных листов в растянутой зоне бетона несколько превышают предел текучести R_y . Это объясняется трёхосным напряжённо-деформированным состоянием и завершением на этом этапе шагово-итерационного процесса.

Максимальные эквивалентные общие относительные деформации, показанные на рис. Б.52 в Приложении Б, действуют в нижней растянутой зоне стальных листов и составляют 0,021, что не превышает заданной предельной величины 0,025 согласно норм [3] при использовании двухлинейной идеализированной диаграммы Прандтля для учёта физической нелинейности.

Стержневая арматура в металлической капители является неотъемлемой частью данного конструктивного решения. Основное назначение нижней продольной арматуры совместно со сжатой зоной бетона заключается в сопротивлении изменению формы параллелепипеда при действии разных по знаку нормальных напряжений на гранях сечения и сохранении равновесного состояния опорной зоны безбалочного перекрытия.

При малой кривизне опорных зон безбалочных перекрытий НДС стержневой арматуры в объёмных расчётных схемах характеризуется в большей степе-

ни одноосным НДС. И следующими составляющими: σ_x – нормальные напряжения, действующие в направлении оси X (по длине арматуры), u, v, w – перемещения в направлении осей X, Y, Z соответственно. Также, как и для стальных листов, характер деформирования стержневой арматуры будет полностью соответствовать общей картине деформирования бетона плиты.

Основным вопросом при анализе прочности стержневой арматуры является отсутствие поперечных сил (касательных напряжений) по результатам расчёта и их предположительное наличие при учёте характера работы элементов. Для определения действительной картины необходимо рассмотреть положение стержней в отверстиях стальных листов металлической капители, характер деформирования опорной зоны и силы сцепления стальных листов и бетона.

Для анализа НДС стержневой арматуры на рис. Б.53...Б.60 в Приложении Б приведены изополя с численными показателями перемещений по оси Z (прогибов), внутренних $\sigma_x, \tau_{xy}, \tau_{zx}$, главных σ_1, σ_3 и эквивалентных напряжений σ_0 (энергетическая теория – фон Мизеса), эквивалентных общих относительных деформаций для фрагмента плиты на основе полученного решения РС7.

Из приведённой картины НДС стержневой арматуры опорной зоны в РС7 следует, что нижняя арматура находится в состоянии одноосного растяжения. В некоторой области вокруг колонны нормальные растягивающие напряжения σ_x в арматуре достигли предела текучести R_s по всему поперечному сечению. Картина распределения главных напряжений σ_1 практически совпадает с σ_x за исключением отдельных локальных мест, где возникают нормальные сжимающие напряжения σ_x и соответствующие им главные напряжения σ_3 . Эквивалентные напряжения σ_0 в некоторой области под колонной незначительно превышают R_s , что связано с завершением шагово-итерационного процесса.

Максимальные эквивалентные общие относительные деформации, показанные на рис. Б.60 в Приложении Б, действуют в нижней растянутой зоне арматуры непосредственно под колонной и составляют 0,0127, что не превышает заданной предельной величины 0,025 согласно норм [3] при использовании двухлинейной диаграммы Прандтля для учёта физической нелинейности.

Важными факторами в оценке прочности стержневой арматуры и, следовательно, всей опорной зоны являются: характер нагружения, вид конструкции, сцепление бетона и стальных листов металлической капители, нагельный эффект соединения стержней и стальных листов, коэффициент использования стальных листов, механические характеристики стали стержневой арматуры.

Характер нагружения связан с процессом производства строительно-монтажных работ и продолжительностью возведения здания или сооружения. Следует отметить, что значения внешних нагрузок достигают своих максимальных значений на протяжении нескольких месяцев. Т. е. значения внутренних усилий, соответствующие внешней нагрузке и превышающие сопротивление стали растяжению R_s , не могут быть достижимы одномоментно, что позволяет говорить о равномерном распределении нагрузки на все стержни, объединённые внутри капители, и о необходимости рассмотрения деформированного состояния системы.

Вид конструкции существенно влияет на механизм её разрушения. Плитные железобетонные конструкции при использовании технической теории изгиба пластинок характеризуются в общем случае двухосным НДС, и как показано выше этот способ определения внутренних напряжений не всегда является достаточным. Любая плитная конструкция является многократно статически неопределимой, даже если рассматривать двухмерную задачу, что принципиально отличает её от стержневых железобетонных конструкций. Известно [84-110], что в момент разрушения стержневого железобетонного элемента образуется точечный пластический шарнир, а в момент разрушения безбалочного перекрытия появляется линейный пластический шарнир. Поэтому очевидно, что для разрушения опорной зоны безбалочного перекрытия, суммарное значение растягивающих усилий в стержневой арматуре должно превышать их общее сопротивление разрыву, при условии достаточной прочности сжатой зоны бетона и исключения механизма продавливания, что подтверждается результатами расчёта с применением нелинейной деформационной модели безбалочного перекрытия, реализованной в РС7.

Сцепление бетона и стальных листов имеет большое значение при анализе НДС стержневой арматуры и конструкции в целом, поскольку при его недостаточном количестве будет возникать опасность передачи вертикальной нагрузки через стальные листы непосредственно на стержни. Поэтому толщина листов и диаметр растянутых стержней должен также учитывать образование возможной поверхности среза в месте сопряжения листов и арматуры.

Нагельный эффект соединения стержневой арматуры и стальных листов существенно повышает надёжность опорной зоны конструкции за счёт соединения верхних и нижних стержней, и является дополнительной системой, не допускающей образование пирамиды продавливания и, соответственно, хрупкого разрушения.

Механические характеристики стали (прочность, сопротивление хрупкому и вязкому разрушениям, наличие площадки текучести) стержневой арматуры и стальных листов также могут оказывать немаловажное значение в картине НДС безбалочного перекрытия.

2.4.1 Учёт сцепления бетона и стальных листов

Важным критерием оценки НДС является учёт сцепления бетона и стальных листов. Наличие сцепления позволяет исключить передачу вертикальной нагрузки от стальных листов на стержневую арматуру. В большей степени этот негативный фактор касается растянутой арматуры опорной зоны безбалочного перекрытия, находящейся в неблагоприятном положении. Поэтому при проектировании необходимо учитывать силы сцепления между стальными листами и сжатой зоной бетона, не допуская давления на растянутую арматуру.

При рассмотрении НДС опорной зоны безбалочного перекрытия в РС6 видно, что бетон в верхней части скрытой металлической капители находится в состоянии трёхосного сжатия. Вертикальные (в направлении оси Z) сжимающие напряжения имеют максимальные значения непосредственно под колонной, и при удалении от колонны существенно уменьшаются. Горизонтальные (в направлении осей X и Y) сжимающие напряжения также имеют максимальные

значения непосредственно под колонной, и при удалении от колонны постепенно уменьшаются. Очевидно, что горизонтальные сжимающие напряжения в объёмных КЭ, моделирующих бетон, действуют также в оболочечных элементах, моделирующих стальные листы, но в силу особенностей МКЭ (вычисление усилий в узлах и центрах тяжести) не могут быть учтены в процессе расчёта при использовании заданной топологии расчётной схемы. Поскольку уровень сжимающих напряжений из плоскости листов существенно ниже (более 10 раз) сопротивления стали R_y и главные напряжения также далеки от своих предельных значений, данным эффектом для оценки прочности стальных листов можно пренебречь.

При рассмотрении НДС опорной зоны плиты в РС7 видно, что бетон в верхней части металлической капители вблизи колонны находится в состоянии трёхосного сжатия. Вертикальные (в направлении оси Z) сжимающие напряжения имеют максимальные значения непосредственно под колонной, и при удалении от колонны также существенно уменьшаются. Горизонтальные (в направлении осей X и Y) сжимающие напряжения также имеют максимальные значения непосредственно под колонной, и при удалении от колонны значительно уменьшаются. Очевидно, что горизонтальные сжимающие напряжения в объёмных КЭ, моделирующих бетон, улучшают в сжатой зоне работу объёмных КЭ, моделирующих стальные листы, поскольку имеют обратные знаки. Происходит стеснение поперечных деформаций стальных листов в сжатой зоне бетона за счёт действия продольных сжимающих напряжений.

На основе решения РС6, формулы (2.13) и методики расчёта, изложенной в разделе 2.5, можно оценить сцепление поверхностей бетона и стальных листов. Для этого необходимо определить количество поверхностей трения и их общую площадь, уровень сжимающих напряжений в бетоне, затем умножить их произведение на коэффициент трения между бетоном и стальными листами [6], и сравнить его с внешним воздействием, действующим на колонну:

$$F = 228,0 \leq \nu \cdot \sum (n_i \cdot A_{v,i} \cdot \sigma_{red,i}) = 0,35 \cdot (4 \cdot 0,3 \cdot 1733) = 727,9 \quad (2.21)$$

где $F = 228,0$ тс – вертикальная нагрузка;

$\nu = 0,35$ – коэффициент трения стали по бетону, при влажном состоянии поверхности [6];

$n_i = n_4 = 4$ – количество стальных листов в металлической капители непосредственно под колонной (без учёта крайних листов) в двух направлениях;

$A_{v,i} = A_{v,4} = n_v \cdot l \cdot x = 2 \cdot 1,8 \cdot 0,0834 = 0,3 \text{ м}^2$ – площадь трения 4-х стальных листов непосредственно под колонной;

$n_v = 2$ – количество поверхностей трения;

$l = 1,8 \text{ м}$ – длина стального листа;

$x = 0,0834 \text{ м}$ – приведённая высота сжатой зоны бетона в поперечных сечениях по граням колонны;

$\sigma_{red,i} = \sigma_{red,4} = 1733 \text{ тс/м}^2$ – приведённые сжимающие напряжения в бетоне для стальных листов металлической капители непосредственно под колонной;

Анализируя полученный выше результат, очевидно, что при размещении даже минимально возможного количества стальных листов в каждом направлении – по два в каждом направлении, сила сцепления между сжатым бетоном и листами будет существенно превышать разрушающую нагрузку при изгибе (более чем в три раза). Следовательно, практически при любых возможных вариантах, давление стальных листов на растянутую арматуру в нижней зоне практически исключено, за счёт сил сцепления между стальными листами и сжатой зоной бетона.

По результатам решения РС7 на рис. Б.55, Б.56 в Приложении Б видно, что значения касательных напряжений τ_{xy} , τ_{zx} достаточно малы и не оказывают влияния на НДС арматуры, что подтверждает сделанный выше вывод.

2.4.2 Оценка нагельного эффекта и концентрации напряжений вблизи отверстий стальных листов

Для оценки нагельного эффекта вначале необходимо рассмотреть положение стержневой арматуры в металлической капители до и после бетонирования. Отверстия, в которые устанавливается стержневая арматура, выполняются на

несколько миллиметров больше (от 6 мм), чем номинальный диаметр стержней, для обеспечения соосности отверстий при сборке стальных листов, особенно в условиях строительной площадки, и в связи с наличием профиля (от 1,5 мм для диаметров стержней от 16 мм) у арматуры классов А-III, А400, А500 и т.п.

После установки в проектное положение, при достаточном свободном ходе внутри отверстия, стержневая арматура под действием собственной силы тяжести и веса бетона принимает положение, при котором касательная к поперечному сечению стержня и касательная к окружности отверстия совпадают между собой и проходят через нижнюю точку пересечения окружностей и вектора силы тяжести. Таким образом, в верхней части отверстия образуется просвет по форме напоминающий полумесяц. Расстояние между верхними касательными к отверстиям и стержням может составлять от 2 мм для растянутых и более 10 мм для сжатых стержней. Поскольку разность перемещений крайней и средней точек опорной зоны плиты, для расчётной схемы РС6, достигает менее 2 мм, то непосредственного соприкосновения верхней части отверстия и стержневой арматуры по результатам упругого линейного расчёта не происходит.

По результатам расчёта РС7 с использованием нелинейной деформационной модели разность перемещений крайней и средней точек составляет около 20 мм. Тем не менее, при контакте арматуры и стальных листов существенного влияния на НДС плиты не происходит в силу полученных незначительных значений касательных напряжений τ_{xy} , τ_{zx} в арматуре. На основе приведённых выше данных можно утверждать, что нагельный эффект при соединении стержневой арматуры и стальных листов не возникает.

Важным аспектом оценки работоспособности стальных листов металлической капители является учёт концентрации напряжений в местах отверстий для размещения арматуры. Известно [64-67], что отверстие в элементе является концентратором напряжений и в зависимости от формы отверстия, геометрических размеров, расстояний между соседними отверстиями и до грани листа может существенно ослабить сечение стальных листов и стать причиной их разрушения. Для оценки концентрации напряжений используется коэффициент K_σ ,

равный отношению наибольшего местного напряжения σ_{\max} к номинальному или среднему напряжению $\sigma_{\text{ном}}$ в сечении:

$$K_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\text{ном}}} \quad (2.22)$$

Для определения коэффициента концентрации напряжений используем электронный справочник КоКон [65]. В первом приближении, наиболее сопоставимой задачей, реализованной в программе, является ограниченная по высоте пластина с бесконечным рядом круглых отверстий, и равномерными растягивающими напряжениями, действующими параллельно линии размещения отверстий и пластины. Теоретическое решение данной задачи изложено в [66] и имеет ограничения $0 \leq d/l \leq 1$. На рис. 2.9 показана схема к решению задачи концентрации напряжений в стальных листах металлической капители.

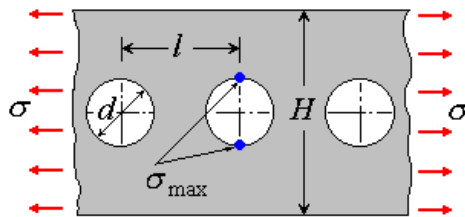


Рис. 2.9 – Пластина конечной ширины с рядом круглых отверстий

Для определения значения коэффициента концентрации напряжений вырежем полосу шириной H из стального листа, диаметр отверстий $d = 23$ мм, шаг отверстий $l = 100$ мм. Номинальное напряжение находится по формуле:

$$\sigma_{\text{ном}} = \frac{\sigma_0}{1 - \frac{d}{H}} = \frac{32110}{1 - \frac{23}{50}} = 59462,9 \quad (2.23)$$

где $H = d + 2 \cdot \left(a - \frac{d}{2}\right) = 23 + 2 \cdot \left(25 - \frac{23}{2}\right) = 50$ мм – ширина полосы;

$a = 25$ мм – расстояние от центра тяжести арматуры до грани бетона.

На основе решения РС7 согласно рис. Б.42 Приложения 2, максимальные эквивалентные напряжения σ_0 в средних стальных листах вблизи отверстия составляют $\sigma_0 = 32110,0$ тс/м², тогда $\sigma_{\text{ном}} = 59462,9$ тс/м². Определив коэффициент концентрации напряжений $K_{\sigma} = 2,662$ с помощью электронного справочника

[65], получим наибольшее местное напряжение на границе отверстия $\sigma_{\max} = 158290,4$ тс/м². Следует отметить, что максимальное значение местного напряжения для нижнего ряда отверстий соответствует нижней точке, показанной на рис. 2.9, в верхней точке напряжения несколько ниже, для верхнего ряда отверстий картина зеркальная относительно горизонтальной оси листа, проходящей через центр тяжести.

Во втором приближении, необходимо рассмотреть пластину, ограниченную по высоте с одиночным круглым отверстием, и равномерными растягивающими напряжениями, действующими параллельно по длине пластины. На рис. 2.10 показана альтернативная схема к решению задачи концентрации напряжений в стальных листах металлической капители.

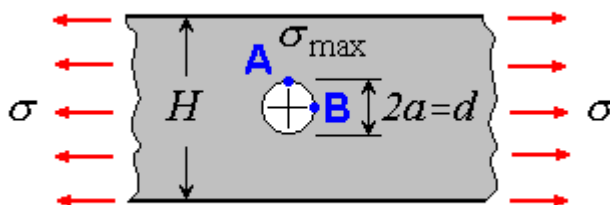


Рис. 2.10 – Пластина конечной ширины с одиночным круглым отверстием

Для определения значения коэффициента концентрации напряжений по площади брутто вырежем полосу шириной $H = 50$ мм из стального листа, диаметр отверстия $d = 23$ мм. На основе решения РС7 согласно рис. Б.42 Приложения 2, максимальные эквивалентные напряжения σ_0 в средних стальных листах вблизи отверстия составляют $\sigma_0 = 32110,0$ тс/м². Определив коэффициент концентрации напряжений $K_\sigma = 1,113$ с помощью электронного справочника [65], получим $\sigma_{\max} = 35738,4$ тс/м².

По результатам сравнительных расчётов видно, что значения концентрации напряжений вблизи отверстий в стальных листах существенно отличаются в зависимости от постановки задачи. Скорее всего, ограничения предусмотренные в работе [66] для решения данных задач не отражают всех возможных расчётных ситуаций и геометрических соотношений.

Известно [64], что по мере удаления от отверстия местное напряжение σ_{\max} уменьшается и на расстоянии равном одному радиусу уже принимает значения номинального напряжения σ . Поскольку минимальный защитный слой бетона составляет 20 мм для плит перекрытий согласно [1, 3], то минимальное расстояние от грани листа до отверстия достигает почти двух радиусов – для стальных листов в одном направлении, и пяти радиусов – для стальных листов в другом (ортогональном) направлении. Таким образом, при соблюдении требований действующих норм в части обеспечения защитного слоя арматурных стержней и, допуская развитие локальных пластических деформаций вокруг отверстий, можно гарантировать прочность данного участка стальных листов. Тем не менее, данный вывод требует экспериментального подтверждения на физических моделях конструкций.

2.4.3 Совместная работа бетона, стержневой арматуры и стальных листов.

На основе проведённых предварительных расчётов и изложенной выше информации можно сформировать близкое к реальности понимание характера НДС опорной зоны безбалочного перекрытия, усиленной скрытой металлической капителью. Предлагаемое конструктивное решение существенно отличается от используемых традиционных решений, и требует разработки нового подхода при выполнении расчётов и проектировании.

На первый взгляд может создаться впечатление, что размещение в железобетонной конструкции стального листа на всю высоту сечения является местом ослабления, но при детальном рассмотрении и учёте характера совместной работы, все опасения развеиваются. Действительно, если, например, рассматривать стержневой железобетонный элемент в виде балки или колонны, то размещение листа вертикально на всю высоту сечения в продольном направлении не имеет особого смысла, поскольку НДС (одноосное и реже двухосное) этих элементов коренным образом отличается от безбалочных перекрытий. Выбор геометрических размеров стержневых железобетонных элементов выполняется совсем из других соображений: для балок – это максимальный прогиб, для ко-

лонн – это возможная потеря устойчивости, в сочетании с минимальным расходом стержневой арматуры и бетона. В этой связи вклад стального листа в общую работоспособность конструкции будет незначительным, поэтому не оправдан. В поперечном направлении размещение стального листа по всему сечению вообще не окажет никакого влияния на несущую способность, и может быть реализовано только из конструктивных соображений, например, при необходимости прикрепления стального конструктивного элемента.

В случае плитных железобетонных конструкций, особенно фундаментных плит, плит перекрытий, ростверков, столбчатых фундаментов, главным геометрическим размером является толщина конструкции. Основным критерием при определении толщины является сопротивление сдвигу, т. е. образованию пирамиды или призмы продавливания. Поскольку данный вид разрушения является хрупким по своей природе и мгновенно приводит к возникновению аварийной ситуации с катастрофическими последствиями, то его можно отнести к разряду самых опасных предельных состояний. При конструировании опорных зон безбалочных перекрытий с использованием традиционных решений максимальная несущая способность поперечной арматуры, пересекающей грани пирамиды продавливания не может превышать несущую способность бетона на продавливание [1, 3, 11, 12]. Это ограничение вероятно связано с проведением натурных испытаний опорных зон конструкций, описанных в нормативных документах, и не позволяет гибко подходить к назначению толщины опорной зоны безбалочного перекрытия.

В нашем случае при толщине опорной зоны перекрытия $h = 0,24$ м, габаритах фрагмента $A = B = 1,8$ м, колонны $a = b = 0,5$ м и классе бетона $B30$ максимальная несущая способность на продавливание без учёта поперечной арматуры составит всего $F = 61,3$ тс, с учётом поперечной арматуры $F = 122,6$ тс, что почти в два раза меньше приложенной внешней нагрузки $F = 228,0$ тс.

В случае использования капители её толщина без учёта поперечной арматуры должна составлять не менее 600 мм. При использовании поперечной арматуры толщина капители должна составлять не менее 400 мм. Следует отме-

туть, что в практике проектирования установка поперечной арматуры выполняется в запас, а определение толщины безбалочного перекрытия выполняется из расчёта только несущей способности по бетону, что приводит к существенному перерасходу материалов. Такое решение продиктовано особенностями используемого подхода в нормах [1, 3] по определению несущей способности на продавливание с учётом суммирования прочности бетона и поперечной арматуры, несмотря на то, что стадии НДС для этих слагаемых отличаются. А также обеспечением максимальной надёжности опорных зон безбалочных перекрытий, воспринимающих значительные сосредоточенные нагрузки. Необходимость выполнения анкеровки поперечной арматуры в местах возможного образования пирамиды продавливания, делает такое конструктивное решение очень ответственным. Устройство отгибов или шайб, присоединяемых к поперечной арматуре при помощи сварки, либо изготовление плоских каркасов, в которых поперечная арматура присоединяется к продольной при помощи контактно-точечной сварки, в конечном итоге существенно усложняет выполнение качественного бетонирования. Происходит перенасыщение опорных зон арматурой, просветы между ней остаются настолько малыми, что порой невозможно уложить и выполнить вибрирование бетонной смеси. Предлагаемое конструктивное решение не имеет подобных недостатков, а благодаря неизменному сохранению проектного положения продольной арматуры в сечении опорной зоны безбалочного перекрытия исключает другие негативные моменты при выполнении бетонирования.

Совместная работа любой многокомпонентной конструкции достигается не только за счёт применения определённых материалов, их сочетаний и механических свойств, но и благодаря характеру НДС конструкции. Например, в случае размещения стальных листов только в одном направлении, и действии в перпендикулярном направлении только растягивающей внешней нагрузки параллельно плоскости плиты, эффект совместной работы будет отсутствовать, и по мере роста напряжений в стержневой арматуре начнётся расслоение конструкции. При рассмотрении, например, изгибаемого стержневого железобе-

тонного элемента, с размещёнными по вертикальным граням стальными листами, очевидно, что совместная работа может быть обеспечена только благодаря специальным конструктивным мероприятиям – прикреплению стальных листов из плоскости к бетону посредством шпилек или анкерных стержней. В противном случае после достижения растягивающими напряжениями в листах значений, превышающих сопротивление бетону растяжению R_{bt} , также произойдёт расслоение. Таким образом, совместная работа отдельных компонентов конструкции возможна только благодаря обеспечению совместности деформаций. В предлагаемом конструктивном решении совместность деформаций обеспечивается за счёт соответствующего расположения стальных листов в опорной зоне безбалочного перекрытия – на всю высоту сечения, объёмного НДС и характера внешнего силового воздействия.

На основе совместной работы стальных листов, стержневой арматуры и бетона меняется характер НДС конструкции. Каждый компонент является неотъемлемой частью конструктивного решения, и отсутствие любого из них сделает невозможным достижение поставленных задач: уменьшение материалоемкости, исключение хрупкого разрушения, повышение надёжности, как самой конструкции, так и процесса её изготовления. Стальные листы и бетон воспринимают смятие и сдвиг, возникающие в конструкции от внешней нагрузки, стержневая арматура, листы и бетон воспринимают изгибающую составляющую, таким образом, традиционная опорная зона безбалочного перекрытия, усиленная скрытой металлической капителью, приобретает другие качественные характеристики, что позволяет отнести её к новому типу плитных железобетонных конструкций.

2.4.4 Влияние коррозии на работоспособность опорных зон

Поскольку стальные листы выполняются на всю высоту сечения, и крайние фибры находятся на поверхностях конструкции, рассмотрим вопрос о необходимости выполнения антикоррозийной защиты. Существенное отличие листов от стержневой арматуры заключается в том, что образование и рост кор-

розионного налёта не приведёт к нарушению сцепления между листами и бетоном. Возникновение сколов бетона невозможно благодаря действию напряжений в одной плоскости. В растянутой зоне (направление внутренних усилий в бетоне совпадает с направлением роста налёта) трещины в первую очередь будут образовываться в местах установки стальных листов [67], соответственно, коррозионный налёт, в случае образования на поверхности стальных листов, наоборот, будет оказывать положительное воздействие, закрывая полости трещин. В сжатой зоне (направление внутренних усилий в бетоне обратно направлению роста налёта) до наступления разрушения конструкции трещины возникнуть не могут, поэтому доступ любой агрессивной среды к поверхности стальных листов исключён. Даже в случае наличия очагов коррозии на стальных листах до момента изготовления конструкции, возможность их развития в сжатой зоне нивелируется уровнем действующих в бетоне напряжений. Верхняя фибра стальных листов практически всегда закрывается выравнивающей стяжкой, и поэтому имеет гарантированную защиту от неблагоприятных воздействий. Нижняя фибра стальных листов в фундаментах находится между поверхностями бетонной подготовки и конструкции, поэтому всегда испытывается сжимающие напряжения, что тоже приводит к невозможности роста налёта и возникновению сколов, нарушающих совместную работу. Нижняя фибра стальных листов в перекрытиях (как и в верхней зоне фундаментов направление внутренних усилий в бетоне обратно направлению роста налёта) и нижняя часть стальных листов в фундаментах с агрессивной окружающей средой требует защитных мероприятий в соответствии с действующими нормативными документами [9]. Величину защитного слоя бетона для стержневой арматуры необходимо назначать в соответствии с действующими нормами [1, 3].

2.5 Расчёт нормальных сечений опорных зон по прочности на изгиб

Расчёт нормальных сечений опорных зон безбалочных перекрытий по предельным усилиям выполняется на основе решения уравнения равновесия сум-

мы моментов внутренних усилий относительно нейтральной оси и нахождении предельного изгибающего момента M_{ult} в пластической стадии:

$$M_{ult} = R_b \cdot A_{b,c} \cdot \frac{x}{2} + R_{sc} \cdot A'_{sm} \cdot z_{s,c} + R_s \cdot A_{sm} \cdot z_{s,t} + R_y \cdot A'_r \cdot \frac{x}{2} + R_y \cdot A_r \cdot \frac{h-x}{2}. \quad (2.24)$$

Высота сжатой зоны бетона x , находится на основе решения уравнения равновесия суммы проекций внутренних усилий на ось X или Y:

$$R_b \cdot A_{b,c} + R_{sc} \cdot A'_{sm} + R_y \cdot A'_r = R_s \cdot A_{sm} + R_y \cdot A_r, \quad (2.25)$$

где R_y, R_s, R_{sc}, R_b – предел текучести стали листов, арматуры, прочность бетона;

$A'_r = x \cdot t_r \cdot n_r$ и $A_r = (h-x) \cdot t_r \cdot n_r$ – площадь сжатой и растянутой зон листов;

$A_{b,c} = x \cdot b$ и $A_{b,t} = (h-x) \cdot b$ – площадь сжатой и растянутой зон бетона;

$A_{sm} = n_s \cdot A_s$ и $A'_{sm} = n_{sc} \cdot A'_s$ – общая площадь растянутой и сжатой арматуры;

A_s и A'_s – площадь растянутого и сжатого стержня;

n_s, n_{sc}, n_r – количество растянутых, сжатых стержней, стальных листов;

x и h – высота сжатой зоны и сечения бетона; t_r – толщина стальных листов;

$z_{s,c} = x - a'$ и $z_{s,t} = h - x - a$ – расстояния от нейтральной линии сечения до центра тяжести сжатой и растянутой арматуры.

Уравнение (2.25) преобразуется к виду:

$$R_b \cdot x \cdot b + R_{sc} \cdot n_{sc} \cdot A'_s + R_y \cdot x \cdot t_r \cdot n_r = R_s \cdot n_s \cdot A_s + R_y \cdot t_r \cdot n_r \cdot (h-x). \quad (2.26)$$

Решая уравнение относительно x , находим:

$$x = \frac{R_s \cdot n_s \cdot A_s + R_y \cdot h \cdot t_r \cdot n_r - R_{sc} \cdot n_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b + 2 \cdot R_y \cdot t_r \cdot n_r}. \quad (2.27)$$

При этом должно выполняться условие:

$$\xi = \frac{x}{h} \leq \xi_R = \frac{x_R}{h} = \frac{0,8}{1 + \varepsilon_{y,el} / \varepsilon_{b,ult}} = \frac{0,8}{1 + 0,0015 / 0,0035} = 0,56, \quad (2.28)$$

где: ξ, ξ_R – относительная высота сжатой зоны бетона, граничное значение;

$\varepsilon_{y,el} = \frac{R_y}{E_y} = \frac{3200}{2,1 \cdot 10^6} = 0,0015$ – относительная деформация растяжения стали со-

ответствующая пределу текучести;

$R_y = 3200$ кгс/см² – расчётное сопротивление листовой стали;

$E_y = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см² – модуль упругости листовой стали;

$\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$ – предельная относительная деформации сжатой зоны бетона.

Таким образом, приведённый изгибающий момент M_{red} , вычисленный на основе формулы (2.13), не должен превышать предельного изгибающего момента M_{ult} в пластической стадии, вычисленного по формуле (2.24). Коэффициент использования, равный их отношению, не должен превышать единицу:

$$K_M = \frac{M_{red}}{M_{ult}} \leq 1. \quad (2.29)$$

Расчёт нормальных сечений опорных зон безбалочных перекрытий по допускаемым напряжениям с учётом пластической работы бетона сжатой зоны выполняется по формулам (2.30...2.34). Приведённые напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{s,red}$ не должны превышать сопротивления арматуры растяжению R_s :

$$\sigma_{s,red} = \frac{M_{red} \cdot (h_0 - x)}{I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} \leq R_s, \quad (2.30)$$

где $M_{red} = I_{red,el} \cdot \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{h}$ – приведённый изгибающий момент, см. (2.13);

$I_{red,pl} = I_b + \alpha_{s2} \cdot I_{r,pl} + \alpha_{s2} \cdot I_s + \alpha_{s1} \cdot I'_s$ – приведённый момент инерции с учётом трещин и неупругих деформаций сжатой зоны бетона;

$I_b = \frac{b \cdot x^3}{3}$ – момент инерции сжатого бетона;

$I_s = A_{sm} \cdot z^2$ и $I'_s = A'_{sm} \cdot z'^2$ – моменты инерции растянутой и сжатой арматуры, без учёта моментов инерции относительно собственных центральных осей, соответственно;

$z = h - x - a = h_0 - x$ и $z' = x - a'$ – расстояния от центра тяжести сечения до растянутой и сжатой арматуры соответственно;

$I_{r,pl} = \frac{b_r \cdot h_r^3}{12} + b_r \cdot h_r \cdot \left(\frac{h_r}{2} - x\right)^2$ – момент инерции стальных листов.

$\alpha_{s1} = \alpha_{s2} = \frac{E_s}{E_{b,red}}$ – коэффициент приведения арматуры к бетону;

$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}$ – приведённый модуль деформации сжатого бетона, учитыва-

ющий неупругие деформации;

$\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$ – относительная деформация бетона;

$R_{b,ser}$ – сопротивление бетона сжатию для предельных состояний второй группы.

$h_0 = h - a$ – рабочая высота сечения;

$$x = h_0 \cdot \left[\sqrt{\left(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1} + \frac{b_r \cdot h}{b \cdot h_0} \cdot \alpha_{s1} \right)^2 + 2 \cdot \left(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1} \cdot \frac{a'}{h_0} + \frac{b_r \cdot h^2}{2 \cdot b \cdot h_0^2} \cdot \alpha_{s1} \right)} - \left(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1} + \frac{b_r \cdot h}{b \cdot h_0} \cdot \alpha_{s1} \right) \right] - \text{высота сжатой зоны};$$

$\mu_s = \frac{A_{sm}}{b \cdot h}$, $\mu'_s = \frac{A'_{sm}}{b \cdot h}$ и $\mu''_s = \frac{A''_{sm}}{b \cdot h}$ – коэффициенты армирования;

E_s – модуль упругости стали; h – высота сечения; b – ширина сечения;

$b_r = n_r \cdot t_r$ – толщина вертикальных стальных листов;

n_r – количество вертикальных стальных листов;

t_r и h_r – толщина и высота вертикального стального листа;

$A_{sm} = n_s \cdot A_s$ и $A'_{sm} = n_{sc} \cdot A'_s$ – площадь растянутой и сжатой арматуры;

a и a' – расстояния от центра тяжести растянутой и сжатой арматуры до растянутой и сжатой грани соответственно.

Приведённые напряжения в сжатой арматуре $\sigma_{sc,red}$ не должны превышать сопротивления арматуры сжатию R_{sc} :

$$\sigma_{sc,red} = \frac{M_{red} \cdot (x - a')}{I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} \leq R_{sc}. \quad (2.31)$$

Приведённые напряжения в сжатом бетоне $\sigma_{b,red}$ не должны превышать сопротивления бетона двухосному сжатию $1,2R_b$ [79-83]:

$$\sigma_{b,red} = \frac{M_{red} \cdot x}{I_{red,pl}} \leq 1,2R_b. \quad (2.32)$$

Приведённые напряжения в растянутой зоне вертикальных стальных листов $\sigma_{r,red}$ не должны превышать сопротивления стали растяжению по временному сопротивлению R_u :

$$\sigma_{r,red} = \frac{M_{red} \cdot (h - x)}{I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} \leq R_u. \quad (2.33)$$

Приведённые напряжения в сжатой зоне вертикальных стальных листов $\sigma_{rc,red}$ не должны превышать сопротивления стали сжатию по пределу текучести R_y :

$$\sigma_{rc,red} = \frac{M_{red} \cdot x}{I_{red,pl}} \cdot \alpha_{s1} \leq R_y. \quad (2.34)$$

На основе предложенных методик расчёта нормальных сечений по прочности в табл. 2.2...2.6 приведены исходные данные и результаты расчётов.

Таблица 2.2

Геометрические характеристики элементов

№ сечения	h , мм	b , мм	a , мм	n_s , ШТ	d_s , мм	A_{sm} , см ²	a' , мм	n_{sc} , ШТ	d_{sc} , мм	A'_{sm} , см ²	n_r , ШТ	t_r , см	h_r , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
PC1	240	2000											
PC2	240	2000											
PC3	240	2000											
PC4	240	2000											
PC5	240	2000	40	18	12	20,3							
PC6	240	2000	40	18	12	20,3					4	0,6	24

Обозначения, принятые в таблицах и на рисунках:

PC1...PC6 – расчётные схемы 1...6 фрагмента опорной зоны плиты;

Буквенные обозначения параметров приведены выше в описании методик расчёта.

Таблица 2.3

Геометрические характеристики поперечных сечений без трещин

№ сечения	α	S_{red} , см ³	I_b , см ⁴	I_{sm} , см ⁴	I'_{sm} , см ⁴	I_r , см ⁴	$I_{red,el}$, см ⁴	A_{red} , м ²	z_b , см	z_c , см	M_{red} , ТС*М	N_{red} , ТС
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
PC1											56,5	
PC2											45,5	
PC3											43,2	
PC4	6,86	57600	230400				230400	0,48000	12,00	12,00	42,8	-138,3
PC5	6,86	58114	230400	1232			238211	0,49287	11,79	12,21	43,1	-136,0
PC6	6,86	62494	230400	1235		2765	255760	0,52939	11,80	12,20	43,2	-129,9

Таблица 2.4

Расчёт нормальных сечений по предельным усилиям

№ сечения	$I_{red,el}$ см ⁴	$\sigma_{bt,red}$ тс/м ²	$\sigma_{bc,red}$ тс/м ²	x, см	$\xi=x/h$	M_{red} тс*м	M_{ult} тс*м	K_M
1	2	3	4	5	6	7	8	9
PC1		3265,7	-3265,7			56,5		
PC2		2638,1	-2638,1			45,5		
PC3		2497,1	-2497,1			43,2		
PC4	230400	1941,0	-2512,9			42,8		
PC5	238211	1857,2	-2485,4	2,70	0,10	43,1	17,4	2,48
PC6	255760	1747,8	-2310,6	5,68	0,20	43,2	34,0	1,27

Таблица 2.5

Геометрические характеристики поперечных сечений с трещинами

№ сечения	$E_{b,red}$ кгс/см ²	α	$x=z_c$, см	z, см	z', см	I_b , см ⁴	I_s , см ⁴	I'_s , см ⁴	$I_{r,pl}$, см ⁴	$I_{red,pl}$ см ⁴
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
PC1										
PC2										
PC3										
PC4										
PC5	149333,3	14,06	6,27	13,73	6,27	16433	3827			70238
PC6	149333,3	14,06	8,10	11,90	8,10	35429	2875		3641	127039

Таблица 2.6

Расчёт нормальных сечений по допускаемым напряжениям

№ сечения	M_{red} тс*м	$\sigma_{s,red}$ тс/см ²	K_s	$\sigma_{b,red}$ тс/м ²	K_b	$\sigma_{sc,red}$ тс/см ²	K_{sc}	$\sigma_{r,red}$ тс/см ²	K_r	$\sigma_{rc,red}$ тс/см ²	K_{rc}
1	2	3	4	7	8	9	10	11	12	13	14
PC1	56,5										
PC2	45,5										
PC3	43,2										
PC4	42,8										
PC5	43,1	11,8	2,57	3847,7	1,85						
PC6	43,2	5,7	1,24	2757,6	1,33			7,6	2,24	3,9	1,15

Следует отметить, что по результатам расчёта PC3 в ПК SCAD 11.5 без учёта трещиностойкости согласно рис. Б.21 Приложения Б, требуется установка 6Ø28 на участке шириной 700 мм непосредственно под колонной и по 6Ø22 в крайних участках, что существенно превышает количество необходимой арматуры при сравнении с PC6, PC7.

ВЫВОДЫ

1 Применение пространственных расчётных схем с использованием пластинчатых КЭ, моделирующих безбалочные перекрытия, необходимо как для определения расчётных сочетаний усилий в стержневых элементах каркаса, так и для уточнения исходных данных расчёта опорных зон, основанных на решении объёмных задач, и сравнения результатов расчёта в пролётных частях.

2 Расчётные схемы, основанные на технических теориях изгиба пластинок Кирхгофа-Лява и Тимошенко-Рейсснера-Миндлина, не отражают действительную картину НДС опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями.

3 Для расчёта опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, должны применяться объёмные модели. Бетон, арматура и стальные листы моделируются объёмными, стержневыми и пластинчатыми (или объёмными) КЭ соответственно.

4 Скрытая металлическая капитель на основе предлагаемого конструктивного решения меняет характер работы безбалочного перекрытия. Увеличивается жёсткость и прочность на изгиб опорной зоны, не реализуется механизм хрупкого разрушения посредством продавливания или сдвига. Можно допустить выравнивание изгибающих моментов в области капители.

5 Сила сцепления между сжатым бетоном и стальными листами существенно превышает критическую нагрузку, даже при размещении минимально возможного количества листов в каждом направлении, и обеспечивает отсутствие смещения листов в опорной зоне безбалочного перекрытия.

6 Перед разрушением опорной зоны безбалочного перекрытия, усиленной скрытой металлической капителью, может возникнуть нагельный эффект между арматурой и стальными листами. Для сжатой арматуры и стальных листов он не оказывает существенного влияния. Для растянутой арматуры нагельный эффект можно отнести к неблагоприятным факторам работы опорной зоны, который необходимо учитывать при проектировании и выполнении расчётов.

7 Совместная работа стальных листов, арматуры и бетона меняет НДС опорной зоны безбалочного перекрытия. Каждый компонент является неотъемлемой частью конструктивного решения. Стальные листы и бетон воспринимают смятие и сдвиг, возникающие в конструкции от внешней нагрузки, стержневая арматура, листы и бетон воспринимают изгибную составляющую, таким образом, традиционная опорная зона безбалочного перекрытия, усиленная скрытой металлической капителью, приобретает другие качественные характеристики, что позволяет отнести её к новому типу плитных железобетонных конструкций.

8 Использование плоских и объёмных расчётных схем опорной зоны безбалочного перекрытия не учитывает постепенного изменения НДС. В действительности изгибные составляющие внутренних усилий возникают в опорной зоне безбалочного перекрытия существенно позже начала нагружения.

9 При простом нагружении использование теории пластичности, для объёмных расчётных схем, в будущем позволит комплексно решать задачи на основе нелинейной деформационной модели. В данный момент, проведение расчёта с учётом физической и геометрической нелинейностей возможно только для отдельных, наиболее ответственных фрагментов безбалочных перекрытий.

10 При определении площади продольной арматуры целесообразно и обоснованно применение *гипотезы выравнивания опорных моментов* – изгибающие моменты M_x и M_y , действующие в двух взаимно ортогональных плоскостях и полученные из линейного расчёта, полагаются равномерно распределёнными по ширине соответствующего поперечного сечения опорной зоны безбалочного перекрытия между смежными нулевыми моментными точками.

11 Возникновение, раскрытие и местоположение нормальных трещин можно прогнозировать с достаточной точностью и при необходимости заранее организовывать дополнительные мероприятия по защите от агрессивной среды.

Глава 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОПОРНЫХ ЗОН БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

3.1 Общая характеристика испытанных фрагментов плит

Несущая способность опорной зоны безбалочного перекрытия, усиленной скрытой металлической капителью, и возможность применения в массовом строительстве изучалась экспериментально путём испытаний образцов натуральных размеров. Кроме того, решалась задача по созданию максимально приближённой математической модели на основе полученных результатов испытаний физических моделей конструкций. Всего в период с февраля 2010 г. по май 2010 г. испытано 6 опытных образцов плит. Маркировка фрагментов плит, их элементов, расчётных схем и общие сведения приведены в табл. 3.1, на рис. 3.1...3.7. Схема эксперимента показана на рис. 3.8...3.10.

Исследования фрагментов плит перекрытий 1...6, далее ФПП-1...ФПП-6, носили поисковый характер и предназначались для уточнения методики экспериментов, способов расчёта и оценки запаса работоспособности, как опорных зон, так и безбалочного перекрытия в целом, а также оптимизации отдельных компонентов. В ходе этих исследований были выявлены особенности работы опорных зон, проварьированы площади сечений растянутой арматуры и наличие сжатой, установлена общая картина достижения предельного состояния по прочности, деформативности и характер трещинообразования. Эта серия экспериментов была завершена рекомендациями по применению скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях зданий и сооружений. Исследования ФПП-1...ФПП-6 проводились в испытательной лаборатории по единой программе и предназначались для анализа НДС опорных зон, закономерностей деформирования в широком диапазоне возможностей массового применения конструкций. Для определения самостоятельной несущей способности металлической капители, далее МК-1, был дополнительно изготовлен образец перекрёстной решётки полностью аналогичный применяемым при изготовлении опорных зон безбалочных перекрытий.

Для проведения испытаний был изготовлен опорный контур с габаритами в плане 2,16x2,16x0,24(h) м коробчатого поперечного сечения из спаренного швеллера №24 по ГОСТ 8240-89. Стенки швеллера расположены у наружных граней сечения.

Испытания физических моделей проводились в стенде П93-393.00.000 совместно со стендом П3811.00.00.000 в испытательном корпусе ОАО «ЦНИИСМ». Стенд и использовавшиеся при испытаниях системы нагружения и измерения аттестованы. Аттестат №93-777/03 от 16.11.2004 г. Срок действия аттестата продлён Актом №93-568/09 от 09.11.2009 г.

Загружение фрагментов плит производилось четырьмя силовозбудителями П595.00.000 усилием 100 тс каждый, подсоединёнными к одной насосной станции через общий коллектор давления, расположенными по наружным граням испытываемых образцов и прикреплёнными к силовому полу лаборатории.

Загружение МК-1 и ФПП-1...ФПП-6 производилось этапами с усилием равным 5 и 20 тс соответственно. После окончания загрузки выдержка для стабилизации деформаций составляла не менее 20 минут.

Таблица 3.1

Общая характеристика исследованных фрагментов плит

Марка конструкции	Марка расчётной схемы	Габариты фрагментов плиты, м	Габарит фрагментов колонны (куба), м	Толщина стальных листов, мм	Класс стали листов	Количество, диаметр растянутой арматуры	Количество, диаметр сжатой арматуры	Класс арматуры	Модуль упругости стали, тс/м ²	Класс бетона	Начальный модуль упругости бетона, тс/м ²	Разрушающая нагрузка, тс	Дата завершения эксперимента в 2010 г.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
МК-1	РС60	2,0x2,0x0,24(h)	-	6	С345	-	-	А500	2,1·10 ⁷	В30	3,31·10 ⁶	25,6	07.04
ФПП-1	РС61		-			-	-					108,0	10.06
ФПП-2	РС62		-	-	18Ø12	-	108,0					28.05	
ФПП-3	РС63		0,5	6	С345	18Ø12	-					228,0	14.05
ФПП-4	РС64					18Ø16	-					268,0	06.05
ФПП-5	РС65					18Ø12	18Ø8					228,0	22.04
ФПП-6	РС66					18Ø16	18Ø8					268,0	15.04

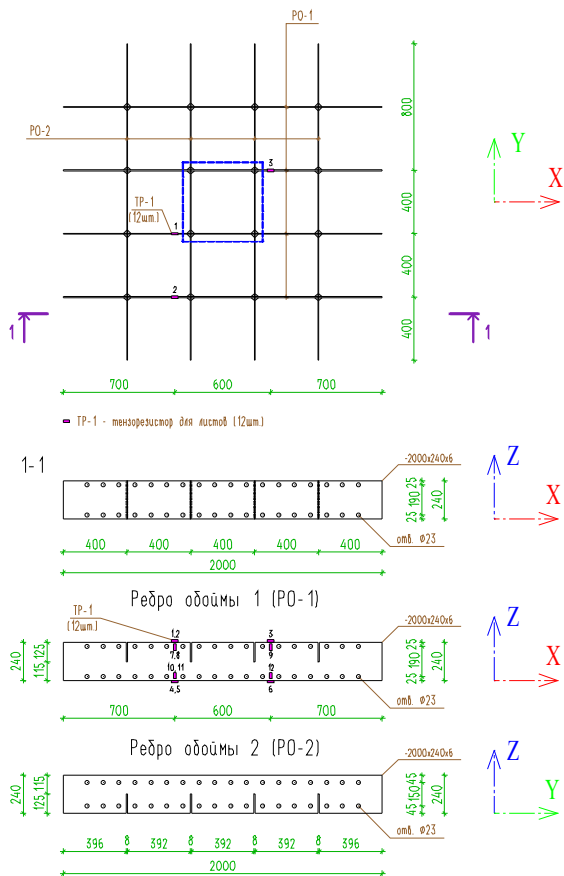


Рис. 3.1 – Металлическая капитель 1 (МК-1), РС60

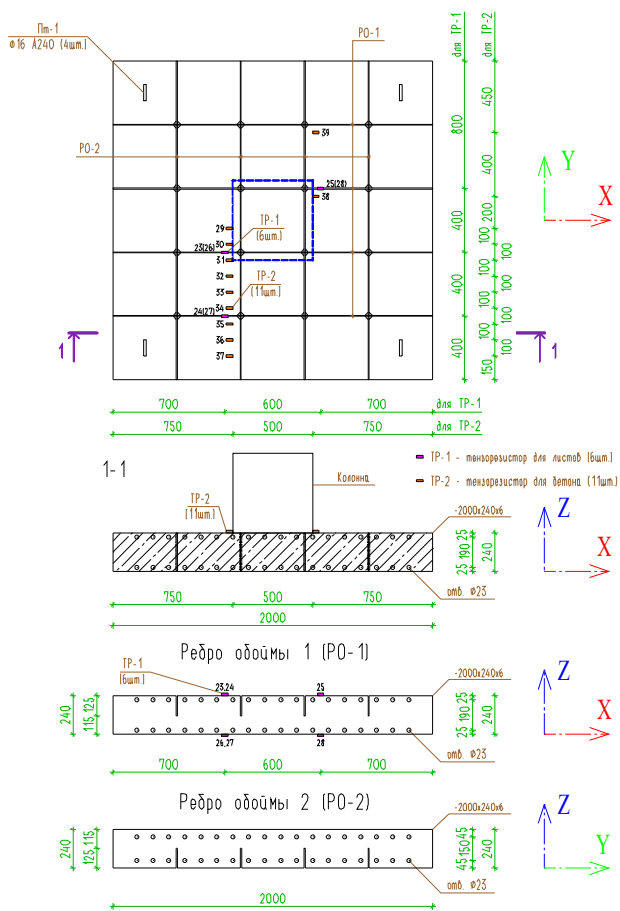


Рис. 3.2 – Фрагмент плиты перекрытия 1 (ФПП-1), РС61

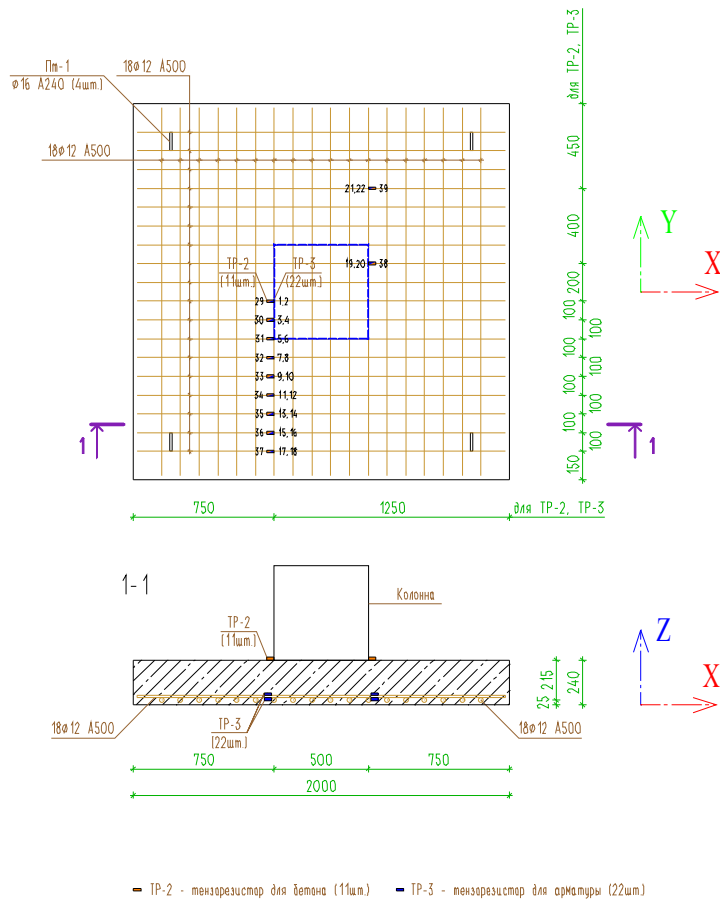


Рис. 3.3 – Фрагмент плиты перекрытия 2 (ФПП-2), РС62

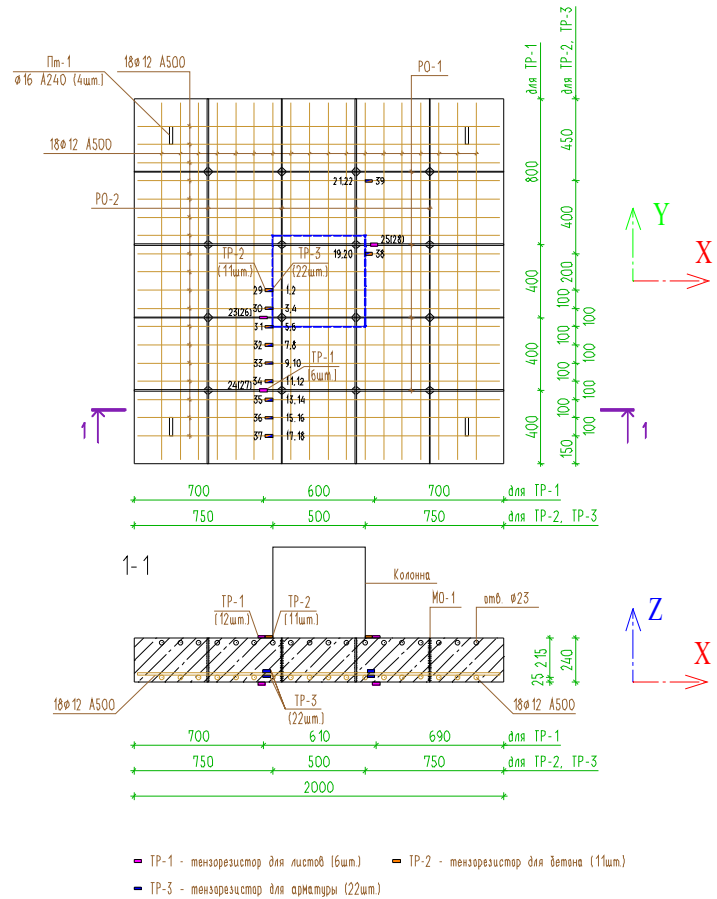


Рис. 3.4 – Фрагмент плиты перекрытия 3 (ФПП-3), РС63

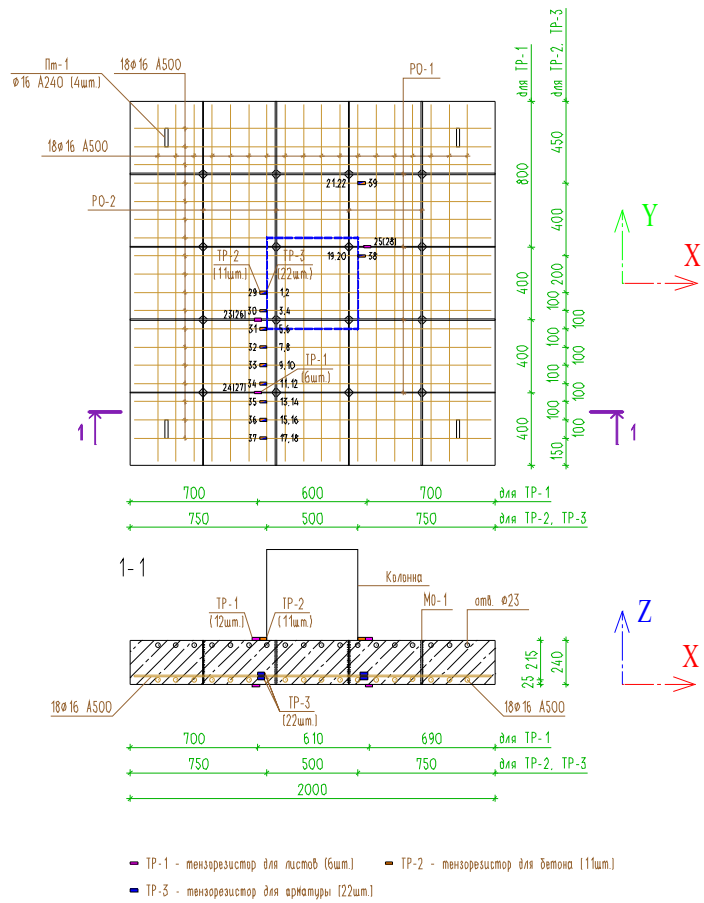


Рис. 3.5 – Фрагмент плиты перекрытия 4 (ФПП-4), РС64

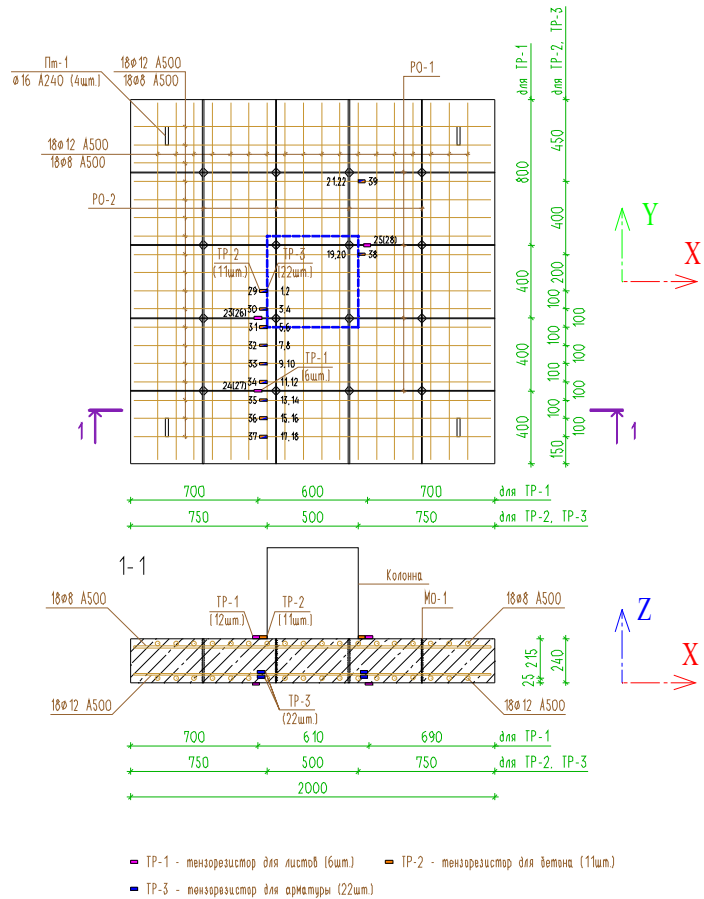


Рис. 3.6 – Фрагмент плиты перекрытия 5 (ФПП-5), РС65

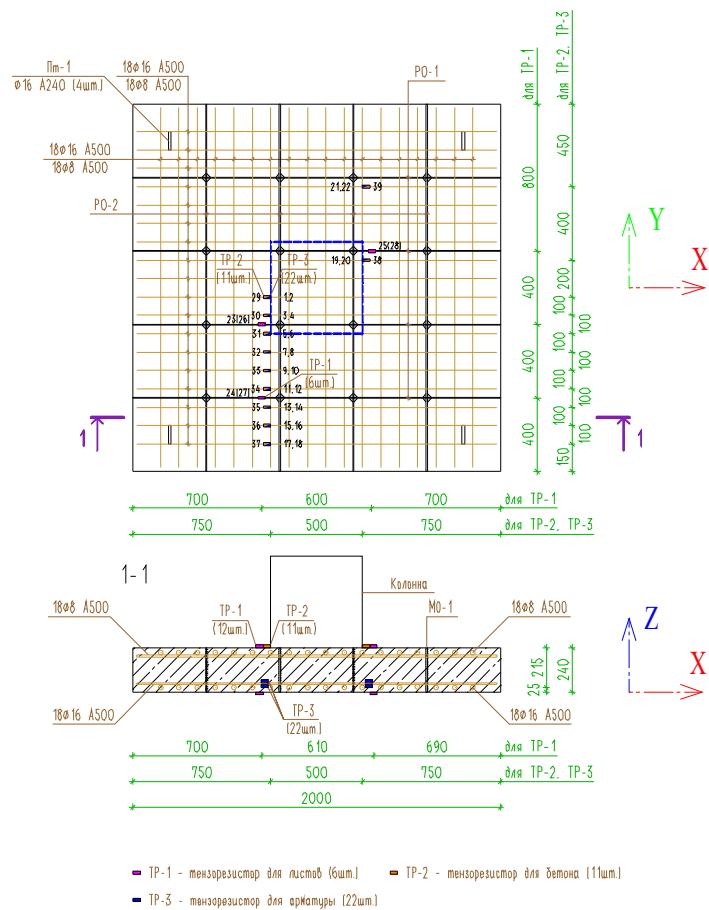


Рис. 3.7 – Фрагмент плиты перекрытия 6 (ФПП-6), РС66

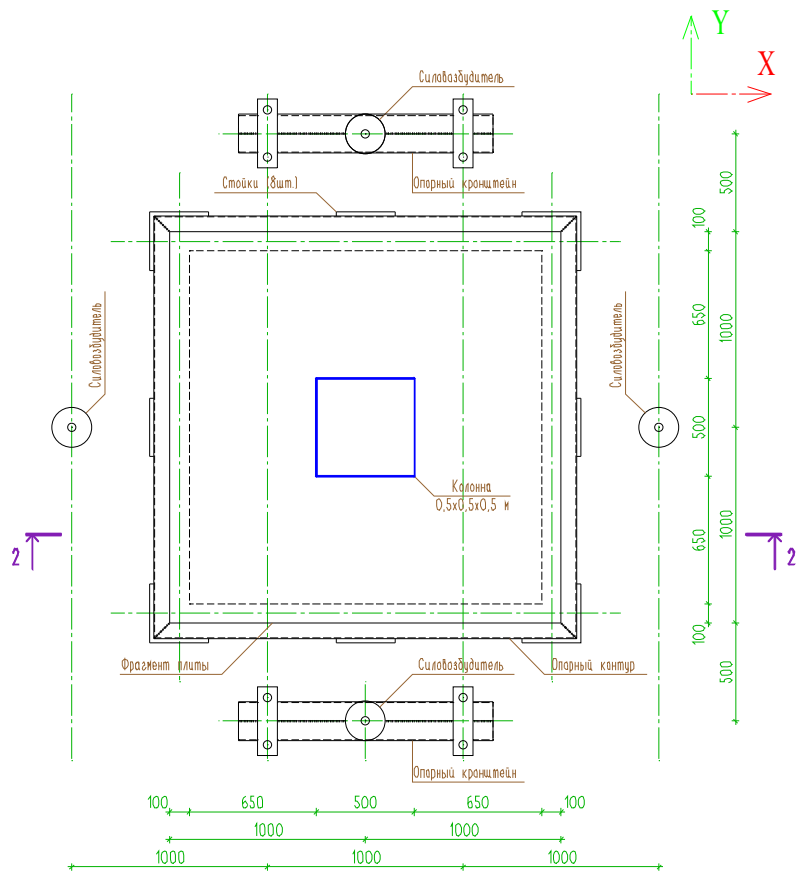


Рис. 3.8 – Схема эксперимента, вид в плане

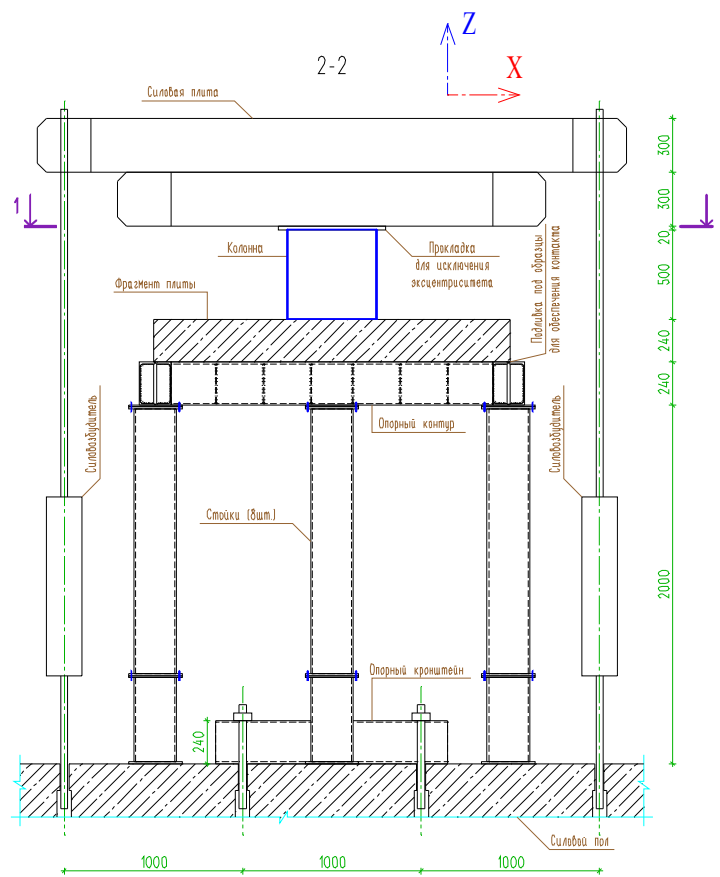


Рис. 3.9 – Схема эксперимента, вид сбоку



Рис. 3.10 – Фотография испытательных стендов П93-393.00.000, П3811.00.00.000

3.2 Изготовление элементов, материалы, программное обеспечение

Изготовление опорных фрагментов перекрытий производилось в период с конца января по начало февраля 2010 г. в два этапа. Местом производства был выбран цех по производству стальных конструкций холдинга «Стройсталь» в г. Балашиха. Местом проведения испытаний стал испытательный корпус «ЦНИИСМ» в г. Хотьково. После проведения подготовительных мероприятий закупка материалов для изготовления конструктивных элементов, выбор лаборатории для проведения испытаний, приобретение расходного измерительного оборудования – тензорезисторы для бетона и стали, провода, клей и т.д., были подготовлены шесть образцов МК-1 и арматурные стержни, используемые для ФПП-1...ФПП-6. Далее специалисты по тензометрии «ЦНИИСМ» установили в проектное положение датчики на арматуру согласно рис. 3.1...3.7, которые впоследствии были забетонированы. При изготовлении конструкций изделия не подвергались прогреву, тепловой или какой-либо другой обработке. Температура в помещении цеха колебалась от +5 до +10 градусов по шкале Цельсия. На первом этапе были изготовлены три образца – ФПП4...ФПП6. На втором этапе оставшиеся образцы – ФПП1...ФПП3. После бетонирования образцы находились в помещении цеха не менее 5 суток, далее перемещались на открытую складскую площадку с естественными температурно-влажностными показателями окружающей среды и укрывались полиэтиленовой плёнкой. После изготовления и выдержки в благоприятных условиях всех образцов в начале февраля 2010 г. была выполнена их транспортировка к месту проведения испытаний. Образцы складировались под навесом вблизи испытательного корпуса и находились в естественных условиях окружающей среды. По ходу проведения экспериментов образцы устанавливались на испытательный стенд, выдерживались при температуре от +10 до +15 градусов по шкале Цельсия в течение не менее 1 суток, после чего выполнялся монтаж остальных тензорезисторов и датчиков.

Для изготовления образцов использовалась бетонная смесь БСГ В30 П4 F100 W4 по ГОСТ 7473-94 одного из близлежащих узлов по производству бетона. В процессе производства конструкций были отобраны пробы в виде об-

разцов-кубов с размерами 100x100x100 мм в количестве 4 шт., которые хранились в аналогичных условиях, для последующего определения механических характеристик бетона.

В качестве продольной рабочей арматуры применена горячекатаная сталь класса А500 по СТО АСЧМ 7-93. Растянутая арматура диаметром 12 мм для ФПП-2, ФПП-3, ФПП-5 и 16 мм для ФПП-4, ФПП-6 устанавливалась с шагом 100 мм. Сжатая арматура диаметром 8 мм для ФПП-5, ФПП-6 устанавливалась также с шагом 100 мм.

Для изготовления металлических капителей использовалась сталь класса С345 категория 1 по ГОСТ 27772-88*. Стальные листы РО-1, РО-2 по 4 шт. в каждом направлении толщиной 6 мм устанавливались с шагом 400 мм. Для установки арматуры в проектное положение в листах были предварительно выполнены отверстия диаметром 23 мм. А также прорези 8x125(h) мм для стыковки листов между собой в соответствующих местах см. рис. 3.1.

Для наглядной иллюстрации вклада каждого компонента конструкции в несущую способность были изготовлены и испытаны отдельные образцы, составляющие вместе предлагаемое конструктивное решение:

- Металлическая капитель 1 (МК-1) – рис. 3.1;
- Фрагмент плиты перекрытия 1 (ФПП-1), состоящий из капители МК-1 и бетона – рис. 3.2;
- Фрагмент плиты перекрытия 2 (ФПП-2), состоящий из растянутой арматуры 18Ø12 в каждом направлении и бетона – рис. 3.3.

В качестве варьируемых параметров выбраны площадь продольной растянутой арматуры и размещение в соответствующих образцах сжатой арматуры, что позволит проанализировать изменение НДС при изменении основных компонентов конструкции. Для этого были изготовлены и испытаны следующие образцы, на основе предлагаемого конструктивного решения:

- Фрагмент плиты перекрытия 3 (ФПП-3), состоял из МК-1, растянутой арматуры 18Ø12 в каждом направлении и бетона – рис. 3.4;

- Фрагмент плиты перекрытия 4 (ФПП-4), состоял из МК-1, растянутой арматуры 18Ø16 в каждом направлении и бетона – рис. 3.5;
- Фрагмент плиты перекрытия 5 (ФПП-5), состоял из МК-1, растянутой 18Ø12 и сжатой 18Ø8 арматуры в каждом направлении и бетона – рис. 3.6;
- Фрагмент плиты перекрытия 6 (ФПП-6), состоял из МК-1, растянутой 18Ø16 и сжатой 18Ø8 арматуры в каждом направлении и бетона – рис. 3.7.

В качестве расчётных диаграмм состояния, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, приняты для бетона – трёхлинейная диаграмма согласно рис. 3.11 а), для арматурной и листовой стали – двухлинейная диаграмма согласно рис. 3.11 б) согласно п. 5.1.17 и 5.2.11 [3].

При проведении численных исследований везде, где это специально не оговорено, использовался ПБК SCAD 11.5 и ANSYS 13.0, в основе которого для решения плоских и объёмных задач лежит МКЭ [56-63].

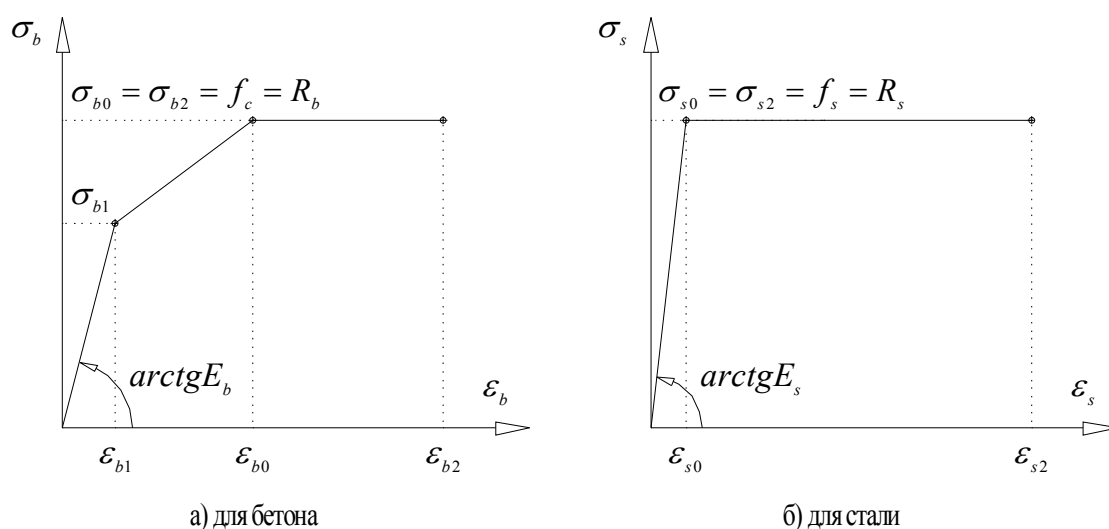


Рис. 3.11 – Диаграммы состояния бетона и стали

3.3 Конструктивное исполнение фрагментов плит

Выбор общих и варьируемых параметров, использованных в экспериментах, основан на практике современного строительства регулярных многоэтажных каркасов общественных зданий и наиболее частых вариантах сочетаний применяемых материалов и исходных данных. Шаг колонн каркаса (длины пролётов) диктуется в первую очередь возможностью предусмотреть подзем-

ные или открытые автостоянки в границах строящегося здания – 9х9 м. Габаритные размеры фрагментов плит перекрытий приняты 2,0х2,0х0,24 м, расчётное поперечное сечение в каждом направлении составляет 2000х240(h) мм и располагается по грани оголовка колонны.

Габариты поперечного сечения колонны 500х500 мм назначены из предположения равенства действующих в колонне продольных нормальных напряжений, при условном действии только центрального сжатия, призменной прочности бетона на сжатие. Высота оголовка колонны принята также 500 мм. Сечение колонны не армировалось, поскольку не являлось предметом исследования.

В качестве металлической капители МК-1 использовались стальные листы габаритами 2000х6х240(h) мм, размещаемые с шагом 400 мм и образующие пространственную ортогональную металлическую решётку, рассекающую тело бетона по всей высоте поперечного сечения – торцы стальных листов выступали на поверхность конструкции и в плане составляли ячейки размером 394х394 мм. Места пересечений арматурных стержней в шахматном порядке соединялись вязальной проволокой. Чертежи МК-1, используемой в составе ФПП-1, ФПП-3...ФПП-6, приведены на рис. 3.1, 3.2. Предварительно в стальных листах были выполнены отверстия Ø23 мм с шагом 100 мм и прорези на половину высоты поперечного сечения 8х125(h) мм с шагом 400 мм для стыковки листов между собой в местах пересечений. Стыки стальных листов выполнялись при помощи полуавтоматической сварки в среде углекислого газа по ГОСТ 8050-85 сварочной проволокой Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70*, тип соединения ТЗ, двусторонними швами, катетом 6 мм – в каждом месте пересечения было выполнено по 4 сварных шва на всю высоту поперечного сечения. Металлические капители МК-1 были огрунтованы одним слоем ГФ-021 коричневого цвета, перед нанесением грунтовки поверхность стальных листов была очищена до степени 3 в соответствии с требованиями ГОСТ 9.402-80 (СТ СЭВ 5732-86).

Армирование фрагментов плит выполнено отдельными стержнями с шагом 100 мм, образующими плоские сетки. Места пересечений арматурных стержней в шахматном порядке соединялись вязальной проволокой. Арматура и стальные

листы между собой никак не соединялись. Чертежи армирования опорных фрагментов безбалочных перекрытий ФПП-2...ФПП-6 приведены на рис. 3.3...3.7. Бетонирование выполнялось при обязательном вибрировании укладываемой смеси и в соответствии с другими требованиями, указанными в нормах [10], для производства бетонных работ.

3.4 Системы нагружения и измерений

Испытания физических моделей проводились в стенде П93-393.00.000 совместно со стендом П3811.00.00.000 в экспериментальной лаборатории ОАО «ЦНИИСМ». При этом все системы нагружения и измерения использовались от стенда П3811.00.00.000. Стенд и использовавшиеся при испытаниях системы нагружения и измерения аттестованы. Аттестат №93-777/03 от 16.11.2004 г. Срок действия аттестата продлён Актом №93-568/09 от 09.11.09 г. Нагружение производилось четырьмя силовозбудителями П595.00.000 усилием 100 тс каждый (составляющие стенда П3811.00.00.000), подсоединёнными к одной насосной станции через общий коллектор давления. Силовозбудители имеют графики (таблицы) тарировки зависимости создаваемого ими усилия от масляного давления в них.

Контроль давления в силовозбудителях осуществлялся показывающими манометрами ДМ-40 МПа и ДМ-2,5 МПа классом точности 0,6 по ГОСТ 2405-88 зав. №16041 (дата поверки 27.04.2009 г. и 27.04.2010 г.) и №74805 (дата поверки 20.04.2009 г. и 20.04.2010 г.), а также датчиками давления ДТ-200 зав. №57499 (дата поверки 17.08.2009 г.) и ДТ-40 зав. №53621 (дата поверки 14.08.2009 г.).

Замер перемещений производился датчиком перемещения Вт-718-15 (0-30 мм) зав. №911698 (дата поверки 14.10.2009 г.).

Замер деформаций производился тензорезисторами типа:

- 2ПКБ-10 (наклеены на стальные листы и арматуру согласно схем, показанных на рис. 3.1...3.7), производитель Топкинский механический завод;

- PL-60-11 (наклеены на сжатую зону бетона согласно схем, показанных на рис. 3.1...3.7), производитель Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.

Регистрация параметров давления, деформаций и перемещений производилась автоматизированной системой сбора и обработки результатов измерения АССОРИ-М на базе многоканальной измерительной станции ИС-3 (свидетельство о поверке №013925 от 31.07.2009 г.).

Погрешность измерения перемещений – 0,5 мм, давления – 1% от диапазона применяемого датчика, деформаций – 3%.

Ширина раскрытия нормальных трещин измерялась при помощи электронного микроскопа PCE-MM200 (разрешение на мониторе 1280x1024 пикселей, бесступенчатое увеличение 10-200 кратное) фирмы PCE Group CO KG.

Прочность образцов-кубов на сжатие определялась при помощи испытательной машины (гидравлического пресса) HUS-60 (свидетельство о поверке №014138 от 25.09.2009 г.).

Съёмка объектов испытаний производилась фотоаппаратом Nikon COOLPIX 5700 и видеокамерами Panasonic HDC-509.

Фактическая нагрузка на каждом этапе определяется по формуле:

$$P_f = P_c + M, \quad (3.1)$$

где P_c – нагрузка, создаваемая силовозбудителями, согласно табл. 3.2, 3.3;

$M = 8,0$ тс – собственный вес испытательной оснастки.

Испытание металлической капители 1 (МК-1).

Схема испытаний и общий вид размещения капители в стенде приведены на рис. 3.8...3.10. На капитель были наклеены 12 тензорезисторов, согласно схеме на рис. 3.1. Кроме того, в центре капители был установлен датчик перемещения для измерения прогиба МК-1.

Нагружение осуществлялось 4 гидравлическими силовозбудителями, усилием 100 тс каждый, от общего коллектора. Контроль давления осуществлялся манометром показывающим ДМ-2,5 МПа, классом точности 0,6 ГОСТ 2405-88 зав. №74805, измерение давления – датчиком давления ДТ-40 зав. №53621.

Нагрузка на МК-1 передавалась через металлическую тумбу, размером 410 x 470 мм, установленную по центру МК-1.

Нагружение МК-1 осуществлялось этапами, согласно табл. 3.2. На каждом этапе снимались показания тензорезисторов и датчика перемещения.

Таблица 3.2

Этапы нагружения МК-1

№ этапа	Давление в силовозбудителях, кгс/см ²	Нагрузка, создаваемая силовозбудителями P_c , тс	Фактическая нагрузка с учётом веса оснастки P_f , тс	Примечание
1	2	3	4	5
1	0,0	0,0	8,0	вес оснастки, тс
2	4,5	5,0	13,0	$P_f = P_c + M$
3	7,2	10,0	18,0	
4	10,5	15,0	23,0	
5	14,0	20,0	28,0	

Испытания фрагментов плит перекрытия 1...6 (ФПП1...ФПП6).

Общий вид сборки фрагментов плит перекрытия в испытательном стенде приведён на рис. 3.8...3.10. Опираие фрагментов по контуру – свободное по всему периметру с площадкой шириной 100 мм. Нагрузка прикладывалась через оголовки колонны 500x500 мм, расположенный в центре фрагмента. Для обеспечения плотного контакта между нижней поверхностью образцов и испытательным стендом фрагменты плит устанавливались на цементный раствор по всему периметру.

На стержневую арматуру, бетон и стальные листы были наклеены тензорезисторы, согласно схемам, приведённым на рис. 3.2...3.7. В центре фрагментов безбалочных перекрытий снизу устанавливался датчик перемещений.

Нагружение осуществлялось четырьмя гидравлическими силовозбудителями, усилием 100 тс каждый, от общего коллектора. Контроль давления осуществлялся манометром показывающим ДМ-40 МПа, классом точности 0,6 ГОСТ 2405-88 зав. №16041 и, кроме того, был установлен датчик давления ДТ-200 зав. №57499.

Общий порядок проведения нагружения фрагментов плит:

1 Нагрузить фрагмент плиты усилием 10 тс, выдержать под нагрузкой 2-3 минуты, сбросить нагрузку до 0. Во время нагружения, выдержки и сброса нагрузки произвести проверку систем нагружения, управления, измерения и регистрации на функционирование. Обнаруженные неисправности устранить и повторить действия, начиная с п. 1.

2 Нагрузить фрагмент плиты усилием 20 ± 3 тс, выдержать под нагрузкой в течение 20 ± 1 минуты. В конце выдержки снять показания измерительных приборов.

3 Продолжить нагружение этапами согласно табл. 3.3 до достижения разрушающей нагрузки с выдержкой на каждом этапе в течение 20 ± 1 минуту и снятием показаний измерительных приборов.

Фактическая нагрузка, действующая на физические модели на различных этапах, определялась по формуле (3.1) и приведена в табл. 3.2 и 3.3.

Таблица 3.3

Этапы нагружения ФПП-1...ФПП-6

№ этапа	Давление в силовозбудителях, кгс/см ²	Нагрузка, создаваемая силовозбудителями P_c , тс	Фактическая нагрузка с учётом веса оснастки P_f , тс	Примечание
1	2	3	4	5
0	0,0	0,0	8,0	вес оснастки, тс
1	14,0	20,0	28,0	$P_f = P_c + M$
2	27,0	40,0	48,0	
3	40,0	60,0	68,0	
4	53,0	80,0	88,0	
5	66,0	100,0	108,0	
6	79,0	120,0	128,0	
7	92,0	140,0	148,0	
8	105,0	160,0	168,0	
9	117,5	180,0	188,0	
10	130,5	200,0	208,0	
11	143,5	220,0	228,0	
12	156,5	240,0	248,0	
13	169,5	260,0	268,0	
14	182,5	280,0	288,0	



Рис. 3.12 – ФПП-4 на испытательном стенде. Вид сверху по диагонали



Рис. 3.13 – ФПП-4 на испытательном стенде. Вид снизу по диагонали

На характерные арматурные стержни, показанные на рис. 3.3...3.7, устанавливались по два датчика с каждой стороны стержня. Поверхность арматуры предварительно подготавливалась к приклейке тензорезисторов посредством устройства плоских площадок, размещаемых параллельно друг другу с разных сторон стержней, при этом площадь поперечного сечения уменьшалась на 5% от номинальной. На стальные листы МК-1, показанные на рис. 3.1, 3.2, также устанавливались тензорезисторы. Поверхность листов предварительно подготавливалась к приклейке тензорезисторов посредством устройства плоских площадок, при этом площадь поперечного сечения листов не уменьшалась.

На сжатую поверхность бетона в створе с характерными арматурными стержнями, показанную на рис. 3.3...3.7, устанавливались тензорезисторы с шагом 100 мм. Поверхность бетона также предварительно подготавливалась к приклейке тензорезисторов посредством устройства плоских площадок, размещаемых параллельно друг другу.

При испытаниях применялась фото и видеосъемка, а также производилось измерение ширины раскрытия нормальных трещин с помощью электронного микроскопа РСЕ-ММ200. Размещение микроскопа показано на рис. 3.13. Электронный микроскоп устанавливался на нижнюю грань ФПП-1...ФПП-4 в месте пересечения одного из стальных листов с вертикальной гранью вышележащей колонны на виде в плане, в одной из восьми характерных точек пересечения с максимальной шириной раскрытия трещин.

3.5 Изменение состояния фрагментов плит под нагрузкой

Нагрузка, прикладываемая к испытываемым образцам, изменялась ступенчато, увеличиваясь через равные промежутки времени на постоянную величину непосредственно до момента разрушения. При сравнении фрагментов плит между собой такой подход позволяет наглядно продемонстрировать влияние основных характеристик конструкции и варьируемых параметров.

Перед проведением испытаний возникла необходимость предварительно оценить разрушающую нагрузку для каждого фрагмента безбалочного пере-

крытия, поскольку в момент разрушения опорных фрагментов возникала угроза повреждения испытательного стенда и оборудования. В этой связи, на основе методики расчёта, изложенной в разделе 2.5 по формуле (2.30), были вычислены значения разрушающей нагрузки на основе ограничения максимальных допускаемых напряжений в арматуре, которые приведены в табл. 3.4. Соответствующие расчётные схемы всех фрагментов плит были созданы по аналогии с РС6 в ПВК SCAD 11.5.

Испытания показали, что разрушающая нагрузка для металлической капители МК-1 без бетона и арматуры составляет не более 10% от несущей способности фрагментов безбалочных перекрытий. Фрагменты безбалочных перекрытий ФПП-1, ФПП-3...ФПП-6, усиленные скрытой металлической капителью, сопротивлялись внешней нагрузке до тех пор, пока все листы и арматурные стержни не перешли в пластическое состояние, хрупкое разрушение и раздробление сжатой зоны бетона фрагментов плит не наблюдалось.

Таблица 3.4

Фактические и ожидаемые разрушающие нагрузки

Фактическая разрушающая нагрузка P_f , тс	Обозначение физической модели, величина ожидаемой разрушающей нагрузки P_{ult} , тс и коэффициент использования											
	ФПП-1 (РС61)		ФПП-2 (РС62)		ФПП-3 (РС63)		ФПП-4 (РС64)		ФПП-5 (РС65)		ФПП-6 (РС66)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
108,0	71,9	0,67	104,2	0,97								
128,0												
148,0												
168,0												
188,0												
208,0												
228,0					210,8	0,93			218,2	0,96		
248,0												
268,0							230,6	0,86			238,1	0,89

Фрагмент плиты ФПП-2 без металлической капители, разрушился с образованием пирамиды продавливания с характерным оглушающим звуком.

Результаты измерения прогибов и ширины раскрытия нормальных трещин ФПП-1...ФПП-6 приведены в табл. 3.5, 3.6 и на графиках рис. 3.14, 3.15.

Таблица 3.5

Результаты измерений прогибов фрагментов плит

Фактическая нагрузка P_f , тс	Обозначение модели и величина прогиба, мм						Примечание
	ФПП-1 (PC61)	ФПП-2 (PC62)	ФПП-3 (PC63)	ФПП-4 (PC64)	ФПП-5 (PC65)	ФПП-6 (PC66)	
1	2	3	4	5	6	7	8
8,0*	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	вес оснастки, тс
28,0	1,32	0,74	0,81	0,60	0,17	0,68	
48,0	3,19	2,40	1,83	1,40	1,24	1,64	
68,0	5,11	4,01	2,81	2,20	2,19	3,14	
88,0	8,24	5,73	4,05	3,20	3,21	4,18	
108,0	12,09	8,71	5,09	4,00	4,28	5,70	
128,0			6,40	5,00	5,48	6,64	
148,0			7,80	6,30	6,96	7,91	
168,0			9,67	7,40	8,55	9,93	
188,0			12,06	8,60	10,77	10,82	
208,0			15,23	10,10	14,80	12,67	
228,0			24,81	11,90	20,81	14,46	
248,0				13,80		16,84	
268,0				20,10		19,21	

Таблица 3.6

Результаты измерений ширины раскрытия нормальных трещин

Фактическая нагрузка P_f , тс	Обозначение модели, величины ширины раскрытия трещин, мм											
	ФПП-1 (PC61)		ФПП-2 (PC62)		ФПП-3 (PC63)		ФПП-4 (PC64)		ФПП-5 (PC65)		ФПП-6 (PC66)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
8,0*	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
28,0	0,090	0,015	0,288	0,720	0,054	0,009	0,030	0,005	0,054	0,009	0,040	0,007
48,0	0,270	0,045	0,352	0,880	0,072	0,012	0,048	0,008	0,156	0,026	0,098	0,016
68,0	0,450	0,075	0,520	1,300	0,102	0,017	0,066	0,011	0,228	0,038	0,146	0,024
88,0	0,720	0,120	0,624	1,560	0,126	0,021	0,084	0,014	0,282	0,047	0,184	0,031
108,0	1,146	0,191	0,736	1,840	0,156	0,026	0,120	0,020	0,336	0,056	0,228	0,038
128,0					0,192	0,032	0,168	0,028	0,360	0,060	0,276	0,046
148,0					0,228	0,038	0,204	0,034	0,432	0,072	0,312	0,052
168,0					0,270	0,045	0,240	0,040	0,498	0,083	0,378	0,063
188,0					0,336	0,056	0,276	0,046	0,606	0,101	0,470	0,078
208,0					0,516	0,086	0,312	0,052	0,948	0,158	0,556	0,093
228,0					0,858	0,143	0,360	0,060	1,356	0,226	0,628	0,105
248,0							0,414	0,069			0,708	0,118
268,0							0,480	0,080			0,788	0,131

В столбцах 2, 4, 6, 8, 10 и 12 указана ширина раскрытия трещин в мм. В столбцах 3, 5, 7, 9, 11 и 13 указано отношение количества пикселей ширины трещин и толщины стального листа МК-1, равной 6 мм. Для ФПП-5 микроскоп был установлен не в характерном месте. Для ФПП-6 указаны ожидаемые значения, поскольку поэтапные измерения не выполнялись.

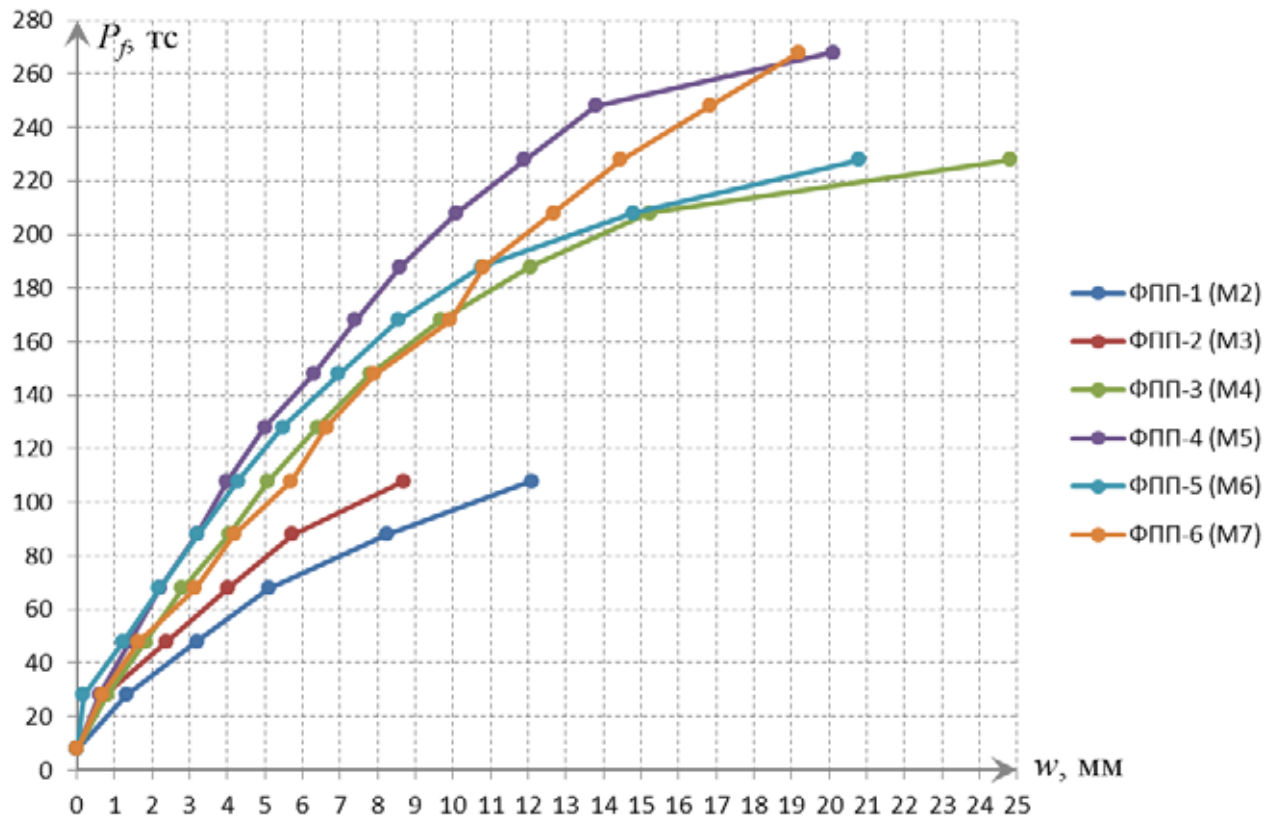


Рис. 3.14 – Зависимость прогибов w от нагрузки P_f

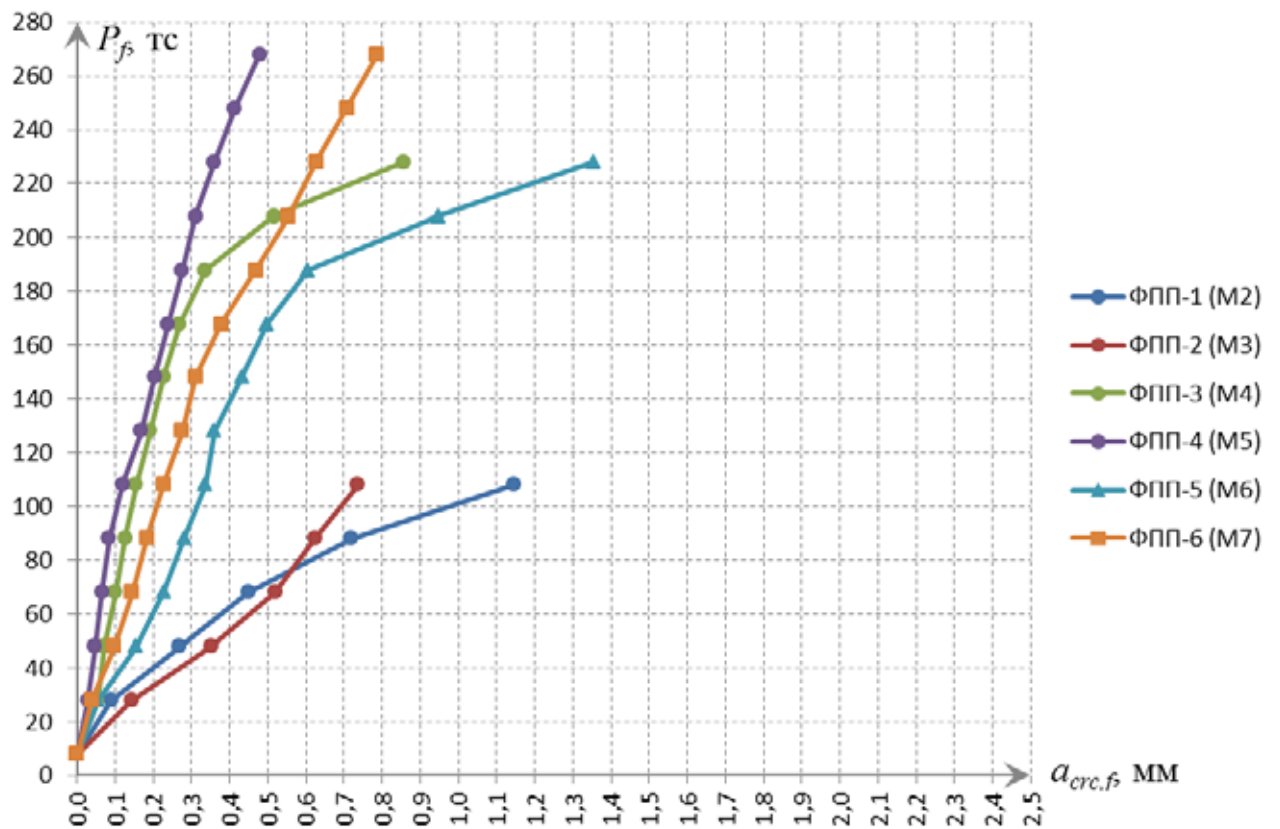


Рис. 3.15 – Зависимость фактической ширины раскрытия трещин $a_{crc,f}$ от нагрузки P_f

3.5.1 Металлическая капитель 1 (МК-1), модель 1 (М1)

Достигнутая при испытаниях величина разрушающего усилия, при котором по датчику перемещения отмечено увеличение прогиба без увеличения нагрузки, с учётом массы испытательной оснастки, составила 25,57 тс. Дальнейшие испытания были прекращены. Максимальный прогиб на последнем этапе нагружения составил 9,74 мм.

После снятия нагрузки конструкция в исходное состояние не вернулась, т. е. осталась в деформированном состоянии. Общий вид металлической капители МК-1 после испытаний приведён на рис. 3.16.

По мере увеличения нагрузки стальные листы металлической капители начали деформироваться из плоскости изгиба. При достижении разрушающей нагрузки стальные листы в зоне вокруг оголовка колонны потеряли устойчивость плоской формы изгиба.



Рис. 3.16 – МК-1 (М1) на испытательном стенде после разрушения

3.5.2 Фрагмент плиты перекрытия 1 (ФПП-1), модель 2 (М2)

Величина критического усилия с учётом массы испытательной оснастки, достигнутого в процессе испытаний, составила 108 тс. При дальнейшем увеличении нагрузки на 20 тс отмечен рост перемещений, которые не удалось стабилизировать, поддерживая требуемое давление масла в коллекторе гидравлической системы. Дальнейшие испытания после прохождения максимального значения прогибов на датчике перемещений, равные 25 мм, были прекращены. Общий вид в стенде фрагмента плиты ФПП-1 с МК-1 без арматурных стержней после испытаний приведён на рис. 3.17, 3.18. На верхнюю поверхность фрагмента плиты по периметру были установлены страховочные стойки, которые в случае хрупкого разрушения должны были подхватить оснастку, и передать нагрузку на опорный контур. Зазор между силовой плитой и стойками позволял довести конструкцию до разрушения, составляя не менее 50 мм.

На 1 этапе нагружения (20 тс) продольные относительные деформации ε_y сверху (23) и снизу (26) среднего стального листа имели сопоставимые значения -0,00026 и 0,00021. По мере увеличения нагрузки величины ε_y в растянутой зоне начали опережать значения в сжатой зоне и на 5 этапе нагружения (100 тс) сверху (23) составили -0,00160, а снизу (26) 0,00229. Для крайнего листа картина повторилась, но разрыв в абсолютных значениях увеличился – на 5 этапе ε_y сверху (24) равнялись -0,00114, а снизу (27) 0,00337.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_b в датчиках (29), (33), (37) на поверхности бетона (от центра к краю) составили -0,00015, -0,00003, 0. На 5 этапе нагружения (100 тс) значения ε_b в датчиках (29), (33), (37) составили -0,0015, -0,00095, -0,00027. По мере удаления тензорезисторов на поверхности бетона от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось существенное уменьшение значений ε_b .

Кривая зависимости w от нагрузки P_f , показанная на рис. 3.14, носит пологий характер. Нелинейные свойства бетона в сжатой зоне и стали оказывают незначительное влияние на НДС конструкции.



Рис. 3.17 – ФПП-1 (М2) на испытательном стенде после разрушения. Вид сверху



Рис. 3.18 – ФПП-1 (М2) на испытательном стенде после разрушения. Вид снизу

3.5.3 Фрагмент плиты перекрытия 2 (ФПП-2), модель 3 (М3)

Величина критического усилия с учётом массы испытательной оснастки, достигнутого в процессе испытаний, составила 108 тс. При дальнейшем увеличении нагрузки на 20 тс произошло хрупкое разрушение – образование пирамиды продавливания, сопровождаемое коротким оглушительным звуком. Благодаря мгновенному сбросу давления масла в коллекторе и возникновению нагельного эффекта арматуры образец сохранил свою первоначальную форму. Сопряжение оголовка колонны и плиты, а также нижняя грань ФПП-1 после испытаний показаны на рис. 3.19, 3.20. На верхнюю поверхность фрагмента плиты по периметру были также установлены страховочные стойки.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_s в датчиках (1), (9), (15) на одной из граней арматуры (от центра к краю) составили 0,00047, 0,00037, 0,00031. На 5 этапе нагружения (100 тс) значения ε_s в датчиках (1), (9), (15) составили 0,00338, 0,00298, 0,00187. По мере удаления тензорезисторов на арматуре от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось уменьшение значений ε_s .

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_b в датчиках (38), (39) на поверхности бетона (от центра к краю) составили -0,00018, -0,00028. На 5 этапе нагружения (100 тс) значения ε_b в датчиках (38), (39) составили -0,00059, -0,00124. По мере удаления тензорезисторов на поверхности бетона от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось уменьшение значений ε_b .

Кривая зависимости w от нагрузки P_f , показанная на рис. 3.14, также носит пологий характер. Нелинейные свойства бетона в сжатой зоне и стали оказывают несущественное влияние на НДС конструкции.

Фрагмент плиты ФПП-2 с арматурой и без МК-1 по сравнению с ФПП-1 без арматуры, но с МК-1, обладает меньшей деформативностью и способностью работать под нагрузкой в пластической стадии. Нижнее основание пирамиды продавливания по форме в плане напоминает многоугольник.



Рис. 3.19 – ФПП-2 (М3) на испытательном стенде после разрушения. Вид сверху



Рис. 3.20 – ФПП-2 (М3) после разрушения. Нижняя грань фрагмента плиты

3.5.4 Фрагмент плиты перекрытия 3 (ФПП-3), модель 4 (М4)

Величина критического усилия с учётом массы испытательной оснастки, достигнутого в процессе испытаний, составила 228 тс. При дальнейшем увеличении нагрузки на 20 тс отмечен рост перемещений, которые не удалось стабилизировать, поддерживая требуемое давление масла в коллекторе гидравлической системы. Дальнейшие испытания после прохождения максимального значения прогибов на датчике перемещений, равные 25 мм, были прекращены. Общий вид в стенде фрагмента плиты ФПП-3 с МК-1 и арматурными стержнями после испытаний приведён на рис. 3.21, 3.22.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_y сверху (23) и снизу (26) среднего стального листа существенно отличались -0,00018 и 0,00030. По мере увеличения нагрузки величины ε_y в сжатой зоне начали опережать значения в растянутой зоне и на 11 этапе нагружения (220 тс) сверху (23) составили -0,00164, а снизу (26) 0,00072. Для крайнего листа картина изменилась, разрыв в абсолютных значениях сблизился – на 11 этапе ε_y сверху (24) равнялись -0,00192, а снизу (27) 0,00175.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_s в датчиках (2), (9), (15) на одной из граней арматуры (от центра к краю) составили 0,00027, 0,00012, 0,00011. На 8 этапе нагружения (160 тс) значения ε_s в датчиках (2), (9), (15) составили 0,00526, 0,00239, 0,00085. По мере удаления тензорезисторов на арматуре от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось уменьшение значений ε_s . После 8 этапа большая часть датчиков на арматуре вышла из строя.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_b в датчиках (29), (33), (37) на поверхности бетона (от центра к краю) составили -0,00015, -0,00004, -0,00003. На 11 этапе нагружения (220 тс) значения ε_b в датчиках (29), (33), (37) составили -0,00078, -0,00203, -0,00033. По мере удаления тензорезисторов на поверхности бетона от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось существенное уменьшение значений ε_b .



Рис. 3.21 – ФПП-3 (М4) на испытательном стенде после разрушения. Вид сбоку



Рис. 3.22 – ФПП-3 (М4) на испытательном стенде перед разрушением. Вид снизу

3.5.5 Фрагмент плиты перекрытия 4 (ФПП-4), модель 5 (М5)

Величина критического усилия с учётом массы испытательной оснастки, достигнутого в процессе испытаний, составила 268 тс. При дальнейшем увеличении нагрузки на 20 тс отмечен рост перемещений, которые не удалось стабилизировать, поддерживая требуемое давление масла в коллекторе гидравлической системы. Дальнейшие испытания после прохождения максимального значения прогибов на датчике перемещений, равные 25 мм, были прекращены. Общий вид фрагмента плиты ФПП-4 с МК-1 и арматурными стержнями после испытаний приведён на рис. 3.23, 3.24.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_y сверху (23) и снизу (26) среднего стального листа существенно отличались -0,00005 и 0,00009. По мере увеличения нагрузки величины ε_y в растянутой зоне начали опережать значения в сжатой зоне и на 12 этапе нагружения (240 тс) сверху (23) составили -0,00082, а снизу (26) 0,00129. Для крайнего листа картина изменилась, разрыв в абсолютных значениях увеличился – на 12 этапе ε_y сверху (24) равнялись -0,00144, а снизу (27) 0,00353.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_s в датчиках (2), (9), (15) на одной из граней арматуры (от центра к краю) составили 0,00015, 0,00015, 0,00005. На 12 этапе нагружения (240 тс) значения ε_s в датчиках (2), (9), (15) составили 0,00282, 0,00193, 0,00131. По мере удаления тензорезисторов на арматуре от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось уменьшение значений ε_s . Большинство датчиков на арматуре были в рабочем состоянии на всём протяжении испытаний.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_b в датчиках (29), (33), (37) на поверхности бетона (от центра к краю) составили, -0,00011, -0,00008, -0,00002. На 12 этапе нагружения (240 тс) значения ε_b в датчиках (29), (33), (37) составили -0,00239, -0,00187, -0,00032. По мере удаления тензорезисторов на поверхности бетона от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось существенное уменьшение значений ε_b .



Рис. 3.23 – ФПП-4 (М5) после разрушения. Верхняя грань фрагмента плиты



Рис. 3.24 – ФПП-4 (М5) после разрушения. Нижняя грань фрагмента плиты

3.5.6 Фрагмент плиты перекрытия 5 (ФПП-5), модель 6 (М6)

Величина критического усилия с учётом массы испытательной оснастки, достигнутого в процессе испытаний, составила 228 тс. При дальнейшем увеличении нагрузки на 20 тс отмечен рост перемещений, которые не удалось стабилизировать, поддерживая требуемое давление масла в коллекторе гидравлической системы. Дальнейшие испытания после прохождения максимального значения прогибов на датчике перемещений, равные 25 мм, были прекращены. Общий вид в стенде фрагмента плиты ФПП-5 с МК-1 и арматурными стержнями после испытаний приведён на рис. 3.25, 3.26.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_y сверху (23) и снизу (26) среднего стального листа существенно отличались -0,00012 и 0,00018. По мере увеличения нагрузки величины ε_y в растянутой зоне продолжали опережать значения в сжатой зоне и на 11 этапе нагружения (220 тс) сверху (23) составили -0,00118, а снизу (26) 0,00184. Для крайнего листа картина аналогичная, разрыв в абсолютных значениях сохранился – на 11 этапе ε_y сверху (24) равнялись -0,00122, а снизу (27) 0,00191.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_s в датчиках (1), (9), (15) на одной из граней арматуры (от центра к краю) составили 0,00018, 0,00013, 0,00005. На 8 этапе нагружения (160 тс) значения ε_s в датчиках (1), (9), (15) составили 0,00235, 0,00199, 0,00122. По мере удаления тензорезисторов на арматуре от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось уменьшение значений ε_s . После 8 этапа большая часть датчиков на арматуре вышла из строя.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_b в датчиках (29), (33), (37) на поверхности бетона (от центра к краю) составили -0,00009, -0,00006, -0,00002. На 11 этапе нагружения (220 тс) значения ε_b в датчиках (29), (33), (37) составили -0,00278, -0,00183, -0,00040. По мере удаления тензорезисторов на поверхности бетона от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось существенное уменьшение значений ε_b .



Рис. 3.25 – ФПП-5 (М6) после разрушения. Верхняя грань фрагмента плиты



Рис. 3.26 – ФПП-5 (М6) после разрушения. Нижняя грань фрагмента плиты

3.5.7 Фрагмент плиты перекрытия 6 (ФПП-6), модель 7 (М7)

Величина критического усилия с учётом массы испытательной оснастки, достигнутого в процессе испытаний, составила 268 тс. При дальнейшем увеличении нагрузки на 20 тс отмечен рост перемещений, которые не удалось стабилизировать, поддерживая требуемое давление масла в коллекторе гидравлической системы. Дальнейшие испытания после прохождения максимального значения прогибов на датчике перемещений, равные 25 мм, были прекращены. Общий вид фрагмента плиты ФПП-6 с МК-1 и арматурными стержнями после испытаний приведён на рис. 3.27, 3.28.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_y сверху (25) и снизу (28) среднего стального листа существенно отличались -0,00001 и 0,00015. По мере увеличения нагрузки величины ε_y в сжатой зоне начали опережать значения в растянутой зоне и на 12 этапе нагружения (240 тс) сверху (25) составили -0,00158, а снизу (28) 0,00120. Для крайнего листа картина изменилась, величины ε_y в сжатой зоне меньше значений в растянутой – на 12 этапе сверху (24) равнялись -0,00124, а снизу (27) 0,00151.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_s в датчиках (1), (9), (15) на одной из граней арматуры (от центра к краю) составили 0,00015, 0,00010, 0,00004. На 11 этапе нагружения (220 тс) значения ε_s в датчиках (1), (9), (15) составили 0,00310, 0,00261, 0,00149. По мере удаления тензорезисторов на арматуре от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось уменьшение значений ε_s . После 11 этапа половина датчиков на арматуре вышла из строя.

На 1 этапе нагружения (20 тс) значения продольных относительных деформаций ε_b в датчиках (29), (33), (37) на поверхности бетона (от центра к краю) составили -0,00005, -0,00005, -0,00002. На 12 этапе нагружения (240 тс) значения ε_b в датчиках (29), (33), (37) составили -0,00170, -0,00195, -0,00039. По мере удаления тензорезисторов на поверхности бетона от середины фрагмента плиты к краю наблюдалось уменьшение значений ε_b .



Рис. 3.27 – ФПП-6 (М7) после разрушения. Верхняя грань фрагмента плиты



Рис. 3.28 – ФПП-6 (М7) после разрушения. Нижняя грань фрагмента плиты



3.6 Характер развития трещин в опорных зонах







Отличительной особенностью фрагментов плит ФПП-1, ФПП-3...ФПП-6 с металлической капителью от традиционного железобетонного образца ФПП-2 является картина трещинообразования. При сравнении характера образования и раскрытия трещин ФПП-4 и ФПП-2, нижние грани которых показаны на рис. 3.24 и 3.20 соответственно, видно, что железобетонный фрагмент с капителью обладает существенно более развитой системой трещин. Поскольку общее количество кольцевых и радиальных трещин в ФПП-4 значительно выше, чем в ФПП-2, то очевидным становится их меньшая ширина раскрытия – трещины в ФПП-4 появляются с меньшим шагом.



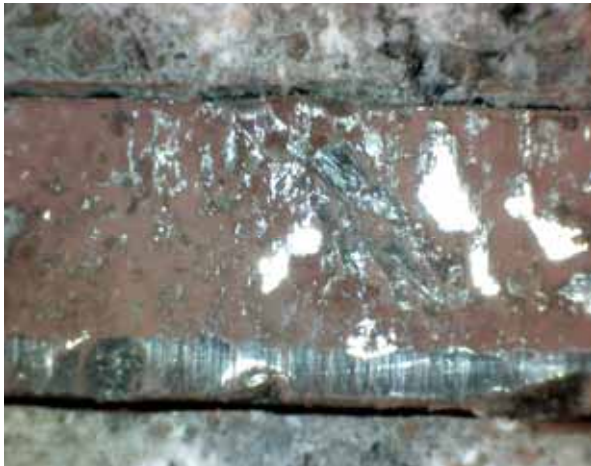
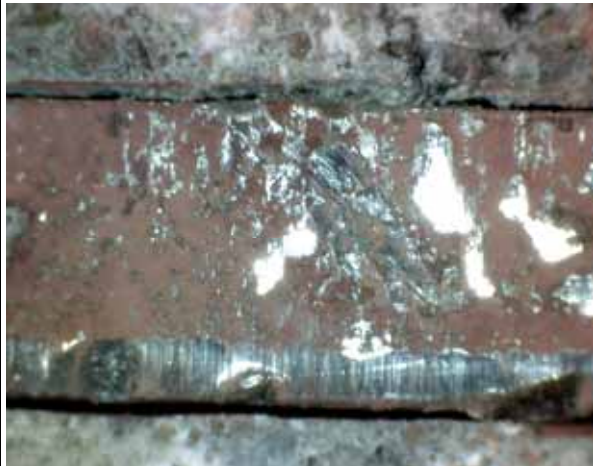
Другим важным отличием является образование и раскрытие трещин с каждой стороны относительно вертикальных граней стальных листов. В качестве примера в табл. 3.7 приведены фотографии с электронного микроскопа для образца ФПП-4, по которым измерялась ширина раскрытия трещины и фиксировалась картина в процессе нагружения.

Таблица 3.7

Характер развития трещин в образце ФПП-4

№ этапов	Нагрузка, тс Фотография	Нагрузка, тс Фотография
1	2	3
	8,0	28,0
0,1		

№ этапов	Нагрузка, тс Фотография	Нагрузка, тс Фотография
1	2	3
2,3	48,0 	68,0 
4,5	88,0 	108,0 
6,7	128,0 	148,0 

№ этапов	Нагрузка, тс Фотография	Нагрузка, тс Фотография
1	2	3
8,9	168,0 	188,0 
10,11	208,0 	228,0 

ВЫВОДЫ

1 Исследуемая конструкция работает под нагрузкой, несмотря на то, что тело бетона рассечено стальными листами на всю высоту сечения и фрагменты бетона непосредственно не связаны между собой.

2 Характер НДС опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытой металлической капителью, существенно меняется – не реализуется механизм хрупкого разрушения (продавливания). Также значительно отличается картина трещинообразования.

3 Совместная работа стальных листов, арматуры и бетона обеспечена вплоть до разрушения благодаря трению соприкасающихся поверхностей. Сила сцепления между сжатым бетоном и стальными листами существенно превышает разрушающую нагрузку и обеспечивает отсутствие смещения листов в опорной зоне безбалочного перекрытия.

4 Стальные листы и бетон воспринимают смятие и сдвиг, возникающие в конструкции от внешней нагрузки, стержневая арматура, листы и бетон воспринимают изгибную составляющую. Нагельный эффект между арматурой и стальными листами не возникает на всём протяжении нагружения фрагментов плит с капителями.

5 При соблюдении требований действующих норм в части обеспечения защитного слоя арматурных стержней можно гарантировать прочность участков стальных листов в местах устройства отверстий под арматуру.

6 При действии критической нагрузки в сжатой и растянутой зонах стальных листов, стержневой арматуре возникают пластические деформации. Растягивающие напряжения в арматуре каскадно перераспределяются на соседние стержни в процессе нагружения и перехода отдельных стержней в пластику.

7 Методика расчёта, предложенная в разделе 2.5, позволила с некоторым запасом – в пределах 10%, надёжно прогнозировать разрушающую нагрузку. Применение *гипотезы выравнивания опорных моментов* при определении площади продольной растянутой арматуры является целесообразным и обоснованным подходом при решении данной задачи.

8 Для всех образцов фрагментов плит, за исключением ФПП-2, характерно пластическое разрушение по нормальным сечениям. Сжатая зона бетона не была раздроблена ни в одном образце. Относительные деформации в бетоне на отдельных участках вблизи оголовка колонны достигли горизонтального участка на трёхлинейной диаграмме состояния.

9 Традиционный фрагмент плиты перекрытия ФПП-2 без МК-1 разрушился хрупко при существенно меньшей, чем для ФПП-3...ФПП-6, нагрузке – образовалась пирамида продавливания.

Глава 4

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ОПОРНЫХ ЗОН БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

В данной главе выполняется сопоставление результатов, полученных прямыми измерениями – прогибы, напряжения в бетоне, арматуре и листах, с аналогичными значениями, определёнными при помощи численного моделирования в ПК SCAD 11.5 [56, 57] и ANSYS 13.0 [59-63]. Расчёты производились:

- в упругой стадии в линейной постановке на основе объёмных расчётных схем в ПК SCAD 11.5 с последующей обработкой при помощи методики, изложенной в разделе 2.5;
- с применением нелинейной деформационной модели на основе объёмных расчётных схем в ПК ANSYS 13.0.

Дополнительно оценивается работоспособность по второй группе предельных состояний, а также выработаны рекомендации и уточнена методика расчёта опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями.

4.1 Обработка результатов измерений

Известный подход [111, 112] для определения внутренних усилий в стержневых элементах на основе эпюры деформаций в сечении, построенной по результатам измерений деформаций бетона и арматуры, не отражает фактическую картину НДС фрагментов безбалочных перекрытий по следующим причинам:

- фрагменты плит со скрытыми капителями являются многокомпонентными и неоднородными;
- ширина поперечного сечения фрагментов плит существенно превышает ширину большинства стержневых элементов;
- отношение высоты к ширине поперечного сечения фрагментов плит в большинстве случаев менее 1,0, а для стержневых элементов более 1,0;
- относительные деформации сжатой зоны бетона и растянутой арматуры изменяются по ширине поперечного сечения фрагментов плит;

- высота сжатой зоны бетона также изменяется по ширине сечения;
- в поперечном сечении находятся стальные листы с различными значениями относительных деформаций в сжатой и растянутой зонах;
- определить равнодействующую напряжений в сжатой зоне бетона из уравнения равновесия в таких условиях не представляется возможным.

Тем не менее, очевидно, что при оценке конструкций по прочности и трещиностойкости в первом приближении удобнее пользоваться величинами внутренних усилий, а не напряжений [94-110]. Определение внутренних усилий в опорных зонах безбалочных перекрытий на основе решения объёмной задачи теории упругости [45-49] с применением методики, изложенной в подразделе 2.4.1, позволяет с достаточной точностью оценить фрагменты безбалочных перекрытий по прочности и трещиностойкости.

Найденные таким образом значения внутренних усилий [52-55] не содержат систематические и случайные ошибки возможные на этапе изготовления компонентов конструкций (арматура, листы, бетон), фрагментов плит, хранения и транспортирования, и при проведении испытаний. Следует отметить, что соответствие конструкции предельным состояниям с учётом полувероятностного подхода и инструментов математической статистики реализуется на этапе проверки нормальных сечений, когда нагрузки, механические характеристики материалов и условия изготовления учитываются с помощью соответствующих коэффициентов надёжности и условий работы. В указаниях, рекомендациях и стандарте [113-116] значение контрольной нагрузки при проверке прочности изделия следует определять умножением на коэффициент безопасности C значения нагрузки, соответствующей несущей способности изделия, определённой расчётом с учётом расчётных сопротивлений материалов и принятой схемы нагружения. Для изгибаемых изделий и арматуры класса А-IV (А500) значение коэффициента безопасности C составляет 1,35 при 1-ом случае разрушения (по разрыву арматурных стержней). Возникает противоречие – для сборных железобетонных изделий заводского изготовления необходимо учитывать дополнительный коэффициент безопасности C , который при производстве конструкций

в построечных условиях на строительной площадке учитывать не обязательно в рамках норм [7]. Между коэффициентом безопасности C и коэффициентами надёжности по нагрузке γ_f и ответственности γ_n прослеживается аналогия, но значение C несколько выше, чем суммарная величина γ_f и γ_n . Таким образом, с учётом по сути построечного изготовления фрагментов плит, для которых применялись обычные материалы, отсутствовала система входного контроля, тепловой обработки бетона и т. д., применение стандарта [116] является необоснованным и противоречащим, действующим нормам [1-4, 7, 11-15].

По аналогии с РС6, приведённой в подразделе 2.1.2, в ПК SCAD 11.5 для фрагментов плит ФПП-1...ФПП-6 были созданы соответствующие расчётные схемы РС61...РС66 с учётом фактических нагрузок, достигнутых в эксперименте. В табл. 4.1, 4.2 приведены исходные данные и результаты расчётов по определению внутренних усилий.

Таблица 4.1

Геометрические характеристики элементов и приведённые напряжения

№ сечения	h , мм	b , мм	a , мм	n_s , ШТ	d_s , мм	A_{sm} , см ²	a' , мм	n_{sc} , ШТ	d_{sc} , мм	A'_{sm} , см ²	n_r , ШТ	t_r , см	h_r , см	$\sigma_{bi,red}$, тс/м ²	$\sigma_{bc,red}$, тс/м ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
РС61 (ФПП-1)	240	2000	40								4	0,6	24	792,5	-1016,6
РС62 (ФПП-2)	240	2000	40	18	12	20,3								808,8	-1082,4
РС63 (ФПП-3)	240	2000	40	18	12	20,3					4	0,6	24	1606,8	-2124,3
РС64 (ФПП-4)	240	2000	40	18	16	36,2					4	0,6	24	1840,7	-2480,1
РС65 (ФПП-5)	240	2000	40	18	12	20,3	45	18	8	9,0	4	0,6	24	1601,3	-2101,4
РС66 (ФПП-6)	240	2000	40	18	16	36,2	45	18	8	9,0	4	0,6	24	1828,3	-2448,2

Таблица 4.2

Геометрические характеристики поперечных сечений без трещин

№ сечения	α	S_{red} , см ³	I_b , см ⁴	I_{sm} , см ⁴	I'_{sm} , см ⁴	I_r , см ⁴	$I_{red,el}$, см ⁴	A_{red} , м ²	z_t , см	z_c , см	M_{red} , тс*м	N_{red} , тс
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
РС61 (ФПП-1)	6,34	61981	230400			2765	247930	0,51652	12,00	12,00	18,7	-58,1
РС62 (ФПП-2)	6,34	58114	230400	1232			238211	0,49287	11,79	12,21	18,8	-60,0
РС63 (ФПП-3)	6,34	62494	230400	1235		2765	255760	0,52939	11,80	12,20	39,8	-121,4
РС64 (ФПП-4)	6,34	62900	230400	2124		2765	261396	0,53947	11,66	12,34	47,1	-140,4
РС65 (ФПП-5)	6,34	63610	230400	1264	521	2765	259247	0,53509	11,89	12,11	40,0	-124,8
РС66 (ФПП-6)	6,34	64016	230400	2169	542	2765	265118	0,54518	11,74	12,26	47,2	-142,7

4.2 Особенности прогибов, образования и раскрытия трещин

Максимальные прогибы фрагментов плит ФПП-1...ФПП-6, определённые при испытаниях, и результаты расчётов в ПК ANSYS 13.0 на основе нелинейной деформационной модели, реализованной в расчётных схемах РС71...РС76, по аналогии с РС7, приведённой в подразделе 2.1.3, представлены на рис. 4.1...4.6 в виде зависимостей изменения прогибов w от нагрузки P_f для физических (ФПП) и математических (РС) моделей.

При анализе обращается внимание, что реалистичную картину НДС фрагментов плит можно получить только на основе нелинейной работы железобетона, с учётом образования и раскрытия трещин [86-98]. Об этом свидетельствует близкое друг к другу расположение сплошных (физические модели) и штриховых (математические модели) линий, в то время как прогибы, приведённые на рис. Б.1...Б.6 и полученные на основе решения объёмной задачи теории упругости, существенно отличаются от экспериментальных данных.

При сравнении кривых прогибов для фрагментов плит ФПП-6 и ФПП-4, ФПП-5 и ФПП-3, показанных на рис. 3.14, видно, что результаты отличаются. На первый взгляд значения прогибов при заданных нагрузках для ФПП-6 должны быть меньше, чем для ФПП-4, по аналогии с кривыми для ФПП-5 и ФПП-3, поскольку в ФПП-6 присутствует сжатая арматура, но фактически прогибы у ФПП-6 получились большими по сравнению с ФПП-4. Этот факт объясняется недостаточным количеством времени для набора бетоном проектной прочности, поскольку согласно данным табл. 3.1 фрагмент плиты ФПП-6 испытывался 15.04.2010 г., а плиты ФПП-4 06.05.2010 г. Сравнивая кривые прогибов для фрагментов плит ФПП-5 и ФПП-3, наглядно видно, что после набора бетоном проектной прочности, образцы, содержащие стержневую арматуру в сжатой зоне бетона, менее деформативны. При сравнении экспериментальной и теоретической кривых прогибов для фрагментов плит ФПП-1 и РС71, ФПП-2 и РС72, показанных на рис. 4.1, 4.2, значения результатов несколько отличаются друг от друга, поскольку топология расчётной модели, шаг нагружения и другие нюансы перенесены с основных образцов ФПП-3...ФПП-6 (РС73...РС76).

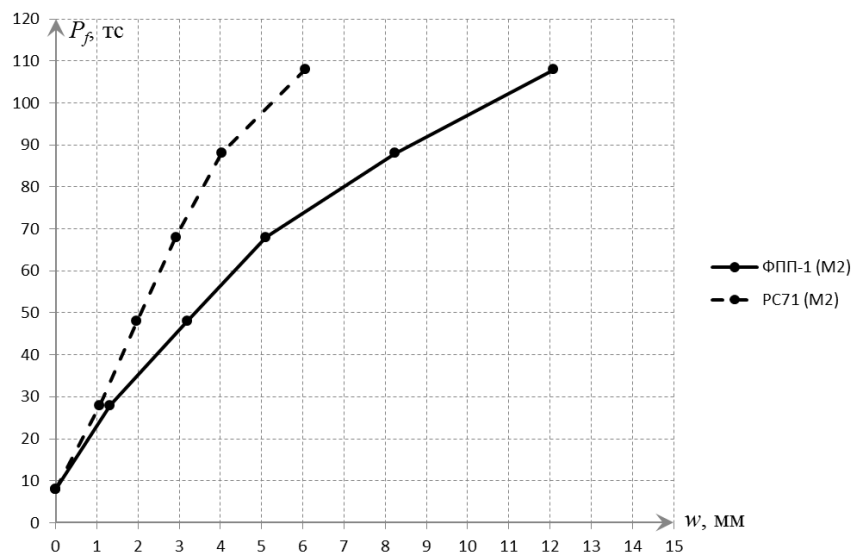


Рис. 4.1 – Сравнение зависимости прогибов w от нагрузки P_f для ФПП-1

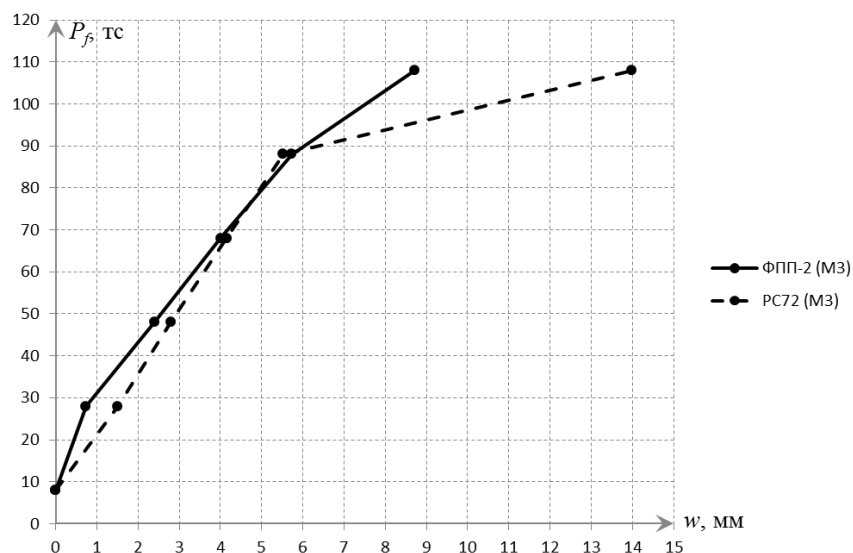


Рис. 4.2 – Сравнение зависимости прогибов w от нагрузки P_f для ФПП-2

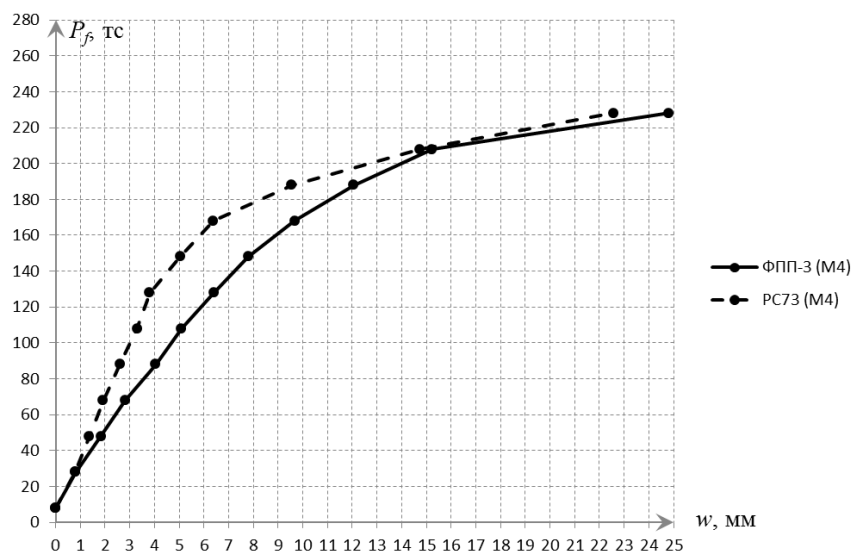


Рис. 4.3 – Сравнение зависимости прогибов w от нагрузки P_f для ФПП-3

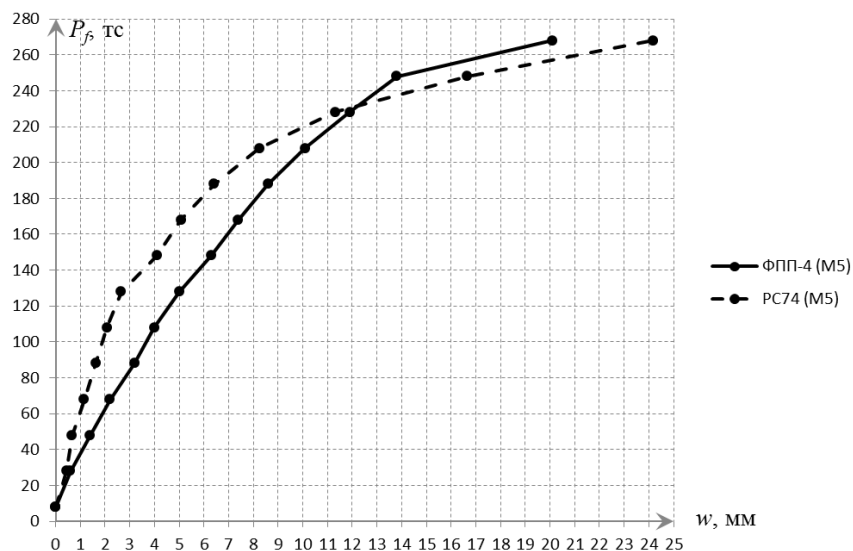


Рис. 4.4 – Сравнение зависимости прогибов w от нагрузки P_f для ФПП-4

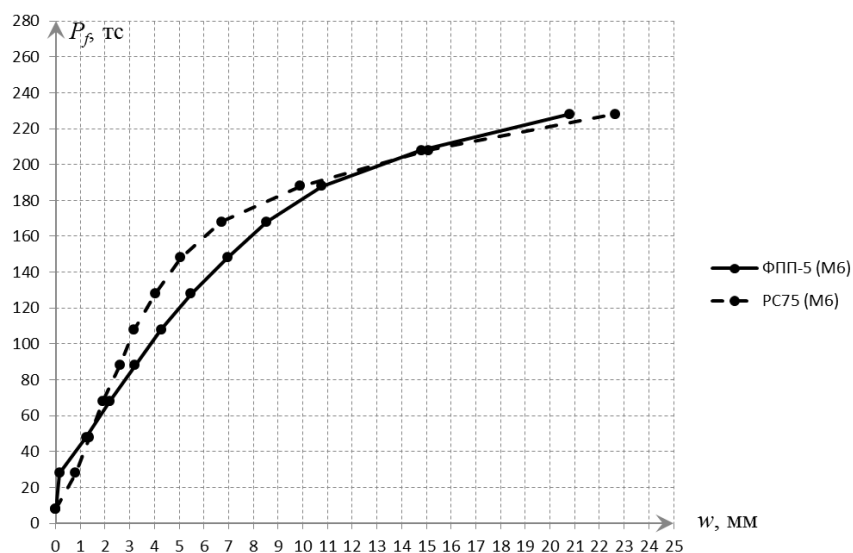


Рис. 4.5 – Сравнение зависимости прогибов w от нагрузки P_f для ФПП-5

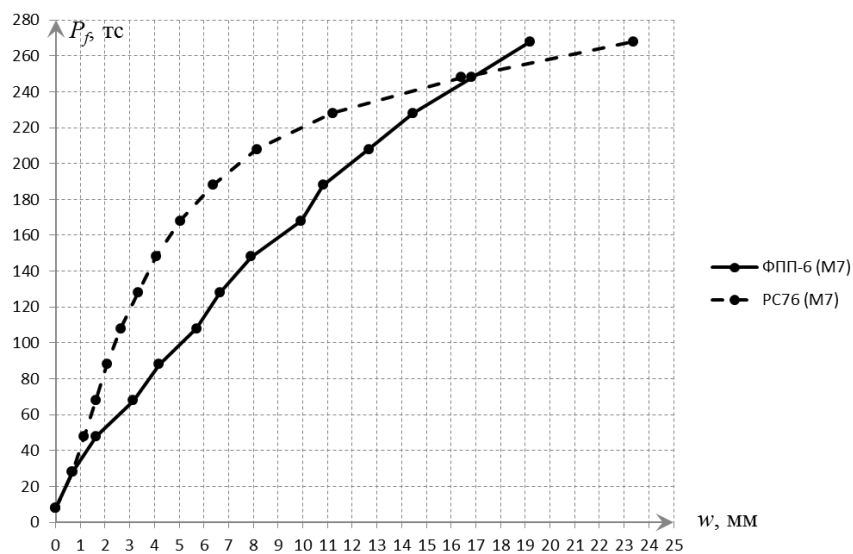


Рис. 4.6 – Сравнение зависимости прогибов w от нагрузки P_f для ФПП-6

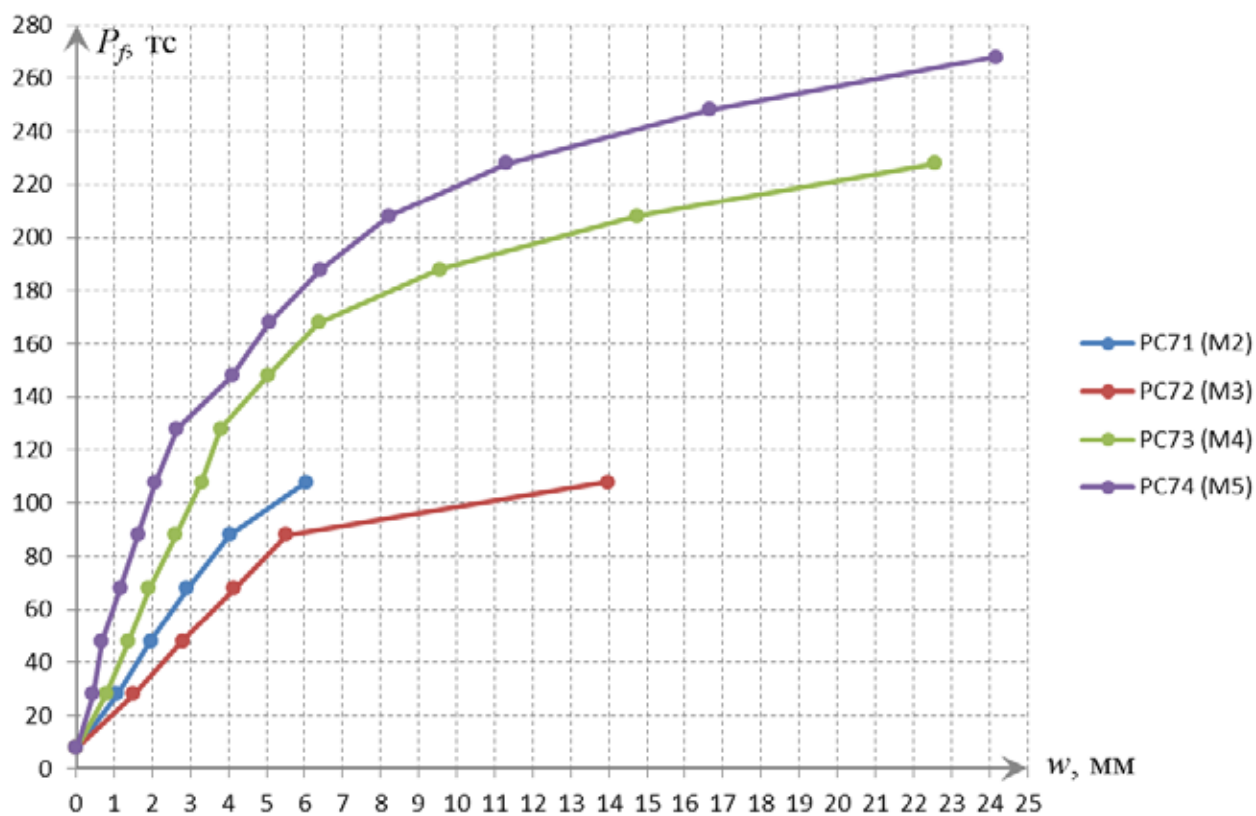


Рис. 4.7 – Зависимость прогибов w от нагрузки P_f для PC71...PC74

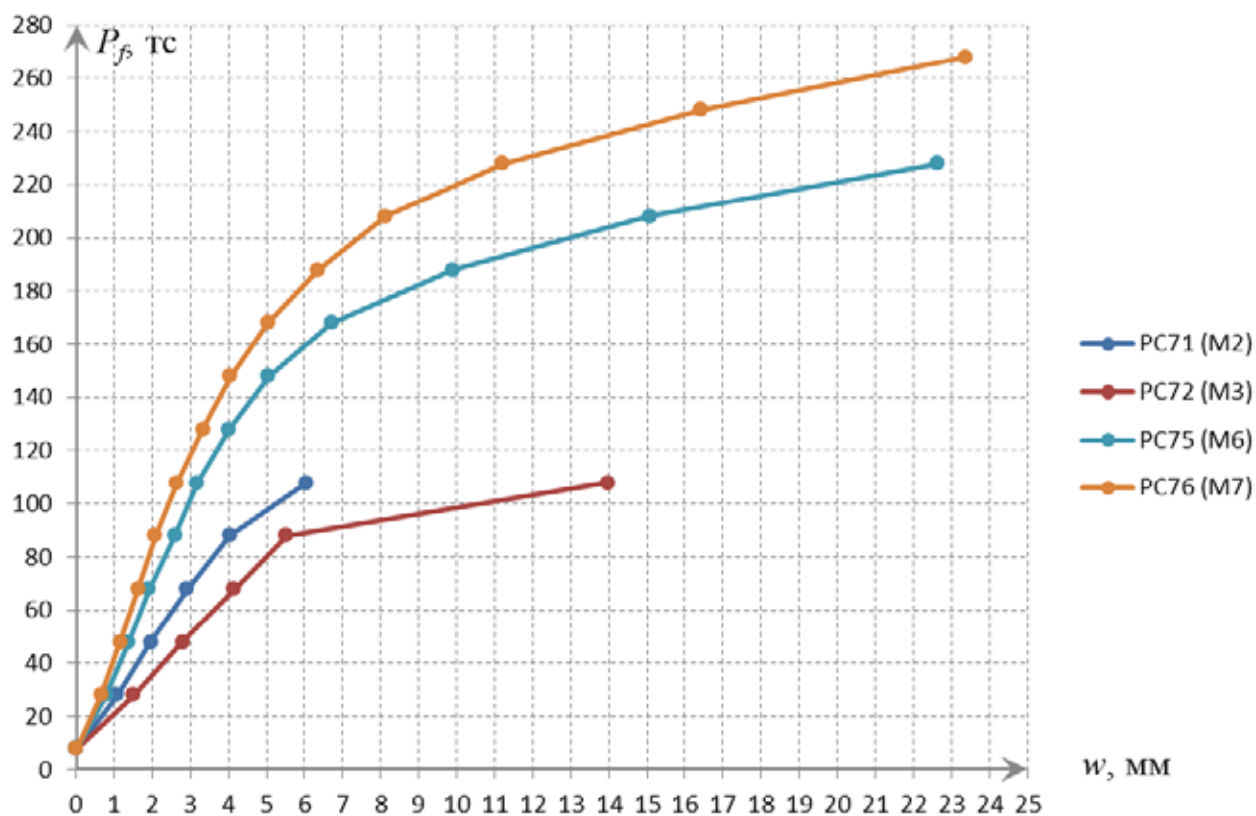


Рис. 4.8 – Зависимость прогибов w от нагрузки P_f для PC71, PC72, PC75, PC76

В процессе нагружения при решении РС71...РС76 использовался следующий алгоритм – нагрузка разделялась на n ступеней, каждой ступени соответствовало внешнее усилие, равное 10 тс. Далее на каждом этапе шагово-итерационного процесса отслеживались изменение геометрических характеристик (образование и раскрытие трещин) КЭ, моделирующих бетон, и их разрушение (раздробление) по сжатой зоне. Использовался цикл, при котором раздробление КЭ бетона на определённом шаге, приводило к необходимости выполнения повторного расчёта с аналогичной нагрузкой, но уже с выключенным разрушенным КЭ, моделирующим бетон. Такой подход позволил исключить влияние сходимости КЭ решения на выполнение нелинейного расчёта.

Следует отметить, что была проведена большая работа по калибровке нелинейных деформационных моделей РС73...РС76 на основе экспериментальных данных, но, тем не менее, на средних участках графиков в диапазоне нагрузок 60-180 тс большинство математических моделей РС73...РС76 получили заниженные значения прогибов. Для значений нагрузки свыше 180 тс величины прогибов сопоставимы с достаточной точностью. Данный аспект связан топологией расчётных схем РС71...РС76, на контакте вертикальных поверхностей стальных листов и бетона не моделировалось сцепление и адгезия, поскольку это существенно увеличивает требования к вычислительным мощностям компьютера и задача не помещается в оперативную память. Для вычислений использовалась ПЭВМ с техническими характеристиками: операционная система – Windows 7 (64 bit), процессор – Intel Core i7 (7 ядер по 3,2 ГГц), оперативная память – 24 Гб.

Сила сцепления стальных листов с бетоном несколько ниже сопротивления однородного бетона растяжению. Поэтому момент трещинообразования в опытных образцах наступал несколько раньше, чем в математических моделях, в которых этот аспект не учитывался. Максимальная разница в прогибах, возникающая благодаря такой идеализации, составляла для ФПП-3 (РС73) – 3,0 мм, для ФПП-4 (РС74) – 2,3 мм, для ФПП-5 (РС75) – 1,9 мм, для ФПП-6 (РС76) – 4,8 мм. На графиках зависимости ширины раскрытия нормальных трещин $a_{cr,c,f}$

от нагрузки P_f , показанных на рис. 3.15, для ФПП-1, ФПП-3...ФПП-6 приведена фактическая ширина с каждой стороны от стального листа. На графиках, показанных на рис. 4.9, для ФПП-1...ФПП-6 приведена абсолютная ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,a}$.

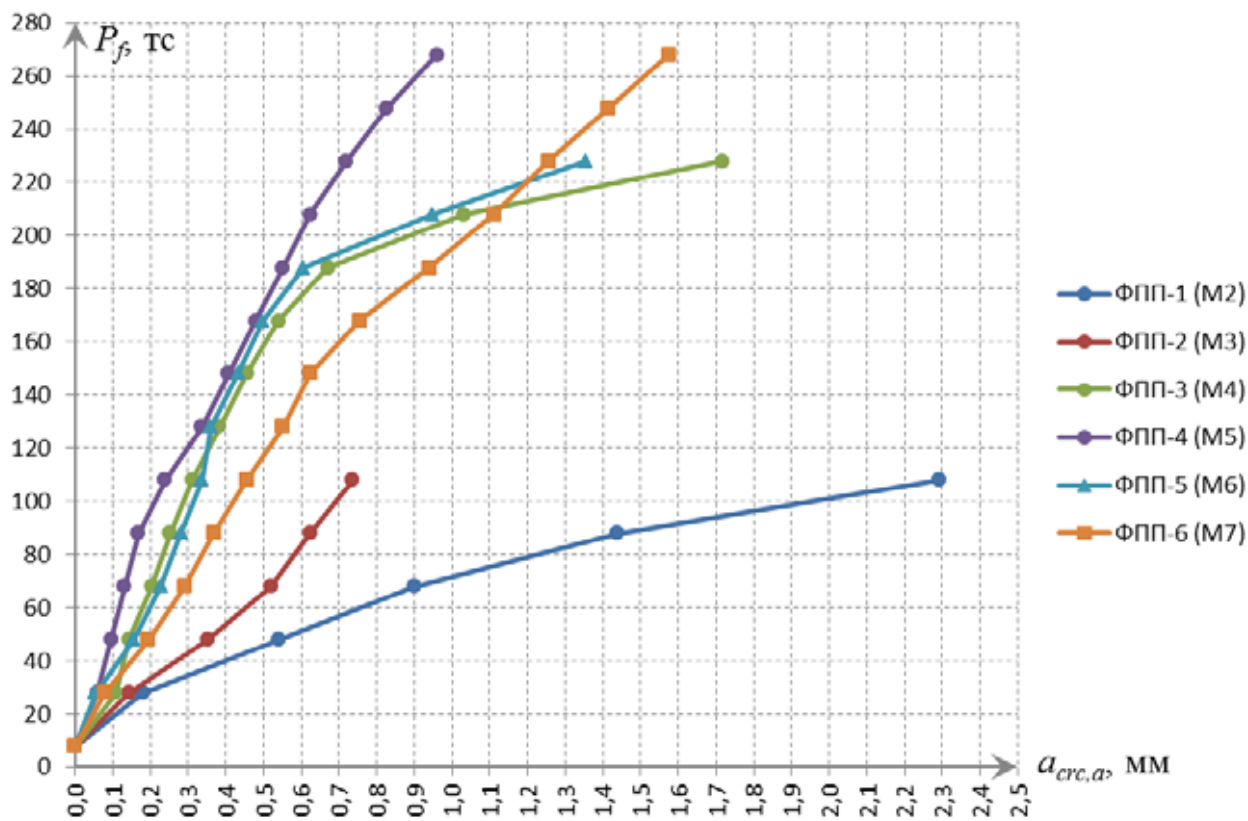


Рис. 4.9 – Зависимость абсолютной ширины раскрытия трещин $a_{crc,a}$ от нагрузки P_f

Сравнивая величины $a_{crc,a}$, например для ФПП-2 и ФПП-3, на рис. 4.9, наглядно видно, что скрытая металлическая капитель существенно повышает трещиностойкость опорной зоны, даже без учёта разделения трещины относительно граней листа. Вклад стальных листов в изгибную жёсткость конструкции при учёте раскрытия трещин достаточно существенный, геометрические характеристики поперечных сечений, вычисленные по аналогии с формулой (2.30), указаны в табл. 4.3. Приведённый момент инерции с учётом трещин и неупругих деформаций сжатой зоны бетона $I_{red,pl}$ для ФПП-3 в 1,8 больше, чем у ФПП-2. Для фрагмента ФПП-6 прогнозируемые величины $a_{crc,a}$ отличаются от ФПП-2 менее существенно, поскольку бетон не успел набрать проектной прочности до проведения испытаний.

Геометрические характеристики поперечных сечений с трещинами

№ сечения	$E_{b,red}$, кгс/см ²	α	$x=z_c$, см	z , см	z' , см	I_b , см ⁴	I_s , см ⁴	I'_s , см ⁴	$I_{r,pl}$, см ⁴	$I_{red,pl}$, см ⁴
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
PC61 (ФПП-1)	149333,3	14,06	6,61	13,39	6,61	19254			4438	81652
PC62 (ФПП-2)	149333,3	14,06	6,27	13,73	6,27	16433	3827			70238
PC63 (ФПП-3)	149333,3	14,06	8,10	11,90	8,10	35429	2875		3641	127039
PC64 (ФПП-4)	149333,3	14,06	8,99	11,01	8,99	48438	4388		3287	156351
PC65 (ФПП-5)	149333,3	14,06	7,94	12,06	3,44	33371	2953	107	3714	128600
PC66 (ФПП-6)	149333,3	14,06	8,81	11,19	4,31	45587	4533	167	3351	158784

Сравнивая величины w и $a_{crc,f}$ для ФПП-5, ФПП-3 на рис. 3.14 и 3.15 получились противоречивые результаты, с одной стороны значения прогибов w для ФПП-5 установлены меньшими по сравнению с ФПП-3, а с другой стороны величины ширины раскрытия нормальных трещин $a_{crc,f}$ для ФПП-5 установлены большими по сравнению с ФПП-3. Следует отметить, что для фрагмента плиты ФПП-5 электронный микроскоп был установлен не в характерном месте, указанном в последнем абзаце раздела 3.4, а в месте пересечения одного из стальных листов с центральной осью поперечного сечения вышележащей колонны. Микроскоп на виде в плане был установлен в границах поперечного сечения колонны в точке, которая не является характерной для плит перекрытий, поскольку находится внутри габаритов колонны, что оказало влияние на распределение фактической ширины раскрытия трещин – большая часть трещины оказалась с одной стороны относительно стального листа. Данный участок характеризуется другим НДС, отличающимся от оставшейся части фрагмента плиты, поскольку не может изгибаться. Тем не менее, на рис. 4.9 видно, что абсолютная ширина раскрытия нормальной трещины $a_{crc,a}$ для ФПП-5 несколько меньше, чем для ФПП-3 после 6 этапа с усилием 128 тс.

Следует отметить, что при увеличении нагрузки на одну последнюю ступень, равную 10 тс, для всех математических моделей PC71...PC76 произошла остановка шагово-итерационного процесса, поскольку решение перестало сходиться – конструкция разрушилась [59-63]. Таким образом, используемый ап-

парат позволяет с достаточной точностью прогнозировать предельное состояние опорных зон безбалочных перекрытий по прочности и деформативности.

4.3 Особенности распределения напряжений в элементах

Проведённые эксперименты уточнили картину НДС опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями. Следует отметить, что технические характеристики всех компонентов конструкции оказывают влияние на конечный результат расчётов и испытаний.

В рамках линейного РС61...РС66 и нелинейного РС71...РС76 расчётов получены необходимые значения усилий и напряжений в рассматриваемых фрагментах безбалочных перекрытий. Проанализируем НДС и выявим характерные особенности распределения напряжений в элементах конструкции:

Бетон в месте сопряжения колонны и безбалочного перекрытия находится в сложном напряжённом состоянии. Во всех расчётных схемах по периметру сечения колонн в объёмных КЭ, моделирующих бетон, возникает концентрация нормальных σ_x , σ_y , σ_z и касательных τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} напряжений. Распределение нормальных (в данном случае продольных) напряжений σ_z по сечению колонны в месте сопряжения с плитой носит неравномерный характер. Очевидно, что действительное распределение напряжений σ_z в этом сечении колонны будет соответствовать равномерному по мере удаления от границы плиты. Прочность бетона на местное сжатие (смятие) в соответствии с п. 6.2.43 норм [3] определяется повышенным сопротивлением бетона смятию $R_{b,loc}$ в пределах грузовой площади, которое может превышать призменную прочность бетона R_b от 1,0 до 2,5 раз без учёта косвенного армирования. Сопротивление бетона смятию $R_{b,loc}$ определяют по формуле (6.91) норм [3]:

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b = 2,4 \cdot 173,0 = 415,2 \text{ кгс/см}^2 \quad (4.1)$$

где $\varphi_b = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{2,25}{0,25}} = 2,4$ – коэффициент;

$A_{b,max} = (a_1 + 2 \cdot a_2) \cdot (a_2 + 2 \cdot a_1) = (0,5 + 2 \cdot 0,5)^2 = 2,25 \text{ м}^2$ – максимальная площадь;

$A_{b,loc} = a_1 \cdot a_2 = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \text{ м}^2$ – площадь смятия;

$a_1 = a_2 = 0,5 \text{ м}$ – габаритные размеры поперечного сечения колонны.

По результатам расчёта РС73, показанным на рис. Б.30, Б.31, видно, что максимальные значения сжимающих нормальных напряжений σ_x, σ_y в поперечных сечениях безбалочных перекрытий в месте сопряжения с колонной значительно превышают значения напряжений внутри или вне габарита колонны. Концентрация напряжений по наружной грани колонны происходит на сравнительно малой протяжённости поперечного сечения безбалочного перекрытия. Если сравнить приведённые сжимающие напряжения $\sigma_{bc,red}$ в соседних поперечных сечениях безбалочного перекрытия, то результаты окажутся сопоставимыми. При испытании физической модели ФПП-3 на рис. 3.21 в месте соединения угла колонны с фрагментом плиты видно, что небольшой фрагмент бетона габаритами 20x20x80(h) мм откололся. Такой скол бетона в месте концентрации напряжений был характерен для всех фрагментов опорных зон безбалочных перекрытий ФПП-1, ФПП-3...ФПП-6 на последних этапах приложения нагрузки, за исключением образца ФПП-2, в котором образовалась пирамида продавливания. Очевидно, что в отсутствии стеснённости деформаций сжатого бетона, возможности свободных боковых поперечных деформаций и НДС близкому к одноосному сжатию такие сколы должны были образоваться в отсутствии продольной и поперечной арматуры в оголовке колонны.

Бетон в сжатой зоне фрагментов плит не разрушился ни в одном испытанном образце. На основе эксперимента можно утверждать, что значения параметров f_{cb}, f_1, f_2 , указанные в формулах (2.9), справедливы для полученного НДС даже при нарушении условия (2.10), при котором гидростатическое напряжение σ_h не должно превышать произведения $\sqrt{3} \cdot R_b = 1,732R_b = 299,6 \text{ кгс/см}^2$. В нелинейных моделях РС73...РС76 бетон в сжатой зоне также нигде не разрушился, несмотря на то, что σ_h существенно превысило указанный предел. По результатам расчёта РС73, показанным на рис. Б.30, Б.31, максимальные нормальные напряжения в сжатой зоне бетона вне габаритов оголовка ко-

лонны, но на расстоянии не более толщины опорной зоны перекрытия равны $\sigma_x = 445,2$, $\sigma_y = 478,9$, $\sigma_z = 385,7$ кгс/см², гидростатическое напряжение $\sigma_h = 436,6$ кгс/см², эквивалентные напряжения на основе теории прочности бетона Вильяма-Варнка $\sigma_{0,IV} = 169,9$ кгс/см².

Максимальные относительные деформации перед разрушением для фрагментов плит ФПП-1...ФПП-6 составили: -0,0015, -0,00124, -0,00203, -0,00239, -0,00278, -0,00195, соответственно. Сравнивая эти значения с предельной деформацией при кратковременном нагружении, равной 0,0035, согласно норм [3], видно, что запас достаточно внушительный. При значительном увеличении площади продольной растянутой арматуры, возможно разрушение по сжатой зоне бетона, но в этом случае расход арматурной стали существенно возрастёт, что сделает подобное решение экономически нецелесообразным. На основе проведённого эксперимента вскрыто серьёзное несоответствие между плоскими расчётными схемами РС1...РС3 и объёмными РС61...РС66, РС71...РС76, позволяющими с достаточной точностью прогнозировать работоспособность конструкции.

Стальные листы в месте сопряжения колонны и безбалочного перекрытия также находятся в сложном напряжённом состоянии. В верхнем слое объёмных КЭ, моделирующих стальные листы, на пересечении с гранями колонн также возникает концентрация напряжений, см. рис. Б.42...Б.52.

Распределение нормальных напряжений в стальных листах однотипно для всех объёмных расчётных схем и позволяет говорить о важном вкладе в изгибную жёсткость опорной зоны безбалочного перекрытия. Наличие стальных листов определённой толщины в поперечном сечении с трещиной согласно $I_{red,pl}$ может быть сопоставимо с вкладом требуемой продольной растянутой арматуры I_s в геометрические характеристики поперечного сечения по результатам расчётов, приведённых в табл. 4.3, и сравнения разрушающей нагрузки для образцов ФПП-1 и ФПП-2. Важным преимуществом по сравнению с традиционной железобетонной конструкцией или другими способами устройства скрытых металлических капителей является двукратное увеличение трещиностойкости

за счёт уменьшения абсолютных величин ширины раскрытия согласно табл. 3.7 и кривых для ФПП-3 и ФПП-2 на рис. 4.9. Распределение нормальных напряжений σ_z показывает невозможность хрупкого разрушения (образования пирамиды продавливания) опорной зоны безбалочного перекрытия, выравнивании пиковых значений изгибающих моментов в области металлической капители за счёт совместной работы стальных листов, арматурных стержней и бетона.

Если воспользоваться сравнительной аллегорией, то скрытая металлическая капитель представляет собой «скелет», стержневая арматура – «мышцы», бетон – «ткани» опорной зоны безбалочного перекрытия. Очевидно, что при таком количестве позитивных особенностей, преимуществ и нюансов НДС предлагаемого конструктивного решения необходимо выделить новый класс конструкций, регламентированных строительными нормами и правилами, – плитные сталежелезобетонные конструкции.

Следует отметить, что при расчёте нормальных сечений опорных зон безбалочных перекрытий с трещинами по допускаемым напряжениям, дополнительно проверять напряжения $\sigma_{r,red}$ или $\sigma_{rc,red}$, действующие в крайних растянутой и сжатой фибрах стальных листов, по формулам (2.33) и (2.34) не требуется. Поскольку листы неизбежно переходят в пластику и равновесие достигается работой сжатой зоны бетона и продольных растянутых арматурных стержней, совместно сопротивляющихся внешней нагрузке до перехода в пластическое состояние всего сечения, которое является критерием разрушения.

Максимальные относительные деформации перед разрушением для фрагментов плит ФПП-1, ФПП-3...ФПП-6 в сжатой зоне составили: -0,00225, -0,00192, -0,00144, -0,00175, -0,00192 в растянутой зоне: 0,00337, 0,00175, 0,00353, 0,00191, 0,00198, соответственно. Сравнивая эти значения с величиной относительных деформаций соответствующих пределу текучести 0,00154, видно, что практически для всех испытанных образцов стальные листы перешли в пластику. При сопоставлении с предельной относительной деформацией 0,025, согласно норм [3], запас также достаточно внушительный. По результатам испытаний фрагментов безбалочных перекрытий можно сделать вывод о том, что

влияние концентрации напряжений вокруг отверстий в стальных листах не сказывается на работоспособность металлической капители, поскольку ни в одном из проведённых экспериментов такого разрушения не произошло.

Применение двусторонних сварных швов при соединении стальных листов металлической капители также позволило гарантировать надёжную работу вплоть до разрушения.

В случае применения арматурных сталей с существенно более высокими прочностными характеристиками R_s , чем у сталей листового проката R_y , при заведомо сопоставимых модулях упругости E , напряжения в крайней растянутой фибре стальных листов $\sigma_{r,red}$ также превысят предел текучести R_y . Возможно, этим аспектом можно было бы пренебречь, если бы R_s , не превышало временное сопротивление растяжению листового проката R_u , допустив пластическую работу материала. Но возможно стальные листы, располагаемые в одном из направлений, имеют прорези в растянутой зоне, соединяются с листами другого направления при помощи сварки и могут оказаться неспособными воспринять такой уровень относительных деформаций в арматуре. Поэтому при использовании существенно отличающихся прочностных характеристик сталей листового проката и арматуры необходимо посредством дополнительных конструктивных мероприятий обезопасить стык стальных листов, например, приварить к нижним граням стальных листов, в местах их стыковки, квадратные или прямоугольные планки.

Стержневая арматура, устанавливаемая в растянутой зоне металлической капители, вместе со сжатой зоной бетона является основным компонентом, обеспечивающим сопротивление изменению формы опорной зоны безбалочного перекрытия при действии разных по знаку нормальных напряжений σ_x , σ_y на горизонтальных гранях поперечного сечения.

В расчётных схемах РС62...РС66 арматура характеризуется одноосным напряжённо-деформированным состоянием. Величины нормальных σ_x , главных σ_I и эквивалентных σ_0 напряжений в стержневых КЭ, моделирующих арматуру, совпадают до целых значений. Касательные напряжения τ_{xy} , τ_{zx} близки к нулю и

поэтому не оказывают влияния на напряжённое состояние. При малой кривизне опорных зон безбалочных перекрытий эта ситуация сохраняется.

В расчётных схемах РС72...РС76 арматура характеризуется сложным напряжённо-деформированным состоянием согласно рис. 2.54...2.60. Величины нормальных σ_x , главных σ_1 , σ_3 и эквивалентных σ_0 напряжений в стержневых КЭ, моделирующих арматуру, в отдельных местах меняются по сечению. Для некоторых участков характерно изменение знака нормальных напряжений σ_x на противоположный – вблизи опорного контура. Максимальные значения главных и эквивалентных напряжений составили соответственно $\sigma_1 = 4450,5$, $\sigma_3 = 2005,1$ и $\sigma_0 = 4450,5$ кгс/см². Касательные напряжения τ_{xy} , τ_{zx} близки к нулю и поэтому не оказывают влияния на напряжённое состояние.

Максимальные относительные деформации в растянутой арматуре перед разрушением для фрагментов плит ФПП-2...ФПП-6 составили: 0,00409, 0,00526, 0,00298, 0,00348, 0,00601, соответственно. Сравнивая эти значения с величиной относительных деформаций соответствующих условному пределу текучести 0,00217, видно, что практически для всех испытанных образцов арматура перешла в пластику. При сопоставлении с предельной относительной деформацией 0,025, согласно норм [3], запас также достаточно внушительный.

По результатам испытаний фрагментов безбалочных перекрытий можно сделать вывод о том, что пока все растянутые арматурные стержни не перешли в пластику, конструкция продолжает сопротивляться внешней нагрузке. Разрушение фрагментов плит ФПП-3...ФПП-6 носит пластический характер и связано с превышением предела текучести арматуры у всех стержней в сечении.

В РС62...РС63 увеличение диаметра продольной растянутой арматуры d_s приводит к незначительному увеличению приведённого изгибающего момента M_{red} . Аналогичная тенденция прослеживается при увеличении толщины стальных листов t_r . Увеличение высоты поперечного сечения безбалочного перекрытия приводит к более существенному увеличению M_{red} . По результатам испытаний фрагментов безбалочных перекрытий увеличение d_s с 12 до 16 мм привело к росту критической нагрузки с 228 до 268 тс, ширина раскрытия трещин $a_{cr,c,a}$

до усилия 188 тс отличалась незначительно, после прохождения указанного значения для фрагментов с арматурой диаметром 12 мм начался существенный рост $a_{crc,a}$ согласно рис. 4.9.

По результатам испытаний ФПП-3...ФПП-6 остаточный прогиб после снятия нагрузки визуально не определялся и составлял порядка 1-2 мм.

4.4 Сравнение физических и математических моделей

После проведения экспериментов картина НДС опорных зон безбалочных перекрытий существенно уточнилась. Нелинейные модели РС71...РС76 после проведённой работы по калибровке расчётных схем на основе результатов испытаний позволяют прогнозировать работоспособность конструкций с достаточной точностью.

При сравнении зависимостей прогибов w от нагрузки P_f для фрагментов ФПП-3...ФПП-6 с результатами РС73...РС76, показанных на рис. 4.1...4.6, видно, что в диапазоне нагрузок 60-180 тс значения прогибов для большинства математических моделей получились заниженными. Далее при увеличении нагрузки величины прогибов практически совпадают или имеют некоторый запас. Как отмечено ранее, причина расхождения кроется в топологии РС71...РС76 – в месте соединения стальных листов и бетона не моделировалось сцепление и адгезия, поскольку трещины в растянутой зоне бетона образуются в любом случае и моделирование контакта существенно усложняет процесс расчётов. Момент трещинообразования $M_{crc,red}$ в опытных образцах меньше, чем в математических моделях, в которых этот аспект не учитывался. Максимальная разница в прогибах при действии критической нагрузки составляла для ФПП-3 (РС73) 2,1 мм, для ФПП-4 (РС74) -4,0 мм, для ФПП-5 (РС75) 1,7 мм, для ФПП-6 (РС76) -4,1 мм, знак минус означает, что прогибы в РС74 и РС76 получились большими по сравнению с образцами ФПП-4 и ФПП-6 соответственно, согласно рис. 4.3...4.6.

В части определения ширины раскрытия нормальных трещин a_{crc} с помощью нелинейных моделей РС71...РС76 и большинства других, необходимо от-

метить, что в растянутой зоне бетона трещины образуются в каждом конечном элементе. Поскольку размер КЭ в плане в большинстве случаев не может совпадать с расстоянием между трещинами в физических моделях – шаг трещин существенно превышает размер КЭ, то добиться картины образования и раскрытия трещин в математических моделях аналогичной физическим моделям практически очень сложно. Данная идеализация является неизбежной, поскольку при попытках подогнать размер КЭ в плане к расстоянию между трещинами возникает проблема с превышением максимального соотношения между сторонами объёмного КЭ, моделирующего бетон. Таким образом, ширина раскрытия нормальных трещин a_{crc} в РС71...РС76 получается несколько заниженной. Для решения этой проблемы можно использовать формулу (7.3) норм [3], методику расчёта, изложенную в разделе 2.1.4, на основе формулы (2.13) и дополнительные аспекты, связанные с образованием и раскрытием трещин, приведённые в разделе 3.6 см. табл. 3.7. Фактическая (с учётом распределения абсолютной) ширина раскрытия нормальных трещин $a_{crc,f}$ не должна превышать предельно допустимой величины $a_{crc,ult}$ и вычисляется по формуле (4.2):

$$a_{crc,f} = \frac{a_{crc,a}}{2} = \frac{1}{2} \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_{s,red}}{E_s} \cdot l_s \leq a_{crc,ult} \quad (4.2)$$

где $\varphi_1 = 1,4$ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

$\varphi_2 = 0,5$ – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры;

$\varphi_3 = 1,0$ – коэффициент, учитывающий характер НДС;

$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc,red}}{M_{red}} = 1 - 0,8 \cdot \frac{h \cdot R_{bt,ser}}{(\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot z_t}$ – коэффициент, учитывающий не-

равномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

$M_{red} = I_{red,el} \cdot \frac{\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}}{h}$ – приведённый изгибающий момент;

$M_{crc,red} = R_{bt,ser} \cdot W_{t,red} = R_{bt,ser} \cdot \frac{I_{red,el}}{z_t}$ – приведённый момент образования нормаль-

ных трещин;

$R_{bt,ser}$ – сопротивление бетона растяжению для предельных состояний второй группы;

$W_{t,red} = \frac{I_{red,el}}{z_t}$ – приведённый момент сопротивления поперечного сечения

для крайнего растянутого волокна бетона;

$I_{red,el}$ – приведённый момент инерции поперечного сечения опорной зоны без учёта трещин и неупругих деформаций бетона;

z_t – расстояние от центра тяжести сечения до растянутой грани.

$\sigma_{bt,red} = \frac{\sigma_{bt,1} + \sigma_{bt,2} + \dots + \sigma_{bt,n}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{bt,i}}{n}$ – приведённое (среднее арифметическое) растягивающее напряжение бетона в крайней фибре;

$\sigma_{bc,red} = \frac{\sigma_{bc,1} + \sigma_{bc,2} + \dots + \sigma_{bc,n}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{bc,i}}{n}$ – приведённое (среднее арифметическое) сжимающее напряжение в крайней фибре бетона;

$\sigma_{bt,i}$ и $\sigma_{bc,i}$ – максимальные растягивающее и сжимающее напряжения бетона в крайних объёмных КЭ;

$\sigma_{s,red}$ – приведённые напряжения в растянутой арматуре по формуле (2.30);

E_s – модуль упругости арматуры;

l_s – расстояние между смежными нормальными трещинами (принимается шаг стальных листов – в запас);

$a_{cr,ult} = 0,4$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин из условий сохранности арматуры.

Использование линейных моделей РС61...РС66 и методики расчёта, изложенной в главе 2, позволяет выбрать основные компоненты конструктивного решения – толщину плиты, толщину и количество стальных листов металлической капители, диаметр и шаг продольной арматуры, в первом приближении с существенной экономией временных ресурсов. Кроме того, провести оценку по второму предельному состоянию – ограничению ширины раскрытия нормальных трещин. Расчёт нелинейных моделей РС71...РС76, на ПЭВМ указанной

ранее, может занимать от нескольких минут до нескольких часов. Если рассматривать фрагмент безбалочного перекрытия с учётом пролётной части, то это займёт в несколько раз больше времени. Например, фрагмент плиты перекрытия габаритами 9x9 м, созданный по аналогии с РС61...РС66 в ПК SCAD 11.5, рассчитывается в течение 20 минут. Эта же задача в ПК ANSYS 13.0 считается за 20 секунд. Расчёт нелинейной модели такого фрагмента по аналогии с РС71...РС76 в ПК ANSYS 13.0, ПЭВМ указанной ранее, занимает около 4 часов. При автоматизации обработки результатов расчёта линейных моделей в ПК ANSYS 13.0 можно в десятки раз сократить время на поиск оптимального конструктивного решения.

После проведённых экспериментов и сравнения деформированного состояния опорных зон безбалочных перекрытий, очевидно, что основное уравнение технической теории изгиба пластинок (2.1), полученное благодаря введению упрощений (2.2) и (2.3), не удовлетворяет более точным решениям на основе объёмной задачи теории упругости и теории прочности бетона. Функциональная зависимость, описывающая изменение изгибающих моментов в опорной зоне и заданная в виде полинома, также значительно искажает картину НДС безбалочных перекрытий. В этой связи, внутренние напряжения, полученные в разных типах плоских расчётных схем РС1, РС2 и РС3, существенно завышены и не соответствуют действительным значениям. Следовательно, плитная конструкция, запроектированная на основе плоских расчётных схем правильно, не является экономичной, но, тем не менее, имеет право на существование, поскольку обладает хорошим запасом работоспособности.

4.5 Оценка по первой группе предельных состояний

Разрушение испытанных фрагментов плит ФПП-1...ФПП-6, за исключением ФПП-2, произошло на III стадии НДС по арматуре. Критерием разрушения стал процесс нарастания прогибов при попытке увеличить нагрузку на следующую ступень, равную 20 тс. Разрыва арматуры и раздробления сжатой зоны бетона не произошло ни в одном образце. Рассмотрим условия достижения

предельного состояния по прочности на основе методики, предложенной в разделе 2.5. В табл. 4.1...4.5 приведены исходные данные и результаты расчётов фрагментов плит на основе РС61... РС66.

Таблица 4.1

Геометрические характеристики элементов и приведённые напряжения

№ сечения	h , мм	b , мм	a , мм	n_s , ШТ	d_s , мм	A_{sm} , см ²	a' , мм	n_{sc} , ШТ	d_{sc} , мм	A'_{sm} , см ²	n_r , ШТ	t_r , см	h_r , см	$\sigma_{bt,red}$, Тс/м ²	$\sigma_{bc,red}$, Тс/м ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
РС61 (ФПП-1)	240	2000	40								4	0,6	24	792,5	-1016,6
РС62 (ФПП-2)	240	2000	40	18	12	20,3								808,8	-1082,4
РС63 (ФПП-3)	240	2000	40	18	12	20,3					4	0,6	24	1606,8	-2124,3
РС64 (ФПП-4)	240	2000	40	18	16	36,2					4	0,6	24	1840,7	-2480,1
РС65 (ФПП-5)	240	2000	40	18	12	20,3	45	18	8	9,0	4	0,6	24	1601,3	-2101,4
РС66 (ФПП-6)	240	2000	40	18	16	36,2	45	18	8	9,0	4	0,6	24	1828,3	-2448,2

Таблица 4.2

Геометрические характеристики поперечных сечений без трещин

№ сечения	α	S_{red} , см ³	I_b , см ⁴	I_{sm} , см ⁴	I'_{sm} , см ⁴	I_r , см ⁴	$I_{red,el}$, см ⁴	A_{red} , м ²	z_t , см	z_c , см	M_{red} , Тс*М	N_{red} , Тс
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
РС61 (ФПП-1)	6,34	61981	230400			2765	247930	0,51652	12,00	12,00	18,7	-58,1
РС62 (ФПП-2)	6,34	58114	230400	1232			238211	0,49287	11,79	12,21	18,8	-60,0
РС63 (ФПП-3)	6,34	62494	230400	1235		2765	255760	0,52939	11,80	12,20	39,8	-121,4
РС64 (ФПП-4)	6,34	62900	230400	2124		2765	261396	0,53947	11,66	12,34	47,1	-140,4
РС65 (ФПП-5)	6,34	63610	230400	1264	521	2765	259247	0,53509	11,89	12,11	40,0	-124,8
РС66 (ФПП-6)	6,34	64016	230400	2169	542	2765	265118	0,54518	11,74	12,26	47,2	-142,7

Таблица 4.3

Геометрические характеристики поперечных сечений с трещинами

№ сечения	$E_{b,red}$, кгс/см ²	α	$x=z_c$, см	z , см	z' , см	I_b , см ⁴	I_s , см ⁴	I'_s , см ⁴	$I_{r,pl}$, см ⁴	$I_{red,pl}$, см ⁴
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
РС61 (ФПП-1)	149333,3	14,06	6,61	13,39	6,61	19254			4438	81652
РС62 (ФПП-2)	149333,3	14,06	6,27	13,73	6,27	16433	3827			70238
РС63 (ФПП-3)	149333,3	14,06	8,10	11,90	8,10	35429	2875		3641	127039
РС64 (ФПП-4)	149333,3	14,06	8,99	11,01	8,99	48438	4388		3287	156351
РС65 (ФПП-5)	149333,3	14,06	7,94	12,06	3,44	33371	2953	107	3714	128600
РС66 (ФПП-6)	149333,3	14,06	8,81	11,19	4,31	45587	4533	167	3351	158784

Расчёт нормальных сечений по предельным усилиям

№ сечения	$I_{red},$ см ⁴	$\sigma_{bi,red},$ тс/м ²	$\sigma_{bc,red},$ тс/м ²	$x,$ см	$\xi=x/h$	$M_{red},$ тс*м	$M_{ult},$ тс*м	K_M
1	2	3	4	5	6	7	8	9
РС61 (ФПП-1)	247930	792,5	-1016,6	3,85	0,20	18,7	19,7	0,95
РС62 (ФПП-2)	238211	808,8	-1082,4	2,70	0,10	18,8	17,4	1,08
РС63 (ФПП-3)	255760	1606,8	-2124,3	5,68	0,20	39,8	34,0	1,17
РС64 (ФПП-4)	261396	1840,7	-2480,1	7,12	0,30	47,1	43,9	1,07
РС65 (ФПП-5)	259247	1601,3	-2101,4	4,87	0,20	40,0	34,3	1,17
РС66 (ФПП-6)	265118	1828,3	-2448,2	6,30	0,30	47,2	44,8	1,05

Таблица 4.5

Расчёт нормальных сечений по допускаемым напряжениям

№ сечения	$M_{red},$ тс*м	$\sigma_{s,red},$ тс/см ²	K_s	$\sigma_{b,red},$ тс/м ²	K_b	$\sigma_{sc,red},$ тс/см ²	K_{sc}	$\sigma_{r,red},$ тс/см ²	K_r	$\sigma_{rc,red},$ тс/см ²	K_{rc}
1	2	3	4	7	8	9	10	11	12	13	14
РС61 (ФПП-1)	18,7			1513,0	0,73			5,6	1,65	2,1	0,62
РС62 (ФПП-2)	18,8	5,2	1,13	1675,6	0,81						
РС63 (ФПП-3)	39,8	5,2	1,13	2535,2	1,22			7,0	2,06	3,6	1,06
РС64 (ФПП-4)	47,1	4,7	1,02	2705,9	1,30			6,4	1,88	3,8	1,12
РС65 (ФПП-5)	40,0	5,3	1,15	2469,5	1,19	1,5	0,33	7,0	2,06	3,5	1,03
РС66 (ФПП-6)	47,2	4,7	1,02	2621,1	1,26	1,8	0,39	6,4	1,88	3,7	1,09

Рассматривая результаты расчётов, приведённых в табл. 4.1...4.5, видно, что при сравнении коэффициентов использования K_M и K_s на основе методов по предельным усилиям и допускаемым напряжениям соответственно, полученные значения сопоставимы. Превышения сопротивлений стали по пределу текучести R_y для стальных листов и бетона при двухосном напряжённом состоянии $1,2R_b$, полученные по результатам расчётов и приведённые в столбцах 12, 14 и 8 табл. 4.5, не являются основными критериями для оценки прочности, поскольку наступление предельного состояния происходило после перехода всей продольной растянутой арматуры в зону пластических деформаций.

Анализ значений коэффициентов использования K_M и K_s , полученных по результатам расчёта РС61...РС66 с учётом фактических критических нагрузок P_f , достигнутых при испытаниях образцов, и равных больше 1,0, свидетельству-

ет о некотором запасе работоспособности, поскольку фрагменты плит не разрушились. Таким образом, коэффициенты запаса работоспособности фрагментов плит K_{fM} или K_{fs} по прочности вычисляются по формулам:

$$K_{fM} = K_M - 1 \quad \text{или} \quad K_{fs} = K_s - 1 \quad (4.3)$$

По результатам расчёта коэффициентов запаса работоспособности K_{fs} , следует отметить, что разница между методами расчёта получилась незначительной. С учётом методики расчёта, рекомендуемой нормами [3] на основе работы [109] для определения максимальной ширины раскрытия трещин, метод расчёта по допускаемым напряжениям позволит минимизировать количество времени необходимо для расчёта по прочности. С другой стороны, метод расчёта по предельным усилиям является существенно менее затратным с точки зрения проводимых вычислений и должен служить дополнительной мерой контроля, которая позволит предотвратить совершение ошибки.

После калибровки нелинейных моделей РС71...РС76 по данным испытаний ФПП-1...ФПП-6 оценим предельное состояние проектируемого безбалочного перекрытия с сеткой колонн 9x9 м под временную нагрузку 2,0 тс/м². На рис. 4.10, 4.11 приводится объёмная расчётная схема РС81, реализованная в ПК ANSYS 13.0 по аналогии с РС76, в которой моделируется четверть плиты перекрытия габаритами 4,5x4,5x0,24(h) м с учётом симметрии. Бетон в РС81 моделировался 8-ми узловым КЭ (тип SOLID65) с размерами 75x75x12,5(h) мм – в двух слоях у нижней и верхней граней, 75x75x20(h) мм – по высоте между рядами арматуры и 75x75x30(h) мм – в середине толщины фрагмента плиты. Механические характеристики бетона $E=3.31e+6$ тс/м², $R_b=1733$ тс/м², $R_{bt}=117$ тс/м². Трубобетонные колонны габаритами Ø530x6 (нижележащая на всю высоту этажа 5,2 м) и Ø426x6 (вышележащая на половину высоты этажа 2,6 м) мм моделировались с использованием аналогичных КЭ с размерами бокового сечения 25x25(h) мм путём вращения вокруг продольных осей. Граничные условия по нижнему сечению нижележащей колонны заданы при помощи связей исключающих перемещения и поворот – UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ, по верхнему сечению вышележащей колонны – UX, UY, UZ. Граничные условия

для поперечных сечений фрагмента плиты в плоскостях X0Z и Y0Z заданы при помощи связей исключающих перемещения в направлении осей Y – UY и X – UX соответственно. Вертикальная нагрузка равномерная по площади приложена к верхней грани плиты и составляет $q_l = 0,24 \cdot 2,5 \cdot 1,1 + 2,0 \cdot 1,2 = 3,06$ тс/м², с шагом по 0,1 тс/м². Арматура в РС81 моделируется стержневыми КЭ (тип BEAM188) длиной 75 мм с сечением из равностороннего 8-ми угольника с наружным диаметром Ø12 мм шаг 150x150 (в нижней зоне опорной зоны) и 300x300 (в верхней зоне пролётного участка) мм, Ø16 мм шаг 150x150 (в нижней зоне пролётного участка) мм, Ø20 мм шаг 150x150 (в верхней зоне опорной зоны) мм, на расстоянии 25 и 45 мм от нижней и верхней граней плиты. Стальные листы капители 2850x240x6 мм моделируются 8-ми узловыми КЭ (тип SOLID185) с разбиением по толщине на два КЭ размером 75x3 мм в плане и 12,5, 20, 30 мм по высоте аналогично бетону. Механические характеристики стали $E=2.1e+7$ тс/м², $R_y=32110$ тс/м², $R_s=44342$ тс/м². Для бетона и стали использовались трёхлинейная и двухлинейная диаграммы согласно норм [3].

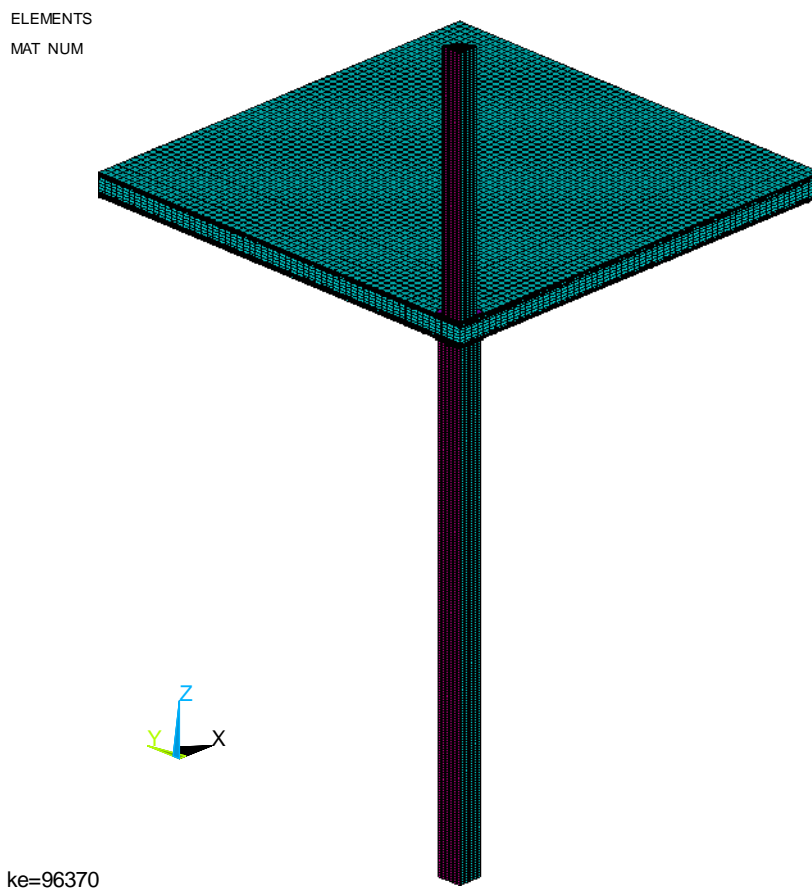


Рис. 4.10 – Расчётная схема 81 (РС81). Общий вид

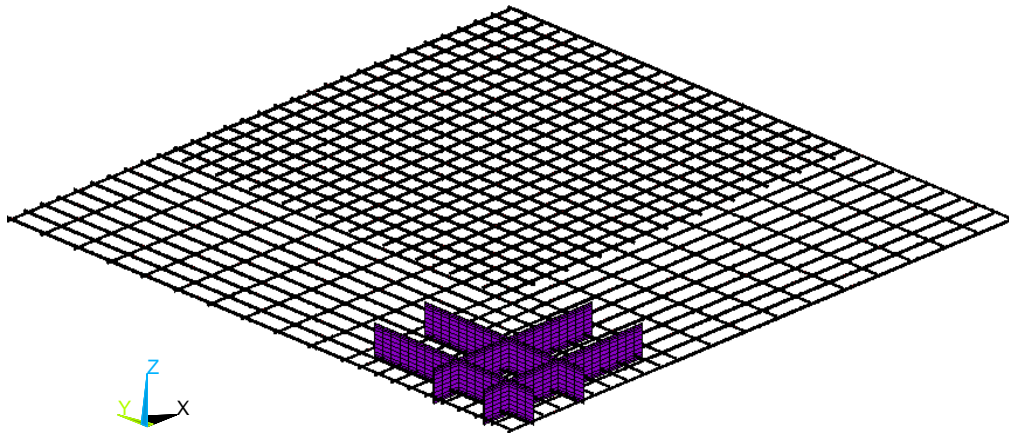


Рис. 4.11 – Расчётная схема 81 (РС81). Капитель и нижняя арматура

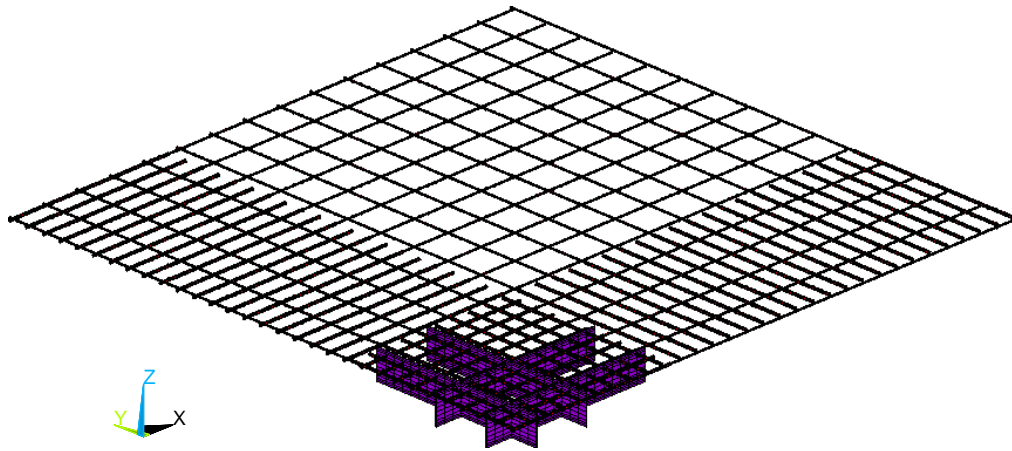


Рис. 4.12 – Расчётная схема 81 (РС81). Капитель и верхняя арматура

По результатам расчёта РС81 критическая нагрузка по прочности составила $q_l = 3,1$ тс/м². Изополя перемещений и напряжений плиты перекрытия приведены в Приложении В.

В дополнение проведённых выше расчётов можно доказать, что при назначении габаритов скрытой капители в плане равными расстояниям между нулевыми моментными точками при изгибе плиты от равномерной нагрузки прочность на продавливание по границе капители будет обеспечена. Для этого запишем уравнение равновесия на контуре капители по аналогии с (1.1):

$$q_l \cdot l_x \cdot l_y = h \cdot R_{bt} \cdot u_m = 4 \cdot h \cdot R_{bt} \cdot (l_x + l_y) / \delta, \quad (4.4)$$

где $q_l = 3,1$ тс/м² – равномерно распределённая нагрузка;

$l_x = l_y = l = 9,0$ м – длины пролётов; $h = 0,24$ м – высота поперечного сечения;

$u_m = 4 \cdot (l_{0x} + l_{0y}) = 4 \cdot (l_x + l_y) / \delta$ – периметр основания параллелепипеда;

$\delta = l_x / l_{0x} = l_y / l_{0y}$ – коэффициент отношения длин пролёта и капители;

l_{0x} и l_{0y} – расстояния от опоры до границ капители в плане.

Уравнение (4.4) при равных пролётах $l_x = l_y = l$ преобразуется к виду:

$$q_I = \frac{4 \cdot h \cdot R_{bt} \cdot (l_x + l_y)}{l_x \cdot l_y \cdot \delta} = \frac{8 \cdot h \cdot R_{bt}}{l \cdot \delta}. \quad (4.5)$$

При равных пролётах плиты перекрытия максимальная равномерно распределённая нагрузка при изгибе ориентировочно составляет:

$$M_{red} = \frac{(q_I \cdot l_y) \cdot l_x^2}{2 \cdot 12} \rightarrow q_I = \frac{24 \cdot M_{red}}{l^3}. \quad (4.6)$$

С учётом (2.13) уравнение (4.6) преобразуется к виду:

$$q_I = \frac{24 \cdot (\sigma_{bt,red} - \sigma_{bc,red}) \cdot I_{red,el}}{l^3 \cdot h} = \frac{24 \cdot 2 \cdot \sigma_{red} \cdot l \cdot h^3}{l^3 \cdot h \cdot \delta \cdot 6} = \frac{8 \cdot \sigma_{red} \cdot h^2}{l^2 \cdot \delta}. \quad (4.7)$$

где $\sigma_{bt,red} \cong |\sigma_{bc,red}| \cong \sigma_{red}$ – приведённые напряжения в линейной постановке;

$I_{red,el} \cong \frac{2 \cdot l_0 \cdot h^3}{12} = \frac{2 \cdot l \cdot h^3}{\delta \cdot 12} = \frac{l \cdot h^3}{\delta \cdot 6}$ – момент инерции поперечного сечения.

При сравнении выражений (4.5) и (4.7) должно выполняться неравенство:

$$\frac{8 \cdot h \cdot R_{bt}}{l \cdot \delta} \geq \frac{8 \cdot \sigma_{red} \cdot h^2}{l^2 \cdot \delta}. \quad (4.8)$$

Очевидно, что приведённые напряжения σ_{red} и сопротивление бетона сжатию R_b сопоставимы, поскольку при назначении толщины плиты из условий работоспособности при изгибе напряжения в сжатой зоне бетона не должны превышать соответствующей прочности. После преобразований (4.8) получим:

$$\lambda = \frac{l}{h} = \frac{9,0}{0,24} = 37,5 \geq \frac{\sigma_{red}}{R_{bt}} = \frac{R_b}{R_{bt}} = \frac{1732,9}{117,2} = 14,8. \quad (4.9)$$

При значениях гибкости плиты $\lambda > 14,8$ и использовании бетона класса *B30*, как в рассматриваемом случае, несущая способность на продавливание на границе капители будет всегда больше работоспособности опорной зоны на изгиб. Таким образом, при назначении длин стальных листов на основе расстояний между смежными нулевыми моментными точками и работоспособности на изгиб опорных зон безбалочных перекрытий (при $\lambda > 14,8$) прочность плиты на

продавливание на границе капители всегда будет обеспечена, что и требовалось доказать. При значениях гибкости $\lambda < 30$ применение безбалочных перекрытий в большинстве случаев нецелесообразно.

4.6 Оценка по второй группе предельных состояний

Расчёт ширины раскрытия трещин нормальных к продольной оси элемента выполнен по формулам (4.2), (4.10). Результаты расчёта приведены в табл. 4.6.

$$K_{crc} = \frac{a_{crc,f}}{a_{crc,ult}} \leq 1, \quad (4.10)$$

где $a_{crc,f} = a_{crc,a} / 2$ – фактическая ширина раскрытия трещин;

$a_{crc,ult} = 0,4$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

При сравнении нижних граней фрагментов ФПП-2 на рис. 3.20 и ФПП-4 на рис. 3.24 видно, что расстояние между смежными кольцевыми трещинами l_s вне габарита колонны существенно отличаются. Для ФПП-2 шаг образования трещин составлял приблизительно 300 мм, а для ФПП-4 ориентировочно 150 мм. Таким образом, выполнить качественную оценку ширины раскрытия трещин a_{crc} при таком разбросе параметра l_s достаточно затруднительно. Очевидно, принимая расстояние между смежными кольцевыми трещинами l_s равным шагу стальных листов 400 мм, можно с достаточной точностью гарантировать выполнение требований норм [3].

При определении критической нагрузки по трещиностойкости на основе испытаний и графиков на рис. 3.15, проведя вертикальную линию от значения 0,4 мм вверх, получим: для ФПП-3 – 195 тс (при заданной нагрузке $P_f = 228$ тс), для ФПП-4 – 242 тс (при заданной нагрузке $P_f = 268$ тс). Разделив значения нагрузки P_f на соответствующие величины критических нагрузок по трещиностойкости для каждого образца, получим 1,17 и 1,11. С учётом средневзвешенного значения коэффициента надёжности по нагрузке γ_f , колеблющегося в диапазоне 1,10-1,20 для общественных зданий, можно утверждать об удовлетворительной точности применяемого подхода.

Момент трещинообразования и ширина раскрытия трещин

№ сечения	$M_{red},$ тс*м	$R_{bt,rsr}$ кгс/см ²	φ_1	φ_2	φ_3	$W_{t,red},$ см ³	$M_{crc,red},$ тс*м	ψ_s	$l_s, \text{ мм}$	$a_{crc,a},$ мм	$a_{crc,f},$ мм	K_{crc}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
РС61 (ФПП-1)	18,7	18,40	1,4	0,5	1,0	20660,8	3,8	0,813	400	0,62	0,31	0,78
РС62 (ФПП-2)	18,8	18,40	1,4	0,5	1,0	20204,5	3,7	0,819	400	0,58	0,58	1,45
РС63 (ФПП-3)	39,8	18,40	1,4	0,5	1,0	21674,6	4,0	0,908	400	0,64	0,32	0,80
РС64 (ФПП-4)	47,1	18,40	1,4	0,5	1,0	22418,2	4,1	0,920	400	0,58	0,29	0,73
РС65 (ФПП-5)	40,0	18,40	1,4	0,5	1,0	21803,8	4,0	0,908	400	0,65	0,33	0,83
РС66 (ФПП-6)	47,2	18,40	1,4	0,5	1,0	22582,5	4,2	0,918	400	0,58	0,29	0,73

Для оценки предельного состояния по деформативности рассмотрим аналогичную плиту перекрытия с сеткой колонн 9x9 м. На основе нелинейной модели РС81, приведённой на рис. 4.10...4.12, создана расчётная схема РС82, в которой расчётные значения механических характеристик материалов и нагрузок были заменены на нормативные. Механические характеристики бетона $R_b=2242$ тс/м², $R_{bt}=178$ тс/м², стали $R_y=33130$ тс/м², $R_s=50968$ тс/м². Вертикальная нагрузка приложена по аналогии с РС81. Расчёт прогибов с учётом коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0) = \varphi_{b,cr} = 1,29$, вычисленного по формуле (В.1) согласно Приложения В норм [13], и формулы (2.20) произведён в РС83.

Максимальные прогибы w в соответствии с п. 7.3.3 норм [3] не должны превышать предельно допустимой величины w_{ult} :

$$w \leq w_{ult} \quad (4.11)$$

где w – прогиб от действия внешней нагрузки;

$w_{ult} = 9000 / 225 = 40$ мм – значение предельно допустимого прогиба на основе эстетико-психологических требований.

По результатам расчёта РС82 и РС83 критическая нагрузка по деформативности составила $q_{II} = 2,4$ тс/м² и $q_{II} = 1,9$ тс/м² соответственно. Изополя перемещений плиты перекрытия приведены в Приложении В. Следует отметить, что при ограничении прогибов эстетико-психологическими требованиями согласно норм [7], необходимо использовать длительно действующую часть временной нагрузки, которая для торговых помещений получается умножением на

коэффициент 0,35. Очевидно, что при столь существенном снижении значений нормативной нагрузки $q_{II} = 0,24 \cdot 2,5 + 2,0 \cdot 0,35 = 1,3$ тс/м², конструкция будет удовлетворять требованиям второго предельного состояния с учётом ползучести в сжатой зоне бетона даже при нагрузке $q_{II} = 3,1$ тс/м². Результаты расчётов прогибов РС81, РС82, РС83 приведены на графиках рис. 4.13.

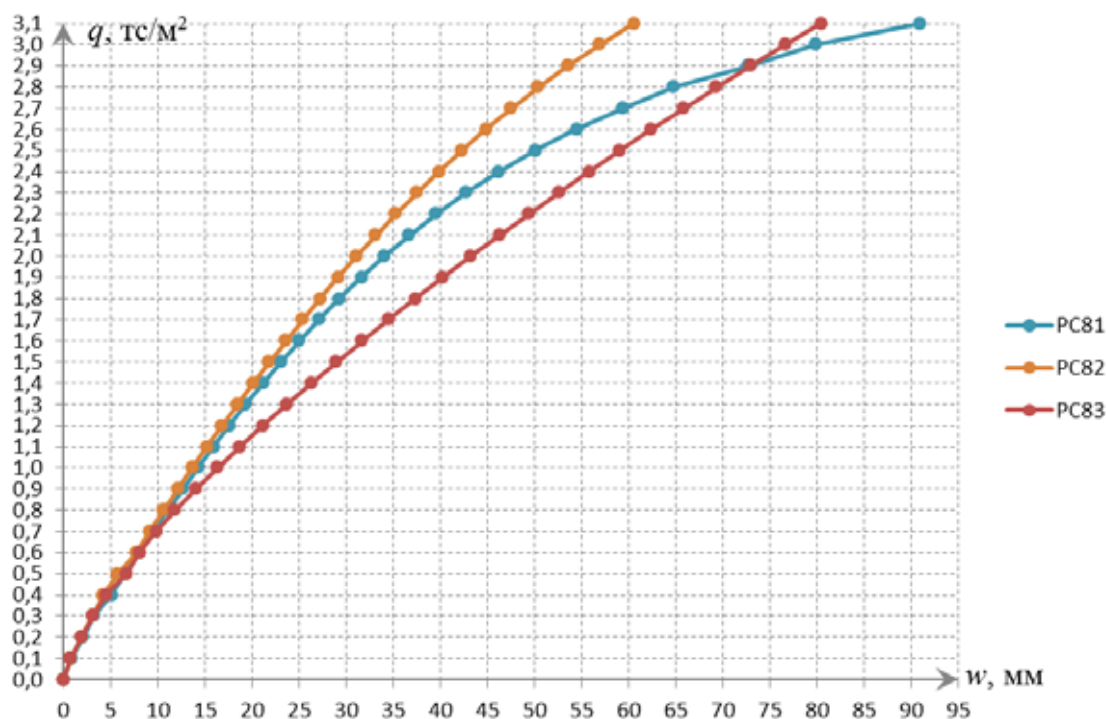


Рис. 4.13 – Зависимость прогибов w от нагрузки q для РС81, РС82, РС83

4.7 Рекомендации по расчёту и проектированию опорных зон безбалочных перекрытий

Настоящие рекомендации распространяются на проектирование опорных зон безбалочных перекрытий регулярных каркасов зданий и сооружений. Рекомендации содержат положения и требования, вытекающие из характера работы исследованных опорных зон безбалочных перекрытий, которые следует рассматривать как дополнение к существующим строительным нормам и правилам, и как основу для разработки норм, регламентирующих проектирование опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями. В первую очередь необходимо перечислить положения, в соответствии с которыми должен выполняться расчёт:

1 Применение теорий изгиба пластин Кирхгофа-Лява, Тимошенко-Рейсснера-Миндлина является вспомогательным инструментом, необходимым для рассмотрения НДС и устойчивости вертикальных конструкций в пространственных расчётных схемах.

2 Применение линейной теории упругости в линейной постановке (без учёта геометрической нелинейности) является наиболее оправданным средством при определении геометрических характеристик основных компонентов в первом приближении.

3 Близкая к действительности картина НДС опорных зон безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, может быть получена только на основе решения нелинейной деформационной модели, поскольку упрощения, используемые в технических теориях изгиба пластин, существенно искажают НДС безбалочных перекрытий. Бетон, стальные листы и арматура моделируются при помощи объёмных и стержневых КЭ.

Анализируя результаты эксперимента, можно в хронологическом порядке сформулировать порядок расчёта безбалочных перекрытий:

1 Создание пространственной расчётной схемы здания или сооружения. Назначение толщин безбалочных перекрытий в первом приближении выполняется по аналогии с традиционными железобетонными конструкциями. Модуль упругости безбалочных перекрытий принимается равным начальному модулю упругости бетона на сжатие E_b .

2 Определение требуемого количества продольной арматуры в соответствии с первой группой предельных состояний на основе данных пространственного расчёта.

3 Определение габаритных размеров скрытых металлических капителей в каждом направлении осей координат выполняется на основе положения нулевых моментных точек.

4 Создание объёмных расчётных схем типовых фрагментов безбалочных перекрытий с учётом полученных ранее результатов.

5 Проведение технико-экономического анализа, позволяющего в конкретный момент времени с учётом рыночной стоимости листового проката, арматуры и бетона выбрать толщины, диаметры и классы применяемых строительных материалов.

6 Повторное выполнение пространственного расчёта с учётом принятых геометрических характеристик сечений безбалочных перекрытий для определения НДС вертикальных конструктивных элементов.

На основе сравнения результатов различных методов расчёта нормальных сечений и экспериментальных данных показано, что оба метода с высокой точностью позволяют прогнозировать работоспособность конструкции. Поскольку метод расчёта по допускаемым напряжениям в последующем используется при определении ширины раскрытия нормальных трещин, то остановимся на положениях для расчёта опорных зон безбалочных перекрытий:

1 Бетон растянутой зоны не работает, растягивающие напряжения воспринимаются арматурой и стальными листами.

2 Гипотеза плоских сечений (сечения после изгиба не искривляются и остаются нормальными к продольной оси – треугольные эпюры относительных деформаций и нормальных напряжений).

3 Упруго-пластическая работа бетона в сжатой зоне – приведённый модуль деформации бетона с учётом линейной зависимости между напряжениями и относительными деформациями.

4 *Гипотеза выравнивания опорных моментов* – изгибающие моменты M_x и M_y , действующие в двух взаимно ортогональных плоскостях и полученные из линейного расчёта, полагаются равномерно распределёнными по ширине поперечного сечения опорной зоны безбалочного перекрытия между смежными нулевыми моментными точками.

На основе результатов эксперимента сформулируем дополнительные конструктивные требования, по отношению к указанным в нормах [3], при проектировании опорных зон безбалочных перекрытий:

1 Класс стали листового проката для выполнения скрытой металлической капители необходимо принимать близким к классу стали продольной растянутой арматуры. Если сопротивление растяжению продольной растянутой арматуры существенно выше сопротивления растяжению стальных листов, то необходимо применять дополнительные конструктивные мероприятия.

2 Расстояние между стальными листами в опорных зонах принимать не менее 300 мм и не более 600 мм. Для разных типов плитных конструкций расстояние между стальными листами определяется на основе базового расстояния между трещинами l_s , в соответствии с п. 7.2.14 норм [3].

3 Прорези в стальных листах, необходимые для сборки металлической капители, выполняются на высоту не более $1/2$ высоты сечения безбалочного перекрытия плюс дополнительные 5 мм. Ширина прорезей не должна превышать толщину стыкуемых стальных листов плюс дополнительные 2 мм.

4 Диаметр отверстий в стальных листах необходимо принимать с учётом периодического профиля арматуры, но не более диаметра стержня нетто плюс дополнительные 6 мм.

5 Положение отверстий в стальных листах по вертикали принимается в соответствии с требованиями норм [3] по обеспечению арматуры защитным слоем бетона. Шаг отверстий, размещаемых по одной линии, должен приниматься не менее 75 мм.

6 В случае наличия агрессивной среды по отношению к стальным листам необходимо выполнять антикоррозийную защиту поверхностей листов в соответствии с требованиями норм [9].

7 Сварные швы при соединении стальных листов выполнять в соответствии с требованиями норм [8] односторонними в сжатой половине сечения и двусторонними в растянутой половине сечения.

ВЫВОДЫ

1 Опорные зоны безбалочных перекрытий, усиленные скрытыми металлическими капителями, при испытаниях удовлетворяют требованиям прочности, трещиностойкости и деформативности. Предельные состояния подтверждаются различными вариантами расчётов – линейные и нелинейные. На основании этого конструкцию можно рекомендовать к массовому применению.

2 Использование объёмных расчётных схем РС61...РС66 позволило количественно оценить напряжённое состояние опорных зон. Применение РС71...РС76 позволило всесторонне (количественно и качественно) оценить НДС опорных зон безбалочных перекрытий, но при этом требуется существенно (в сотни раз) больше времени и производительности ПЭВМ.

3 Близкая к действительности картина НДС опорных зон безбалочных перекрытий, может быть получена только на основе решения нелинейной деформационной модели. Бетон, стальные листы и арматура моделируются при помощи объёмных и стержневых КЭ, соответственно. Решением контактной задачи между поверхностями бетона и стальных листов можно пренебречь.

4 В качестве основной методики расчёта нормальных сечений опорных зон безбалочных перекрытий по прочности и трещиностойкости может использоваться метод расчёта по допускаемым напряжениям, указанный в разделе 2.5, с учётом применения III стадии НДС, упруго-пластической работы сжатой зоны бетона и *гипотезы выравнивания опорных моментов*.

5 Скрытая металлическая капитель существенно меняет картину образования и раскрытия нормальных трещин. Трещиностойкость конструкции увеличивается более чем в два раза. Остаточные прогибы после снятия нагрузки для фрагментов ФПП-3...ФПП-6 незначительны.

6 Предложенная методика расчёта и проектирования опорных зон безбалочных перекрытий является универсальной и может применяться и для других типов конструкций – фундаментные плиты, столбчатые и ленточные фундаменты, ростверки, плиты пола и т.д., с учётом соответствующих изменений расчётных схем.

Глава 5

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ

5.1 Область применения конструктивного решения

Конструктивное решение, описанное в данной работе, по устройству скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях сформировалось в 2005 г. в процессе оптимизации плит перекрытий торгового центра в г. Обнинске, Калужской области, размещаемого по ул. Красных зорь. Первоначально перекрытия торгового центра решались в монолитном железобетоне в виде балочной клетки с главными и второстепенными балками при шаге колонн каркаса 9х9 м. После выбора подрядной строительной-монтажной организации заказчик принял решение изменить конструктивное решение рамного каркаса на безригельный с безбалочными перекрытиями. Очевидно, что в рыночных условиях конечный результат, по которому можно оценить технико-экономические показатели любой конструкции должен рассчитываться с учётом фактора времени возведения и запуска здания в эксплуатацию, возможностей строительного производства в конкретном регионе и т.д. Поскольку строительство монолитного безригельного каркаса происходит существенно быстрее рамного каркаса с главными и второстепенными балками, заказчиком была поставлена соответствующая задача. Сохранив показатели по материалоемкости, эта задача была успешно решена с помощью безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями.

Следующим шагом практического внедрения рассматриваемого конструктивного решения была работа по оптимизации материалоемкости фундаментов мелкого заложения 16-ти этажного жилого дома с подземной автостоянкой в г. Москве по ул. Наличная, д. 3а, стр. 1. В первоначальном проекте толщина фундаментной плиты под жилой частью здания составляла 1000 мм, толщина фундаментной плиты в подземной автостоянке – 600 мм. В связи с существенным различием в этажности здания между жилой частью и подземной автостоянкой, выступающей за пятно застройки, фундаментная плита была разделена деформационным швом. Уменьшив показатели по общему расходу металла (листово-

го проката и арматурной стали) на 30%, а толщины фундаментных плит до 500 и 450 мм под жилую часть и подземную автостоянку, соответственно, задача была успешно решена с помощью предлагаемого конструктивного решения по устройству скрытых металлических капителей в фундаментных плитах. Следует отметить, что такого значительного результата удалось добиться также благодаря недостаточному уровню проработки первоначальной расчётной схемы здания, поскольку все сопряжения вертикальных конструкций с фундаментными плитами выполнялись при помощи одноузлового соединения, по аналогии с расчётной схемой РС1.

Дальнейшее практическое внедрение рассматриваемого конструктивного решения было связано с работой по оптимизации конструктивного решения и материалоемкости фундаментов глубокого заложения многофункционального комплекса «Центр семейного досуга» с подземной автостоянкой в г. Москве по ул. Азовская д. 28В. В первоначальном проекте использовались фундаменты глубокого заложения (буровые сваи с использованием электроимпульсной технологии и плитный ростверк толщиной 300 и 400 мм с утолщениями до 850 мм под колоннами), поскольку часть подошвы фундамента располагалась на насыпных грунтах. Глубина котлована в зависимости от рельефа колебалась в пределах от 5,45 до 8,35 м. В связи с существенно меньшими затратами по замене существовавшего насыпного грунта на песчаную подушку по сравнению с устройством около 2000 свай, было принято решение перейти на фундаменты мелкого заложения с устройством искусственного основания. Большинство проектных организаций, участвовавших в конкурсе на проектирование, предлагали выполнить монолитную железобетонную фундаментную плиту толщиной 600 мм (устройство подколонников при сетке колонн каркаса торговой части 9x8 м и физкультурно-оздоровительной части 9,7x7,5 м было исключено в связи с использованием подвального этажа под автостоянку), а благодаря использованию предлагаемого конструктивного решения толщину плиты с применением скрытых металлических капителей удалось сократить до 400 мм. Показатели общего расхода металла (листового проката и арматурной стали) практи-

чески не увеличились, а экономия бетона при площади фундаментной плиты 10,5 тыс. м² составила 2100 м³.

В торговой части многофункционального комплекса «Центр семейного досуга» при сетке колонн каркаса 9x8 м безбалочные перекрытия толщиной 250 мм с капителями были заменены на безбалочные перекрытия с приведённой толщиной 220 мм, усиленные скрытыми металлическими капителями. Несмотря на некоторое увеличение металлоёмкости за счёт использования несъёмной опалубки в виде скрытых металлических ригелей коробчатого сечения и профилированного листа Н158-750-0.75, экономия финансовых ресурсов достигалась благодаря ускоренным темпам строительства в связи с отсутствием съёмной опалубки, уменьшению объёма бетона перекрытий и возможностью выполнения всех мокрых процессов, в том числе бетонирования, внутри тёплого контура.

Следующим шагом практического внедрения рассматриваемого конструктивного решения была работа по оптимизации материалоёмкости фундаментов мелкого заложения многофункционального комплекса с подземной автостоянкой в г. Обнинске, Калужской области, с пятном застройки более 13 тыс. м². В первоначальном проекте толщина фундаментной плиты 12-ти этажной части здания составляла 1000 мм, толщины остальных фундаментных плит стилобатной части здания переменной этажности (от 2 до 4 этажей) составляли 600 мм. В связи с существенным различием в этажности между основной и стилобатными частями здания фундаментные плиты были разделены деформационными швами. Сохранив показатели по металлоёмкости, уменьшив толщины фундаментных плит до 500 мм в многоэтажной части и 400 мм в оставшихся частях, соответственно, эта задача также была успешно решена с помощью предлагаемого конструктивного решения по устройству скрытых металлических капителей. Экономия бетона на возведение фундаментных плит составила 2400 м³.

Дальнейшее практическое внедрение рассматриваемого конструктивного решения было связано с работой по устройству безбалочных перекрытий, усиленные скрытыми металлическими капителями, офисно-складского комплекса

ЗАО «Вюрт-Русь» по адресу: М. О., Ленинский район, д. Николо-Хованское, уч. 9/2-3. При сетке колонн каркаса многоэтажной части здания 12х6 м, полной расчётной нагрузке 2,4 тс/м² и толщине плиты 250 мм габариты традиционной капители должны были бы составить не менее 3,0х2,0х0,5(h). При сравнении дополнительных 1,5 м³ бетона на устройство традиционной капители и 0,32 т стали для элементов усиления (в каждом направлении по 4 вертикальных стальных листа с габаритами поперечного сечения 8х250(h) мм, длиной 3 и 2 м) стоимость конечной конструкции при стоимости железобетона и стальных конструкций в деле 15 тыс. руб. за 1 м³ и 70 тыс. руб. за 1 т, соответственно, практически не отличается между собой. Но с учётом уменьшения продолжительности строительства в связи с высокой заводской готовностью скрытой металлической капители и трудоёмкости установки съёмной опалубки, а также отсутствием выступающих частей несущих конструкций в пространстве помещений было принято решение в пользу безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями.

Интересным примером практического внедрения рассматриваемого конструктивного решения является устройство фундаментной плиты и безбалочного перекрытия, усиленных скрытыми металлическими капителями, подвального этажа производственно-складского корпуса по адресу: М. О., г. Одинцово, ул. Луговая, д. 14. Сетка колонн каркаса подземной части здания – 6х6 м, полная расчётная нагрузка на перекрытие – 8,0 тс/м², толщина фундаментной плиты 375 мм, безбалочного перекрытия – 300 мм. Габариты традиционной капители должны были бы составить не менее 2,4х2,4х0,7(h). При сравнении дополнительных 2,3 м³ бетона на устройство традиционной капители безбалочного перекрытия и 0,36 т стали для элементов усиления (в каждом направлении по 4 вертикальных стальных листа с габаритами поперечного сечения 8х300(h) мм, длиной 2,4 м) стоимость безбалочного перекрытия с традиционными капителями при стоимости железобетона и стальных конструкций в деле 15 тыс. руб. за 1 м³ и 70 тыс. руб. за 1 т, соответственно, выше на 37%. А с учётом уменьшения продолжительности строительства и трудоёмкости установки съёмной опалуб-

ки, а также исключением выступающих частей несущих конструкций в пространстве помещений было принято решение в пользу безбалочных перекрытий и фундаментной плиты без подколонников, усиленных скрытыми металлическими капителями.

Другим интересным примером практического внедрения рассматриваемого конструктивного решения было перепроектирование традиционной фундаментной плиты толщиной 450 мм с подколонниками и безбалочного перекрытия толщиной 300 мм с капителями подземной парковки на 100 машиномест площадью $\sim 3100 \text{ м}^2$ многоэтажного жилого комплекса по адресу: М. О., г. Чехов, ул. Чехова, в районе д. 79. Сетка колонн каркаса здания – $7,5 \times 7,2$ и $7,5 \times 5,0$ м, полная расчётная нагрузка на перекрытие с учётом пожарной машины – $5,0 \text{ тс/м}^2$. Удалось сократить толщины фундаментной плиты до 300 мм и безбалочного перекрытия до 250 мм, исключив при этом подколонники и капители. Габариты подколонников составляли $1,1 \times 0,9 \times 0,3(h)$, толщина фундаментной плиты в месте сопряжения с колоннами составляла 750 мм. Габариты традиционной двухступенчатой капители составляли $2,8 \times 2,6 \times 0,25(h)$ и $4,0 \times 3,8 \times 0,2(h)$ м, таким образом, толщина безбалочного перекрытия в месте сопряжения с колоннами составляла 750 мм. Экономия материалоёмкости по фундаментной плите – 203,6 т стали и 504 м^3 бетона, по безбалочному перекрытию – 184,0 т стали и 541 м^3 бетона, по стенам и колоннам – 39,4 т стали и $40,0 \text{ м}^3$ бетона за счёт уменьшения высоты этажа, итого 427,0 т стали и 1085 м^3 бетона. Кроме того, уменьшились затраты по следующим позициям: земляные работы по устройству котлована – 3382 м^3 , песчаная подсыпка под полы 1036 м^3 , стяжка конструкции пола – 363 м^3 . Инвестор принял решение о перепроектировании и повторном прохождении экспертизы, поскольку общая экономия финансовых ресурсов с учётом дополнительных затрат составила более 20 млн. руб.

В настоящий момент общее количество строительных конструкций монолитных безбалочных перекрытий и фундаментных плит, в которых применены скрытые металлические капители, составляет более 30 и продолжает расти. Очевидно, что целесообразность применения предлагаемого конструктивного

решения, подтверждённая практическим опытом внедрения в условиях рыночной экономики на приведённых выше примерах, лежит в области больших пролётов – более 6 м и нагрузок – более 2 тс/м², особенно при ограничении высоты этажа различными факторами – реконструируемые здания с планируемым увеличением этажности внутри существующих габаритов, проектируемые подземные и надземные парковки, фундаментные плиты и безбалочные перекрытия торговых и многофункциональных центров, многоэтажных жилых и производственных зданий и т. п. Возможно, что при использовании сборных безбалочных перекрытий жилых многоэтажных домов с меньшими пролётами или других железобетонных конструкций предлагаемое конструктивное решение также может оказаться полезным, что требует проведения дополнительных технико-экономических изысканий.

5.2 Техничко-экономический анализ

Отсутствие нормальной конкуренции в сталелитейной промышленности и смежных областях в конце 2006 начале 2007 годов привело к лавинообразному увеличению стоимости металла необходимого для производства арматурного и листового проката. Монопольная ситуация на рынке добычи природных ископаемых, необходимых для производства цемента, в период экономического роста с 2005 по 2008 годы также вызвала существенное увеличение стоимости бетонных смесей. В условиях рыночной экономики, когда стоимость основных компонентов железобетонных конструкций – бетон, арматурный и листовой прокат, постоянно колеблется, затраты на тепло-, водо- и электроснабжение увеличиваются опережающими темпами по сравнению с инфляцией, говорить о технико-экономической эффективности можно только на короткий промежуток времени. Кроме того, при строительстве зданий и сооружений зачастую используются заёмные средства, полученные под залог будущей недвижимости в банках, в связи с чем, уменьшение продолжительности возведения несущих строительных конструкций является актуальной проблемой для инвесторов и подрядных организаций. Использование в такой ситуации стандартных методик

[117-119], позволяющих сравнить технико-экономические показатели возводимых конструкций, является затруднительным.

Применение скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях и фундаментных плитах позволяет решить не только проблему продавливания, но одновременно уменьшить расход стержневой арматуры, используемой при армировании опорных зон. Анализируя табл. 4.3 видно, что вклад скрытой металлической капители $I_{r,pl}$ в изгибную жёсткость опорных зон безбалочных перекрытий для ФПП-3 и ФПП-5 на 26,6 и 25,8% больше, чем вклад растянутой арматуры I_s , для ФПП-4 и ФПП-6 на 33,5 и 35,3% меньше, но также оказывает существенное влияние. Кроме того, существенно повышается трещиностойкость опорных зон конструкции, и тем самым, удовлетворяются соответствующие требования второй группы предельных состояний. Известно, что требования по ограничению ширины раскрытия трещин зачастую приводят к необходимости увеличения диаметров продольной растянутой арматуры, что в свою очередь сказывается на увеличении металлоёмкости конструкции в целом. Результаты расчётов по определению ширины раскрытия трещин, приведённые в табл. 4.6, показывают, что для фрагментов плит, в которых коэффициенты использования растянутой арматуры K_s больше единицы (т. е. обладают некоторым запасом относительно натуральных испытаний по формуле (4.3)), требования по трещиностойкости выполняются. Таким образом, площадь продольной растянутой арматуры, удовлетворяющая требованиям первой группы предельных состояний, будет удовлетворять также требованиям по трещиностойкости второй группы.

На примере проектируемого безбалочного перекрытия с сеткой колонн 9x9 м критическая нагрузка по прочности на изгиб составила $q_l = 3,1$ тс/м². С помощью коэффициента δ определим требуемые габаритные размеры скрытой металлической капители по формуле (1.2):

$$\delta \leq \frac{4 \cdot h \cdot R_{bt} \cdot (l_x + l_y)}{l_x \cdot l_y \cdot q_l} = \frac{8 \cdot h \cdot R_{bt}}{l \cdot q_l} = \frac{8 \cdot 0,24 \cdot 117,2}{9 \cdot 3,1} = 8,07$$

Таким образом, требуемые минимальные габаритные размеры скрытой металлической капители составят $l_k = 2 \cdot l / \delta = 2 \cdot 9 / 8,07 = 2,23$ м, приняв с некоторым запасом $l_k = 2,4$ м прочность на продавливание обеспечена. Габариты традиционных капителей в плане согласно [20, 21] составят $l_k = 2 \cdot 9 / 4 = 4,5$ м. Назначение толщины капителей определяется большинством проектировщиков без учёта поперечной арматуры, а установка её выполняется в запас. Такой подход наглядно демонстрирует понимание степени ответственности проектируемого узла и исключение любой возможности хрупкого разрушения проектируемой конструкции. При габаритах колонны 0,5х0,5 м минимальная толщина капители согласно действующих норм [2, 3] составляет 0,63 м. Дополнительный объём бетона для устройства монолитной железобетонной капители составит $V_k = 4,5 \cdot 4,5 \cdot (0,63 - 0,24) = 7,9$ м³. При сравнении дополнительных 7,9 м³ бетона на устройство традиционной капители безбалочного перекрытия и 0,22 т стали для элементов усиления (в каждом направлении по 4 вертикальных стальных листа с габаритами поперечного сечения 6х240(h) мм, длиной 2,4 м) стоимость фрагмента безбалочного перекрытия с традиционными капителями при стоимости железобетона и стальных конструкций в деле 15 тыс. руб. за 1 м³ и 70 тыс. руб. за 1 т составит 118,5 и 15,4 тыс. руб., соответственно. Если габариты традиционной капители принять равными габаритам скрытой металлической капители $l_k = 2,4$ м, то объём бетона для устройства монолитной железобетонной капители равен $V_k = 2,4 \cdot 2,4 \cdot (0,63 - 0,24) = 2,3$ м³, в этом случае стоимость составит 34,5 и 15,4 тыс. руб., соответственно. В случае традиционного равномерного поперечного армирования отдельными стержнями Ø8 А240 с шагом 75 мм (общее количество не менее 20 стержней в ряду) минимальная толщина капители составляет 430 мм. При длине одного стержня с отгибами для анкеровки $l_{sw} = (430 - 30 \cdot 2) + 6,25 \cdot 16 \cdot 2 = 570$ мм общая масса поперечной арматуры составит $m_{sw} = 0,57 \cdot 0,395 \cdot (20 \cdot 20 - 8 \cdot 8) = 75,7$ кг. Если использовать плоские каркасы заводского изготовления длина одного поперечного стержня составит $l_{sw} = 430 - 30 \cdot 2 = 370$ мм, общая масса поперечного армирования с

учётом продольной арматуры, образующей плоские каркасы – Ø16 A240, составит $m_{sw} = 0,37 \cdot 0,395 \cdot (20 \cdot 20 - 8 \cdot 8) + 2,4 \cdot 1,578 \cdot 20 \cdot 2 = 49,1 + 44,0 = 93,1$ кг. Объём бетона для устройства монолитной железобетонной капители равен $V_k = 2,4 \cdot 2,4 \cdot (0,43 - 0,24) = 1,1$ м³. Стоимость традиционного решения устройства капители по бетону и арматуре (при цене 50 тыс. руб. за 1 т.) составит 16,5 и 4,7 тыс. руб. соответственно, сложив эти величины, получим 21,2 тыс. руб., что на 37,7% больше, чем затраты на изготовление стальной решётки.

Обобщая доводы, приведённые выше, можно сделать вывод, что опорные зоны безбалочных перекрытий, усиленные скрытыми металлическими капителями, даже при одинаковых геометрических размерах в плане будут экономичнее. Очевидно также, что уменьшение толщины приведёт уже к существенной экономии финансовых затрат, поскольку стоимость выполнения монтажных работ подрядной организацией, в настоящее время, привязана к общему расходу бетона и в меньшей степени зависит от количества арматуры в одном кубическом метре. На примере безбалочного перекрытия, приведённого выше, наглядно видно, что без скрытой металлической капители запроектировать плоскую плиту перекрытия такой толщины в соответствии с первой и второй группами предельных состояний не представляется возможным. С учётом уменьшения продолжительности строительства и трудоёмкости установки съёмной опалубки, а также исключением выступающих частей несущих конструкций в пространстве помещений, конструктивное решение безбалочных перекрытий, усиленных скрытыми металлическими капителями, обладает более высокими технико-экономическими показателями.

Оптимизация расхода основных компонентов безбалочных перекрытий сводится к решению нескольких однотипных задач при различных толщинах конструкции, классах бетона и арматуры. В зависимости от основного критерия, по которому необходимо минимизировать расход материалов, после выполнения сравнительных расчётов определяется оптимальная толщина безбалочного перекрытия. В табл. 5.1 приводятся данные о расходе листового проката на один квадратный метр площади одной ячейки рассмотренного каркаса

при сетке колонн 9x9 м по аналогии с РС81 при варьировании толщины безбалочного перекрытия h и толщины стальных листов скрытой металлической капители t .

Таблица 5.1

Расход листового проката на одну ячейку каркаса

№ п/п	h240.t4	h240.t6	h240.t8	h260.t4	h260.t6	h260.t8	h280.t4	h280.t6	h280.t8
Расход, кг/м ²	2,1	3,2	4,2	2,3	3,4	4,6	2,5	3,7	5,0

Определить основной критерий в условиях рыночной экономики и сложившейся ситуации в отрасли, не представляется возможным. В каждом конкретном случае необходимо проводить работу по технико-экономическому обоснованию применяемого конструктивного решения.

ВЫВОДЫ

1 В период с 2005 по 2012 гг. скрытые металлические капители неоднократно применялись при строительстве безбалочных перекрытий и фундаментных плит. Благодаря технологически простому решению проблемы продавливания и минимизации расхода основных материалов, экономический эффект на показанных объектах был настолько внушительным, что застройщики находили дополнительные средства и время на перепроектирование и повторное согласование проектной документации в экспертизе.

2 Результаты технико-экономического сравнения показали, что предлагаемое и традиционные конструктивные решения сопоставимы между собой. В случае необходимости ускорения процесса строительства или ограничений по высоте этажа при пролётах более 6 м и нагрузках более 2 тс/м² скрытые металлические капители позволяют успешно справиться с поставленной задачей.

3 При помощи предлагаемого конструктивного решения в сейсмических районах строительства успешно решается требование норм о необходимости пропускать сквозь тело колонны или соединять с металлической обоймой половину надпорной арматуры безбалочных перекрытий.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В работе показана возможность применения скрытых металлических капителей в безбалочных перекрытиях для безригельных каркасов зданий и сооружений. Указаны характерные особенности конструктивного решения, которые позволяют отнести его к новому типу плитных железобетонных конструкций.

Предлагаемое конструктивное решение реализовано при строительстве объектов различного назначения в мировой практике впервые, что подтверждается патентом на полезную модель №73891, заявка №2006133624, приоритет 20 сентября 2006 г. [32].

Исследованиями установлено, что распределение напряжений в опорных зонах безбалочных перекрытий зависит от многих факторов – прочность бетона, прочность стали листов и арматуры, площади поперечных сечений элементов, наличие сжатой арматуры. При этом существенным является не только влияние каждого из них, но и соотношения величин указанных факторов.

По результатам испытаний доказано, что скрытая металлическая капитель на основе предлагаемого конструктивного решения меняет НДС безбалочного перекрытия. Опорная зона с капителью становится существенно более жёсткой, увеличивается трещиностойкость, не реализуется механизм хрупкого разрушения посредством продавливания или сдвига, можно допустить выравнивание изгибающих моментов в области капители.

Исследование производилось на основе построения и сравнения различных расчётных моделей и сопоставления расчётов с результатами испытаний физических моделей. Новый подход в определении НДС безбалочных перекрытий, базирующийся на решении объёмной задачи теории упругости, показывает необходимость совершенствования существующих методик расчёта. Использование технических теорий изгиба пластинок (Кирхгофа-Лява, Рейсснера-Миндлина) для расчёта опорных зон безбалочных перекрытий приводит к существенному завышению значений внутренних напряжений и, соответственно, увеличению материалоемкости. Применение *гипотезы выравнивания опорных моментов* при расчёте опорных зон безбалочных перекрытий позволяет суще-

ственно экономить затрачиваемые ресурсы и оптимизировать конструкцию по выбранным параметрам.

Для изучения фактической работы опорной зоны безбалочного перекрытия, усиленной скрытой металлической капителью, было проведено семь натуральных экспериментов. Для оценки самостоятельной работоспособности металлической капители был испытан соответствующий образец МК-1 (модель 1). Для сравнения работоспособности фрагментов с капителью без стержневой арматуры ФПП-1 (модель 2) и без капители ФПП-2 (модель 3) были испытаны соответствующие образцы. Изучение физических моделей монолитных железобетонных фрагментов проводилось на образцах ФПП-3...ФПП-6 (модели 3...6) с учётом варьирования площади растянутой продольной арматуры и наличия арматуры в сжатой зоне бетона.

Показано, что использование нелинейных деформационных моделей с учётом пластической работы материалов, образования и раскрытия трещин позволяет надёжно прогнозировать работоспособность конструкции по первому и второму предельным состояниям.

Расчётные положения, методика расчёта по первому и второму предельным состояниям, рекомендации по проектированию могут лечь в основу нового свода правил, регламентирующего проектирование подобных плитных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

- 1 СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 123 с.
- 2 СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Стройиздат, 2004. – 83 с.
- 3 СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: Стройиздат, 2004. – 131 с.
- 4 СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. – М.: Стройиздат, 2007. – 78 с.
- 5 СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Акт. редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Стройиздат, 2013. – 156 с.
- 6 СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*. – М.: Стройиздат, 2013. – 126 с.
- 7 СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Стройиздат, 2011. – 114 с.
- 8 СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М.: Стройиздат, 2011. – 177 с.
- 9 СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. – М.: Стройиздат, 2012. – 60 с.
- 10 СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. – М.: Стройиздат, 2012. – 114 с.
- 11 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры к СНиП 2.03.01-84* / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1984. – 278 с.
- 12 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИ-Промзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 246 с.
- 13 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Технический кодекс установившейся практики. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Издание офиц. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 192 с.

- 14 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Технический кодекс установившейся практики. ТКП EN 1993-1-1-2009 (02250). Издание офиц. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 85 с.
- 15 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Технический кодекс установившейся практики. ТКП EN 1994-1-1-2009 (02250). Издание офиц. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 95 с.
- 16 Подольский, И.С. Железобетонные безбалочные перекрытия / И.С. Подольский. – М., Госиздат, 1928. – 312 с.
- 17 Гастеев, В.А. Железобетонные конструкции / В.А. Гастеев. – М., Госстройиздат, 1932. – 184 с.
- 18 Глуховский, А.Д. Железобетонные безбалочные бескапитальные перекрытия для многоэтажных зданий / А.Д. Глуховский. – М.: Стройиздат, 1956. – 60 с.
- 19 Мухамедиев, Т.А. Экспериментально-теоретическое исследование железобетонных безбалочных перекрытий многоэтажных зданий / Т.А. Мухамедиев, М.И. Додонов // Сб. «Материалы XXXУ научно-технической конференции МИСИ им. В.В. Куйбышева в области промышленного, гражданского и гидротехнического строительства». – М., 1976.
- 20 Штаерман, М.Я. Безбалочные перекрытия / М.Я. Штаерман, А.М. Ивянский. – М.: Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре, 1953. – 335 с.
- 21 Сахновский, К.В. Железобетонные конструкции / К.В. Сахновский. – М.: Стройиздат, 1960. – 840 с.
- 22 Мухамедиев, Т.А. Экспериментальное исследование монолитных безбалочных перекрытий многоэтажных зданий с нерегулярной сеткой колонн / Т.А. Мухамедиев, М.И. Додонов // Известия ВУЗов, серия Строительство и архитектура, 1977. – №2. – С.155-159.
- 23 Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. Изд. 3-е / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1978. – 767 с.
- 24 Евстифеев, В.Г. Железобетонные и каменные конструкции. Часть 1. Железобетонные конструкции / В.Г. Евстифеев. – М.: Академия, 2011. – 430 с.

- 25 Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин. – М.: Высшая школа, 2010. – 888 с.
- 26 Corley, W.G. Shearhead Reinforcement for Slabs / W.G. Corley, N.M. Hawkins. – American Concrete Institute, 1968, (англ.). – 30 с.
- 27 Bresler, B. Reinforced concrete engineering. Volume 1. Materials, Structural Elements, Safety / B. Bresler. – John Wileys & Sons, Inc., 1974, (англ.). – 530 с.
- 28 Патенты на изобретение №2179612, 2187607. Безбалочное перекрытие / С.М. Анпилов. – Заявки №2000126535/03, 2000131866/03, 2000.
- 29 Патент на изобретение №2194825. Стыковое соединение безбалочного железобетонного перекрытия с колонной / С.М. Анпилов, Г.В. Мурашкин. – Заявка №2000126438/03, 2000.
- 30 Патент на полезную модель №43892. Стыковое соединение безбалочного железобетонного перекрытия с колонной / Н.А. Сивчук. – Заявка №2004129115/22, 2004.
- 31 Патент на полезную модель №71999. Стыковое соединение безбалочного железобетонного перекрытия с колонной / А.Л. Кришан, М.С. Купфер, А.С. Мельничук, М.Н. Кошелев. – Заявка № 2007144472/22, 2007.
- 32 Патент на полезную модель №73891. Плитная железобетонная конструкция / Д.А. Пекин, А.Л. Мочалов. – Заявка №2006133624/22, 2006.
- 33 Патент на полезную модель №82726. Сталежелезобетонный каркас / Д.А. Пекин. – Заявка № 2008130590/22, 2008.
- 34 Патент на изобретение №2457302. Плитная строительная конструкция / Д.А. Пекин, О.Г. Прилуцкий – Заявка № 2011108708/03, 2011.
- 35 Пекин, Д.А. Плитная сталежелезобетонная конструкция / Д.А. Пекин // Архитектура и строительство России. – 2009. – №8. С.20-37.
- 36 Пекин, Д.А. Плитная сталежелезобетонная конструкция // Научное издание / Д.А. Пекин. – М.: Изд. Ассоциации строительных вузов, 2010. – 440 с.
- 37 Галеркин, Б.Г. Упругие тонкие плиты / Б.Г. Галеркин. – М., Госстройиздат, 1933. – 371 с.

- 38 Новожилов, В.В. Теория тонких оболочек / В.В. Новожилов. – Л. Государственное издательство судостроительной литературы, 1962. – 432 с.
- 39 Гольденвейзер, А.Л. Теория упругих тонких оболочек / А.Л. Гольденвейзер. – М., Наука, 1976. – 512 с.
- 40 Вольмир, А.С. Гибкие пластинки и оболочки / А.С. Вольмир. – М., Гостехтеоретиздат, 1956. – 420 с.
- 41 Огибалов, П.М. Изгиб, устойчивость и колебания пластинок / П.М. Огибалов. – М., Издательство МГУ, 1958. – 390 с.
- 42 Власов, В.З. Общая теория оболочек и её приложения в технике / В.З. Власов. – М., Гостехиздат, 1949. – 784 с.
- 43 Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко. – Москва-Ленинград, Гостехиздат, 1948. – 460 с.
- 44 Калманок, А.С. Строительная механика пластинок / А.С. Калманок. – М., Госстройиздат, 1950. – 212 с.
- 45 Папкович, П.Ф. Теория упругости / П.Ф. Папкович. – Л., Оборонгиз, 1939. 640 с.
- 46 Жемочкин, Б.Н. Теория упругости / Б.Н. Жемочкин. – М., Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957. – 256 с.
- 47 Лейбензон, Л.С. Курс теории упругости / Л.С. Лейбензон. – М., Гостехиздат, 1947. – 304 с.
- 48 Безухов, Н.И. Теория упругости и пластичности / Н.И. Безухов. – М., Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1953. – 420 с.
- 49 Безухов, Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н.И. Безухов. – Издание второе. – М.: Высшая школа, 1968. – 512 с.
- 50 Гастеев, В.А. Краткий курс сопротивления материалов / В.А. Гастеев. – М., Наука, 1977. – 456 с.
- 51 Феодосьев, В.И. Десять лекций-бесед по сопротивлению материалов / В.И. Феодосьев. – М.: Наука, 1975. – 176 с.
- 52 Варданян, Г.С. Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности / Г.С. Варданян, В.И. Андреев, Н.М. Атаров, А.А. Горшков. – М., Издательство АСВ, 1995. – 576 с.

- 53 Кочетов, В.Т. Сопротивление материалов : учеб. пособие для вузов / В.Т. Кочетов, М.В. Кочетов, А.Д. Павленко. – 3-е изд., перераб. и доп. – СПб.: БХВ-Петербург, 2004. – 544 с.
- 54 Павлов, П.А. Сопротивление материалов : учебное пособие / П.А. Павлов, Л.К. Паршин, Б.Е. Мельников, В.А. Шерстнев. – 2-е изд., испр. и доп. – СПб.: Издательство «Лань», 2007. – 554 с.
- 55 Лукьянов, А.М. Сопротивление материалов : учебное пособие для вузов ж.-д. транспорта / А.М. Лукьянов. – М.: ГОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2008. – 560 с.
- 56 Перельмутер, А.В. Расчётные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.
- 57 Карпиловский, В.С. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2009. – 656 с.
- 58 Белкин, А.Е. Расчёт пластин методом конечных элементов / А.Е. Белкин, С.С. Гаврюшин. – М., Издательство МГТУ им. Н.Э. Баумана, 2008. – 232 с.
- 59 Басов, К.А. ANSYS в примерах и задачах / Под общ. ред. Д.Г. Красковского / К.А. Басов. – М.: КомпьютерПресс, 2002. – 224 с.
- 60 Басов, К.А. ANSYS. Справочник пользователя / К.А. Басов. – М.: ДМК Пресс, 2014. – 640 с.
- 61 Басов, К.А. Графический интерфейс комплекса ANSYS / К.А. Басов. – М.: ДМК Пресс, 2006. – 248 с.
- 62 Каплун, А.Б. ANSYS в руках инженера : практическое руководство / А.Б. Каплун, Е.М. Морозов, М.А. Олферьева. – М.: Либроком, 2015. – 272 с.
- 63 Любимов, А.К. Применение системы ANSYS к решению задач механики сплошной среды : практическое руководство / А.К. Любимов, Н.Н. Берендеев, М.Ю. Втюрин, А.В. Жидков, Н.В. Леонтьев, В.В. Шабаров. – Нижний Новгород: Изд-во Нижегородского госуниверситета, 2006. – 227 с.
- 64 Кишкин, Б.П. Конструкционная прочность материалов : учебное пособие для университетов / Б.П. Кишкин. – М.: Издательство МГУ, 1976. – 184 с.

- 65 Гиренко, С.Н. Определение коэффициентов концентрации напряжений и коэффициентов интенсивности напряжений : КоКон (версия: 3.1.1.1) / С.Н. Гиренко, Э.З. Криксунов, М.А. Перельмутер. / Электронный справочник. Руководство пользователя. – SCAD Soft, 2005.
- 66 Pilkey, W.D. Peterson's Stress Concentration Factors / W.D. Pilkey. – 2nd edition, John Wileys & Sons, Inc., 2000, (англ.). – 508 с.
- 67 Пестриков, В.М. Механика разрушения твёрдых тел : курс лекций / В.М. Пестриков, Е.М. Морозов. – СПб.: Профессия, 2002. – 304 с.
- 68 Филоненко-Бородич, М.М. Об условии прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию : инженерный сборник / М.М. Филоненко-Бородич. // М.: Издательство МГУ, 1971. С.91-123.
- 69 Поль, Б. Макроскопические критерии пластического течения и хрупкого разрушения / Разрушение. Т.2. Математические основы теории разрушения // Б. Поль. – М.: Мир, 1975. С.336-520.
- 70 Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг. – М.: Госстройиздат, 1962. – 95 с.
- 71 Гениев, Г.А. Вариант деформационной теории пластичности бетона / Г.А. Гениев // Бетон и железобетон, 1969. – №2. – С.26-28.
- 72 Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1978. – 316 с.
- 73 Карпенко, Н.И. Об одной характерной функции прочности бетонов при трёхосном сжатии / Н.И. Карпенко // Строительная механика и расчёт сооружений, 1982. – №2. – С.12-16.
- 74 Карпенко, Н.И. К построению условия прочности бетонов при неодноосных напряженных состояниях / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон, 1985. – №10. – С.24-28.
- 75 Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. – М., Стройиздат, 1976. – 208 с.
- 76 Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М., Стройиздат, 1996. – 413 с.

- 77 Филоненко-Бородич, М.М. Механические теории прочности / М.М. Филоненко-Бородич. – М.: Издательство МГУ, 1961. – 84 с.
- 78 Писаренко, Г.С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев. – К., Наукова думка, 1976. – 416 с.
- 79 Willam K.J., Warnke E.D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete, Proceedings, International Associations for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, 1975, (англ.).
- 80 Willam, K.J. Possibilities of Modelling Nonlinear Triaxial Behavior. Appendix D of CED Task Group. Report on Concrete under Multiaxial States of Stress, J. Eibl (ed.), University of Karlsruhe, pp. 60-79, 1983, (англ.).
- 81 Willam, K.J. Experimental and Computational Aspects of Concrete Fracture, Proc. Intl. Conf. Comp. Aided Anal. and Design of Concrete Structures, N. Bicanirc, D.R.J. Owen, E. Hinton (eds.), Swansea, pp. 33-70, 1984, (англ.).
- 82 Willam, K., Hurlbut, B., Sture, S. Experimental and Constitutive Aspects of Concrete Failure”, Proc. Japan-US Symp. on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, C. Meyer and H. Okamura (eds.), ASCE, New York, pp. 226-254, 1986, (англ.).
- 83 Willam, K.J., Tanabe, T. Finite element Analysis of Reinforced Concrete Structures, ACI. International, Special Publication SP-205, p. 399, 2001, (англ.).
- 84 Столяров, Я.В. Введение в теорию железобетона / Я.В. Столяров. – М., Л.: Государственное издательство строительной литературы, 1941. – 447 с.
- 85 Гвоздев, А.А. Расчёт несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А.А. Гвоздев. – М.: Госстройиздат, 1949. – 280 с.
- 86 Гвоздев, А.А. Теоретическое и экспериментальное исследование работы железобетона с трещинами при плоском однородном и неоднородном напряженных состояниях / А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко, С.М. Крылов. – М., Стройиздат, 1968. – 240 с.
- 87 Карпенко, Н.И. Теоретическое исследование перемещений, условий трещинообразования, ширины раскрытия трещин и условий прочности элементов с трещинами железобетонных плит и оболочек / Н.И. Карпенко // В сб.

- ЦНИИЭПсельстроя: Исследование конструкций зданий и сооружений для сельского строительства, вып. 2-1. – М., Стройиздат, 1968. – С.42-45.
- 88 Карпенко, Н.И. Об одной характерной функции прочности бетона при трехосном сжатии / Н.И. Карпенко // Строительная механика и расчет сооружений, 1982, №2. – С.33-36.
- 89 Карпенко, Н.И. Особенности работы железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии и расчёт железобетонных плит : автореф. дис. ... канд. тех. наук : Карпенко Николай Иванович. – М., 1964. – 30 с.
- 90 Карпенко, Н.И. К расчёту прогибов железобетонных плит с трещинами, работающих в двух направлениях / Н.И. Карпенко // В сб.: Железобетонные конструкции. – Тула, Изд. Политехнического института, 1965. – С.16-18.
- 91 Карпенко, Н.И. О работе железобетонных плит с трещинами / Н.И. Карпенко // Труды VI Всесоюзной конференции по бетону и железобетону, V-я секция НТО Стройиндустрии. – М., Стройиздат, 1966. – С.72-75.
- 92 Карпенко, Н.И. Условия текучести арматуры железобетонных сред с трещинами / Н.И. Карпенко // Строительная механика и расчёт сооружений, 1968. – №2. – С.19-21.
- 93 Карпенко, Н.И. Деформирование железобетона при течении арматуры / Н.И. Карпенко, М.И. Рейтман // Прикладная механика, т. IV, вып. 10. – Киев, 1968. – С.22-25.
- 94 Карпенко, Н.И. О некоторых уточнениях расчёта деформаций железобетонных плит и оболочек с трещинами / Н.И. Карпенко // В сб. ЦНИИЭПсельстроя: Исследование конструкций зданий и сооружений для сельского строительства, вып. 2-2. – М., Стройиздат, 1969. – С.32-34.
- 95 Карпенко, Н.И. К расчёту железобетонных пластин и оболочек с учетом трещин / Н.И. Карпенко // Строительная механика и расчёт сооружений, 1971. – №1. – С.20-22.
- 96 Карпенко, Н.И. Теоретическое исследование деформаций пластин и оболочек с трещинами при сложном армировании / Н.И. Карпенко // В сб. НИИЖБ: Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся

- нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций, под ред. А.А. Гвоздева. – М., Стройиздат, 1972. – С.53-55.
- 97 Карпенко, Н.И. О двух общих условиях прочности для железобетонных элементов с трещинами / Н.И. Карпенко // Доклады НИИЖБ на VII Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. – М., Стройиздат, 1972. – С.62-64.
- 98 Карпенко, Н.И. К построению модели сцепления арматуры с бетоном, учитывающей контактные трещины / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон, 1973. – №1. – С.12-14.
- 99 Королев, А.Н. Способ расчёта железобетонных плит, опёртых по контуру, и безбалочных перекрытий при действии кратковременной нагрузки / А.Н. Королев, С.М. Крылов // Труды НИИЖБ, вып. 26, 1962. – С.32-35.
- 100 Крылов, С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / С.М. Крылов. – М., Стройиздат, 1964. – 168 с.
- 101 Палатников, Е.А. Расчёт железобетонных плит покрытий аэропортов / Е.А. Палатников. – М., Оборонгиз, 1961. – 96 с.
- 102 Лифшиц, Я.Д. Расчёт железобетонных плит с учетом трещинообразования и ползучести / Я.Д. Лифшиц, М.М. Онищенко // Строительная механика и расчёт сооружений, 1962. – №6. – С.24-28.
- 103 Зайцев, Л.Н. Расчёт прогибов железобетонных квадратных плит, заделанных по двум смежным сторонам и свободно опёртых по двум сторонам / Л.Н. Зайцев // Бетон и железобетон, 1964. – №7. – С.14-17.
- 104 Байков, В.Н. Исследование железобетонных плит на ЭВМ «Урал-2» с учетом действительной жесткости на кручение / В.Н. Байков, В.Ф. Владимиров // Труды VI Всесоюзной конференции по бетону и железобетону, 1-я секция НТО. – М., Стройиздат, 1966. – С.44-47.
- 105 Гениев, Г.А. Некоторые вопросы теории упругости и пластичности железобетона при наличии трещин. / Г.А. Гениев, Г.А. Тюпин // В сб. ЦНИИСК им. Кучеренко: Новые методы расчёта строительных конструкций, под ред. А.Р. Ржаницина. – М., Стройиздат, 1968. – С.27-29.

- 106 Бондаренко, В.М. Расчёт железобетонных плит и оболочек методом интегрального модуля деформаций / В.М. Бондаренко, И.Т. Тимко, А.Л. Шагин. – Издательство Харьковского Университета, Харьков, 1967. – 87 с.
- 107 Чижевский, В.В. Построение расчётной схемы изгибаемой железобетонной плиты с трещинами / В.В. Чижевский // В сб.: Совершенствовании железобетонных конструкций для промышленного строительства. Сб. трудов Уральского Промстройниипроекта. Свердловск, 1970. – №27. С.58-64.
- 108 Яременко, А.Ф. К расчёту железобетонных плит с трещинами при длительном действии нагрузки / А.Ф. Яременко // Сб.: Строительные конструкции, вып. XVIII. Киев, Издательство «Будивельник», 1971. – С.77-81.
- 109 Мурашев, В.И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 136 с.
- 110 Клевцов, В.А. Действительная работа узлов плоской безбалочной безкапитальной плиты перекрытия с колоннами при продавливании / В.А. Клевцов, А.Н. Болгов // Бетон и железобетон, 2005. – №3. – С.17-19.
- 111 Червинский, Г.А. Экспериментальные исследования совместной работы несущих конструкций крупнопанельных зданий и свайных фундаментов / Г.А. Червинский, Н.С. Метелюк // В кн.: Расчёт и испытания строительных конструкций. – Киев: Вища школа, 1976. – С.121-128.
- 112 Безухов, К.И. Испытание строительных конструкций и сооружений / К.И. Безухов. – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1954. – 508 с.
- 113 Указания по испытаниям опытных железобетонных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1959. – 30 с.
- 114 Бердичевский, Г.И. Испытания сборных железобетонных конструкций, оценки их результатов / Г.И. Бердичевский, В.А. Клевцов // Бетон и железобетон, 1978. – №2. – С.18-20.
- 115 Рекомендации по испытанию и оценке прочности, жёсткости и трещиностойкости опытных образцов железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – 36 с.

- 116 ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жёсткости и трещиностойкости. – М.: Стройиздат, 1994. – 15 с.
- 117 Методика определения экономической эффективности использования в народном хозяйстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений. – М.: Экономика, 1977. – 45 с.
- 118 СН 509-78. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений. – М.: Стройиздат, 1979. – 89 с.
- 119 Руководство по определению расчётной стоимости и трудоёмкости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии проектирования. Конструкции промышленных зданий. – М.: Стройиздат, 1976. – 80 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

ДОКУМЕНТЫ О ВНЕДРЕНИИ И
ДОСТИГНУТОМ ЭКОНОМИЧЕСКОМ ЭФФЕКТЕ



ООО «ИНВ-СТРОЙ»
115093, г. Москва, 3-й Павловский пер., д.12
тел./факс +7 (495) 748-2889
www: <http://inv-stroy.ru>; e-mail: inv@inv-stroy.ru

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ

Конструктивное решение по устройству скрытых металлических капителей использовалось при проектировании следующих конструкций:

1 Плиты перекрытий торгового центра по адресу: г. Обнинск, Калужская область, ул. Красных Зорь.

2 Фундаментные плиты 16-ти этажного жилого дома с нежилыми помещениями и подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ул. Наличная, д. 3а, с. 1.

3 Фундаментная плита и плиты перекрытий торговой части здания многофункционального комплекса с подземной автостоянкой «Центр семейного досуга» по адресу: г. Москва, ЮЗАО, ул. Азовская, д. 28В.

4 Фундаментные плиты многофункционального комплекса с подземной автостоянкой по адресу: г. Обнинск, Калужская область.

5 Плиты перекрытий административного комплекса по адресу: г. Москва, ЗАО, ул. Поклонная, вл. 7.

6 Плиты перекрытий, ленточные фундаменты офисно-складского комплекса ЗАО «Вюрт-Русь» по адресу: М. О., Ленинский район, д. Николо-Хованское, уч. 9/2-3.

7 Фундаментная плита, плита перекрытия производственно-складского корпуса по адресу: М. О., г. Одинцово, ул. Луговая, д. 14.

8 Фундаментная плита, плиты перекрытий торгово-выставочного центра по адресу: г. Тула, ул. Арсенальная, в Зареческом районе г. Тулы.

9 Фундаментная плита и плиты перекрытий подземной автостоянки многоэтажного жилого комплекса по адресу: М. О., г. Чехов, ул. Чехова, д. 79.

10 Фундаментные плиты, плиты перекрытий и покрытий подземной автостоянки многоэтажного жилого комплекса «Чайка» по адресу: М. О., г. Железнодорожный, ул. Главная.



 Т. М. Пекина



ЗАО «Совиндеп», 117209, г. Москва, ул. Болотниковская, д.42, к.1
тел. +7(499)121-3498, 122-2155, 1222182; факс +7(499)121-2551

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ

При проектировании и строительстве фундаментной плиты и плит перекрытий торговой части многофункционального комплекса «Центр семейного досуга» по адресу: г. Москва, ЮЗАО, ул. Азовская, д. 28В использовалось конструктивное решение по устройству скрытых металлических капителей в опорных зонах плитных железобетонных конструкций, описанное в патенте на полезную модель №73891, заявка №2006133624, приоритет 20 сентября 2006 г.

По результатам проведения конкурса на выполнение работ по корректировке проектной документации устройства фундаментов глубокого заложения (буровые сваи с использованием электроимпульсной технологии и плитный ростверк толщиной 300 и 400 мм с утолщениями до 850 мм под колоннами) было выбрано конструктивное решение по устройству искусственного основания и фундаментов мелкого заложения в виде сталежелезобетонной фундаментной плиты толщиной 400 мм, предложенной специалистами проектной организации ООО «ИНВ-СТРОЙ».

Благодаря использованию предложенного конструктивного решения толщину фундаментной плиты с применением скрытых металлических капителей удалось сократить с 600 до 400 мм. Показатели общего расхода металла (листового проката и арматурной стали) практически не увеличились. Уменьшение затрат на возведение только фундаментной плиты составило более 30 млн. руб.

Директор по строительству
ЗАО «Совиндеп»

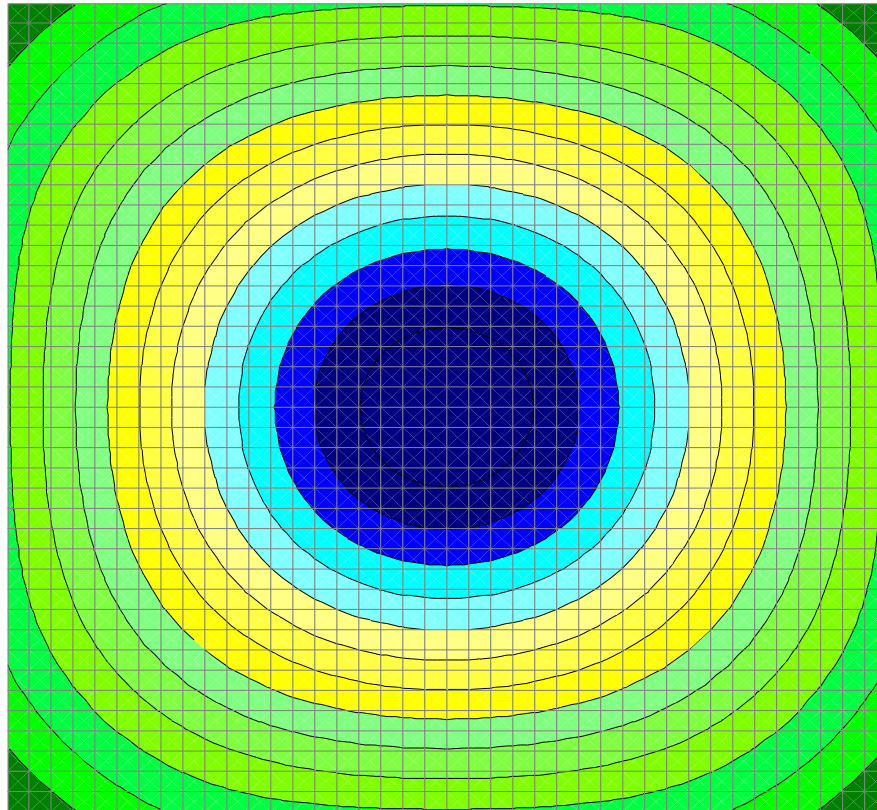


М.В. Покшин

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

ИЗОПОЛЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В РАСЧЁТНЫХ СХЕМАХ 1...7 (РС1...РС7)

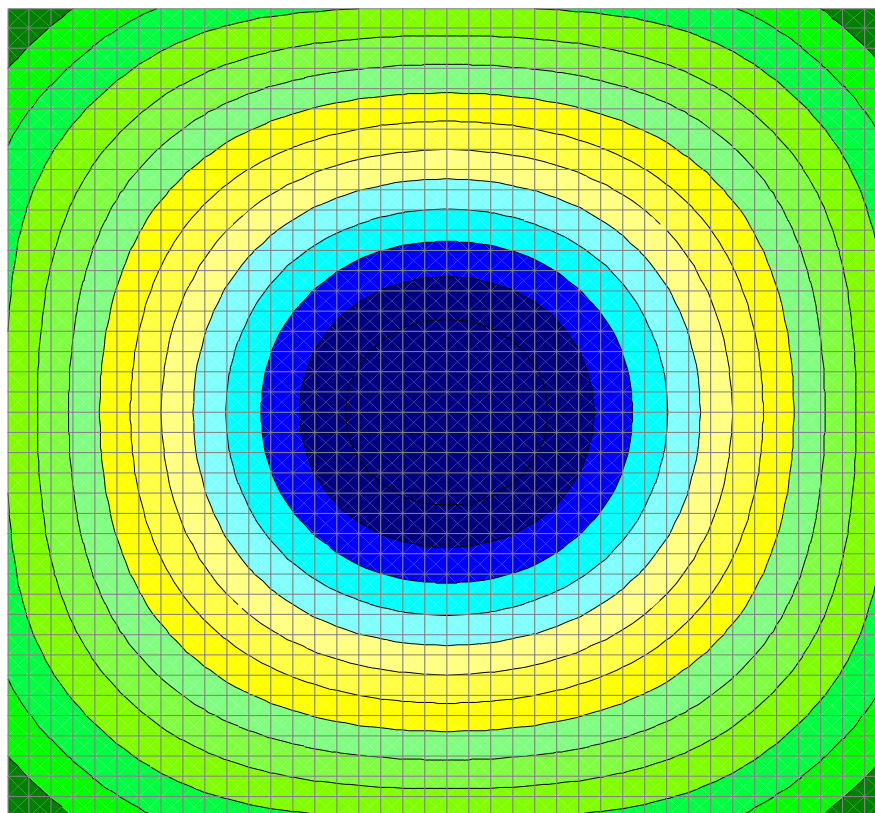
На рис. Б.1 показаны изополя перемещений по оси Z в РС1.



Перемещения Z (мм). Загрузка 1

Рис. Б.1 – РС1. Изополя перемещений по оси Z

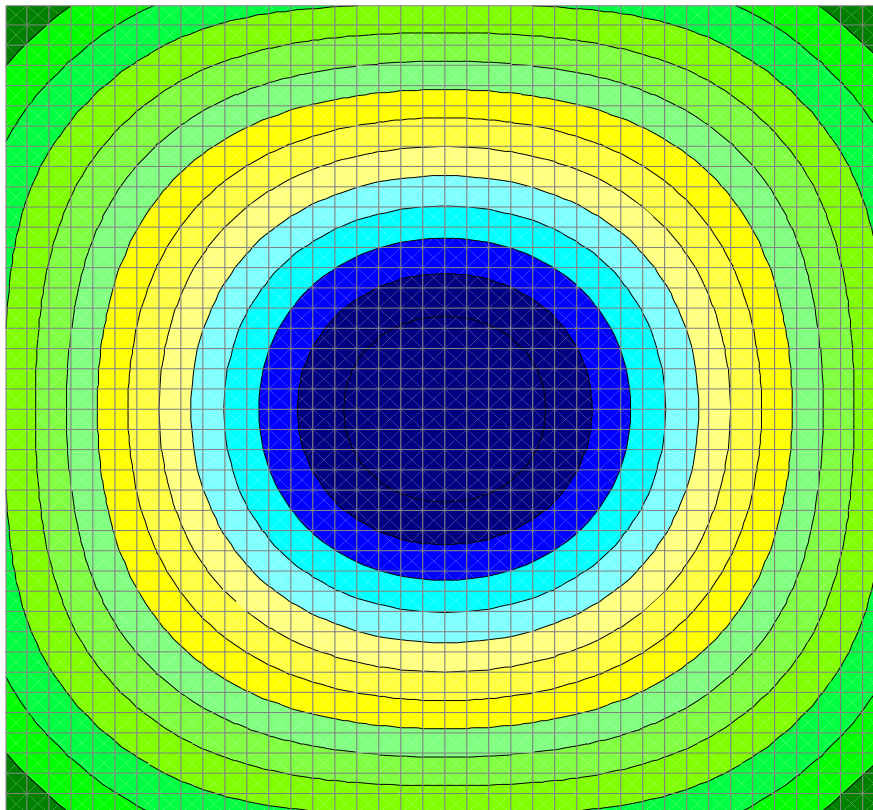
На рис. Б.2 показаны изополя перемещений по оси Z в РС2.



Перемещения Z (мм). Загрузка 1

Рис. Б.2 – РС2. Изополя перемещений по оси Z

На рис. Б.3 показаны изополя перемещений по оси Z в РСЗ.



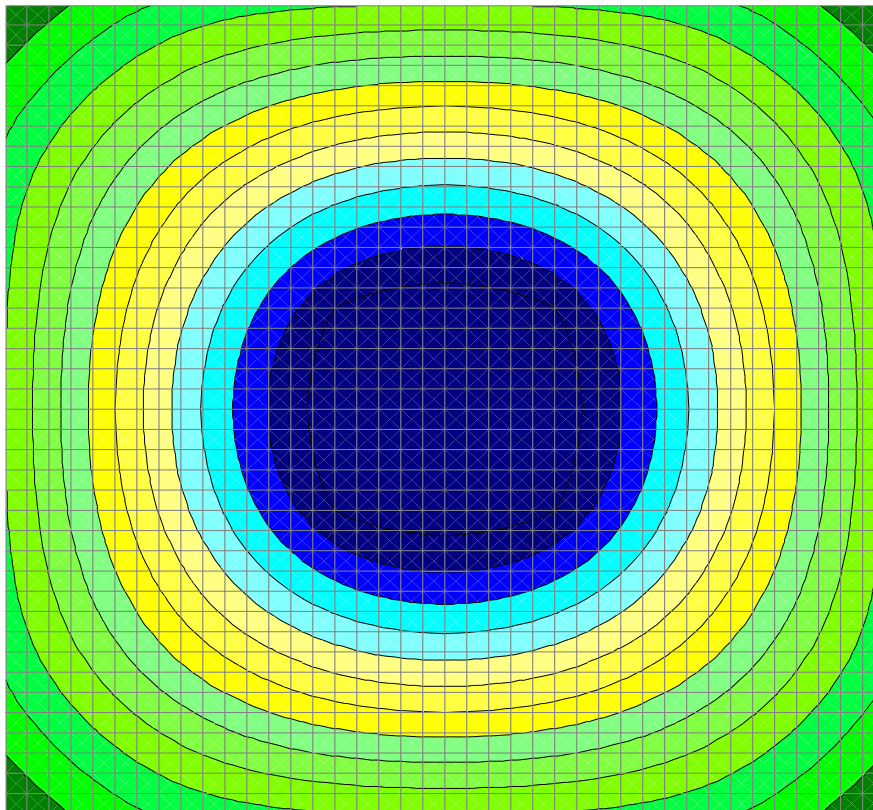
■	-2,446	-2,224
■	-2,224	-2,002
■	-2,002	-1,779
■	-1,779	-1,557
■	-1,557	-1,335
■	-1,335	-1,113
■	-1,113	-0,891

■	-0,891	-0,669
■	-0,669	-0,446
■	-0,446	-0,224
■	-0,224	-0,002
■	-0,002	0,22
■	0,22	0,442
■	0,442	0,665

Перемещения Z (мм). Загрузка 1

Рис. Б.3 – РСЗ. Изополя перемещений по оси Z

На рис. Б.4 показаны изополя перемещений по оси Z в РС4.



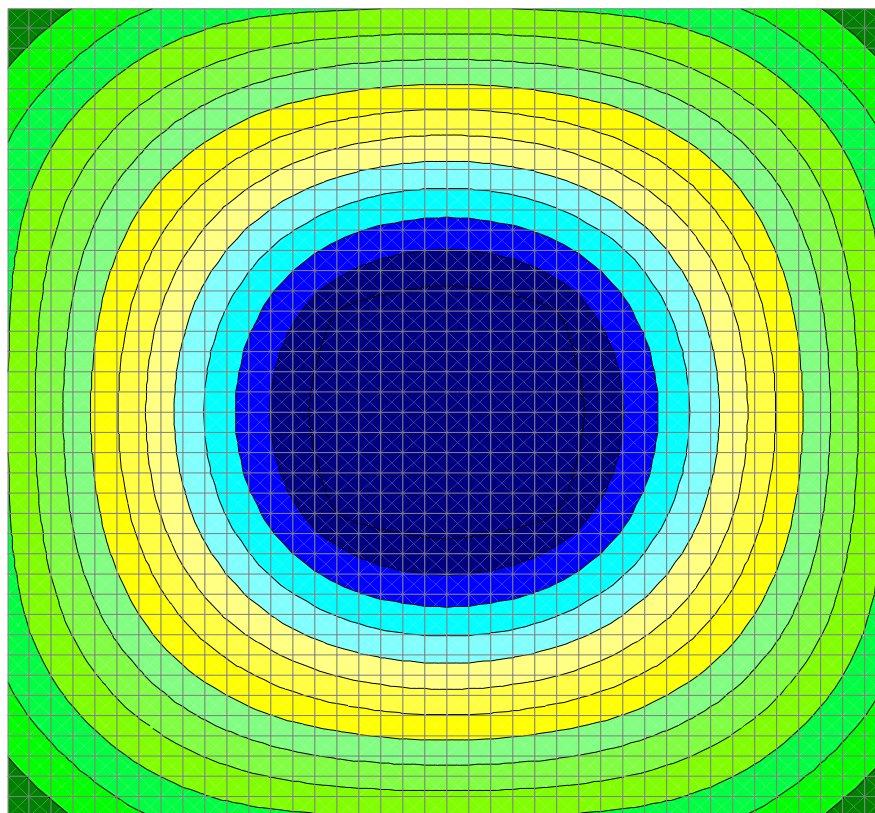
■	-2,198	-1,999
■	-1,999	-1,8
■	-1,8	-1,6
■	-1,6	-1,401
■	-1,401	-1,202
■	-1,202	-1,002
■	-1,002	-0,803

■	-0,803	-0,604
■	-0,604	-0,404
■	-0,404	-0,205
■	-0,205	-0,006
■	-0,006	0,194
■	0,194	0,393
■	0,393	0,592

Перемещения Z (мм). Загрузка 1

Рис. Б.4 – РС4. Изополя перемещений по оси Z

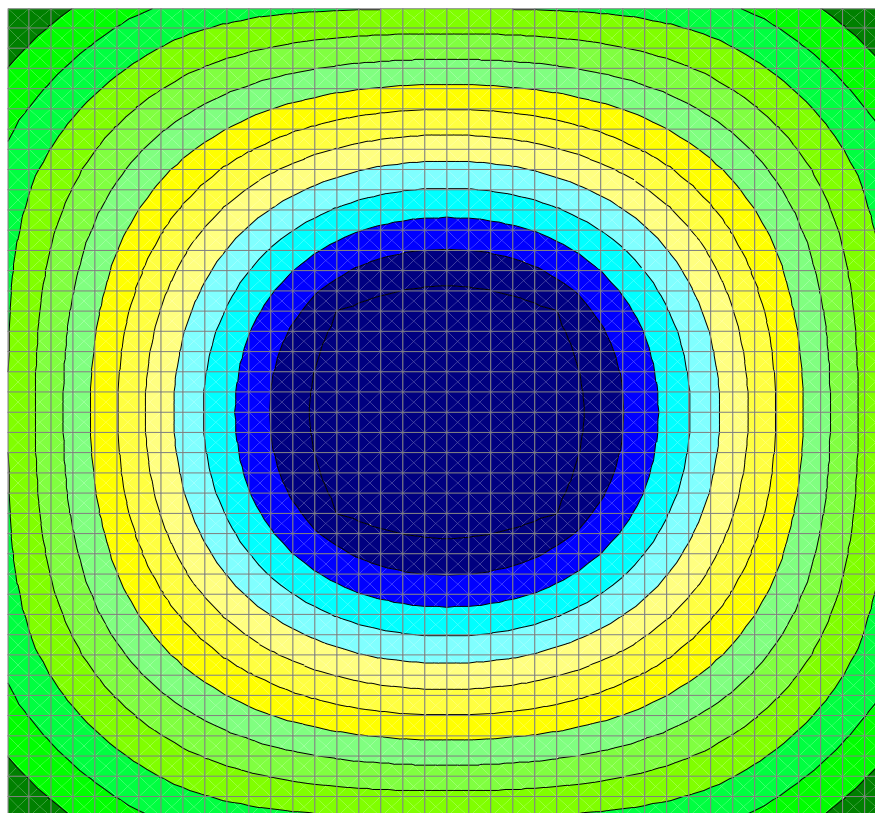
На рис. Б.5 показаны изополя перемещений по оси Z в РС5.



Перемещения Z (мм). Загрузка 1

Рис. Б.5 – РС5. Изополя перемещений по оси Z

На рис. Б.6 показаны изополя перемещений по оси Z в РС6.



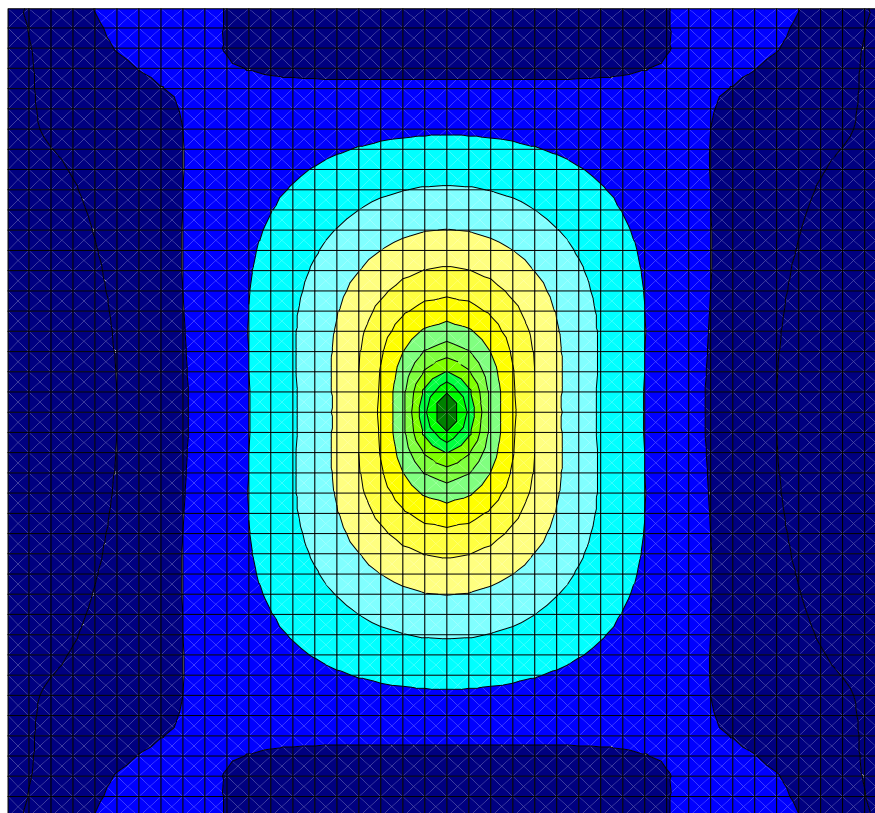
Dark Blue	-2,04	-1,856
Blue	-1,856	-1,672
Light Blue	-1,672	-1,488
Cyan	-1,488	-1,304
Light Green	-1,304	-1,12
Yellow-Green	-1,12	-0,935
Yellow	-0,935	-0,751

Yellow	-0,751	-0,567
Light Green	-0,567	-0,383
Green	-0,383	-0,199
Light Green	-0,199	-0,015
Green	-0,015	0,169
Light Green	0,169	0,353
Dark Green	0,353	0,537

Перемещения Z (мм). Загрузка 1

Рис. Б.6 – РС6. Изополя перемещений по оси Z

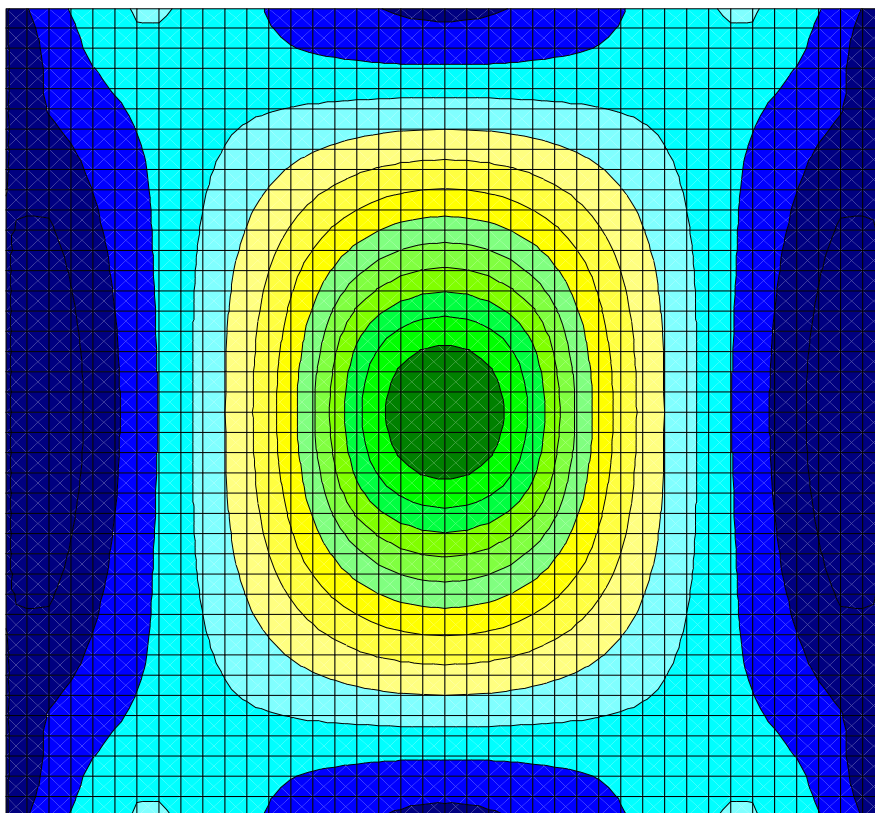
На рис. Б.7 показаны изополя изгибающих моментов по оси X в РС1.



МХ Загружение 1 (Т*м/м)

Рис. Б.7 – РС1. Изополя изгибающих моментов по оси X

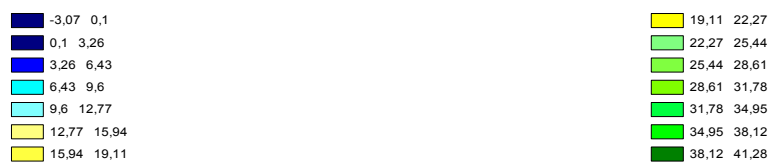
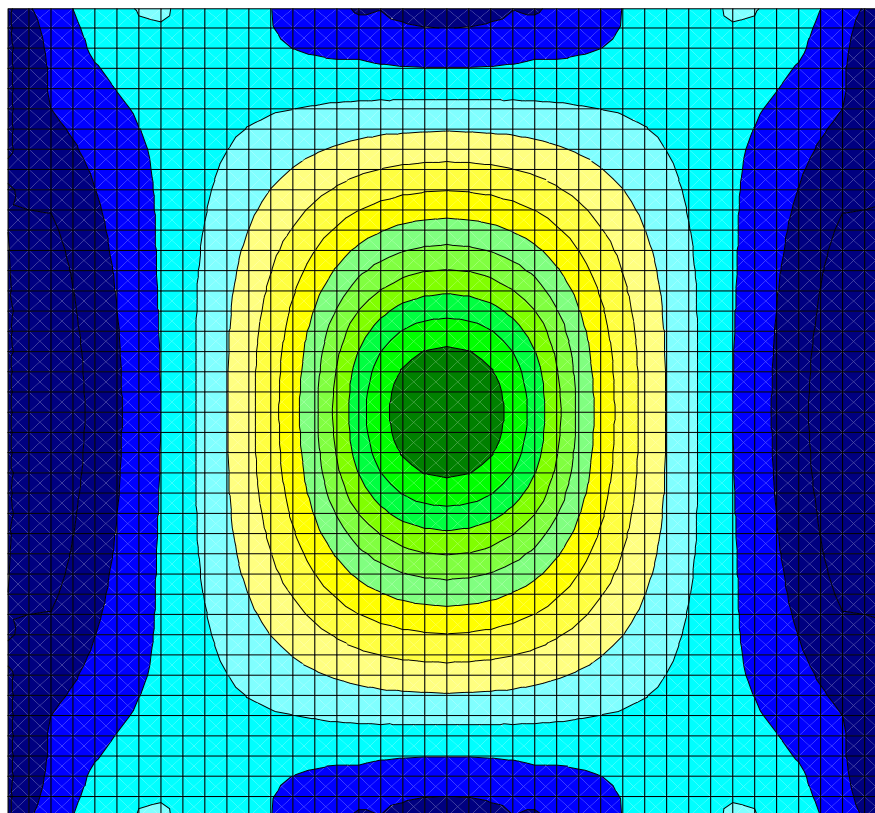
На рис. Б.8 показаны изополя изгибающих моментов по оси X в РС2.



МХ Загружение 1 (Т*м/м)

Рис. Б.8 – РС2. Изополя изгибающих моментов по оси X

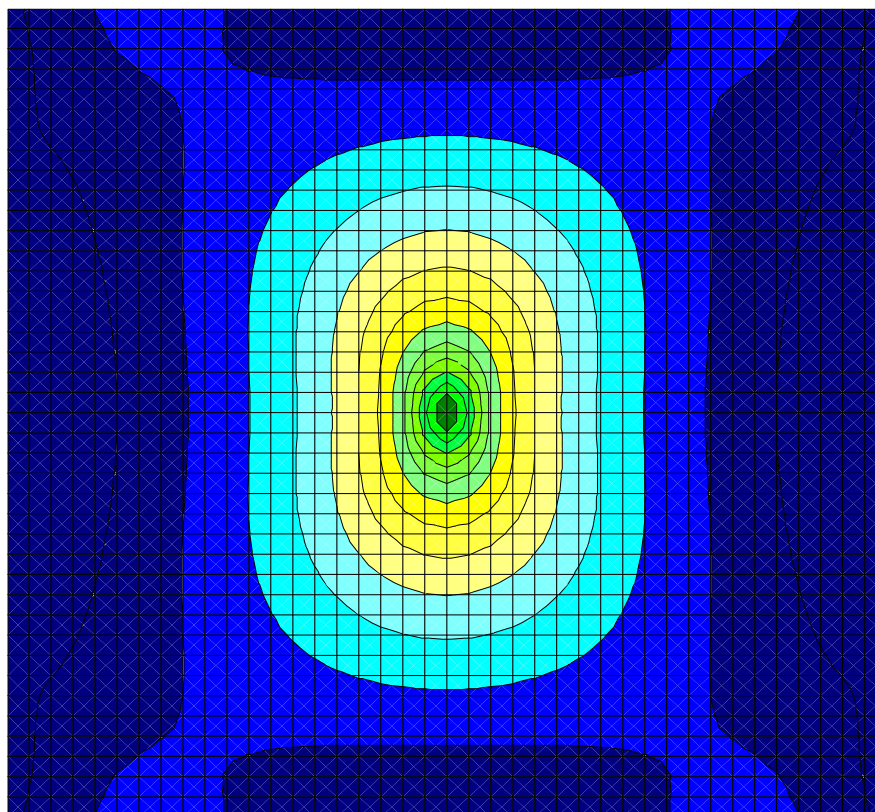
На рис. Б.9 показаны изополя изгибающих моментов по оси X в РСЗ.



МХ Загружение 1 (Т*м/м)

Рис. Б.9 – РСЗ. Изополя изгибающих моментов по оси X

На рис. Б.10 показаны изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X в РС1.

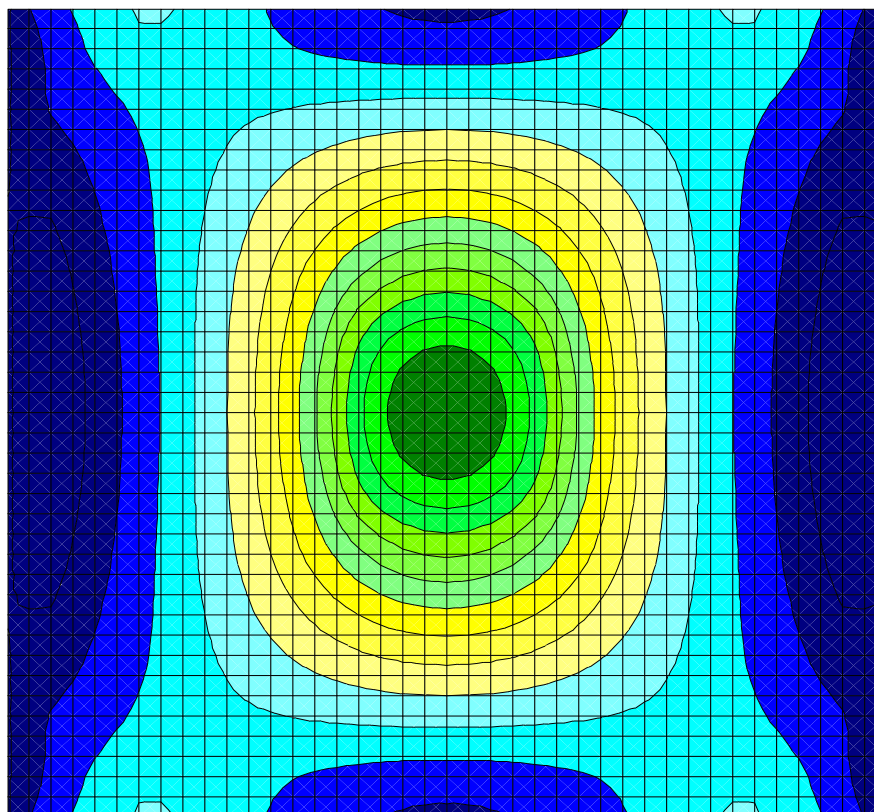


-386,75	249,38	4066,17	4702,3
249,38	885,52	4702,3	5338,43
885,52	1521,65	5338,43	5974,56
1521,65	2157,78	5974,56	6610,69
2157,78	2793,91	6610,69	7246,82
2793,91	3430,04	7246,82	7882,96
3430,04	4066,17	7882,96	8519,09

Сх низ. Загружение 1 (Т/м2)

Рис. Б.10 – РС1. Изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X

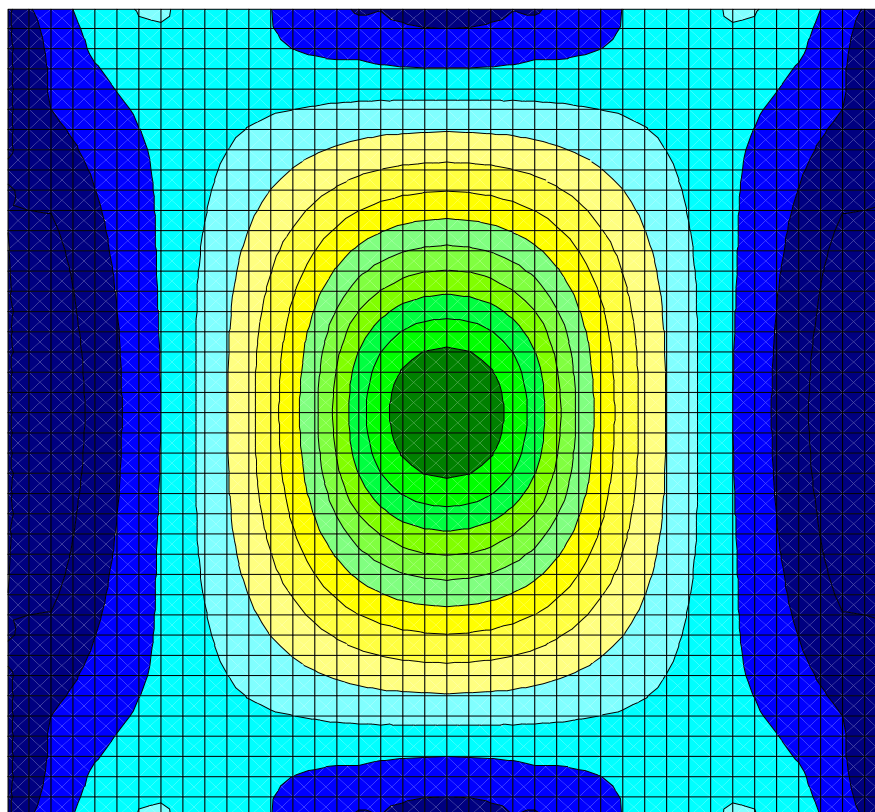
На рис. Б.11 показаны изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X в РС2.



Сх низ. Загружение 1 (Т/м2)

Рис. Б.11 – РС2. Изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X

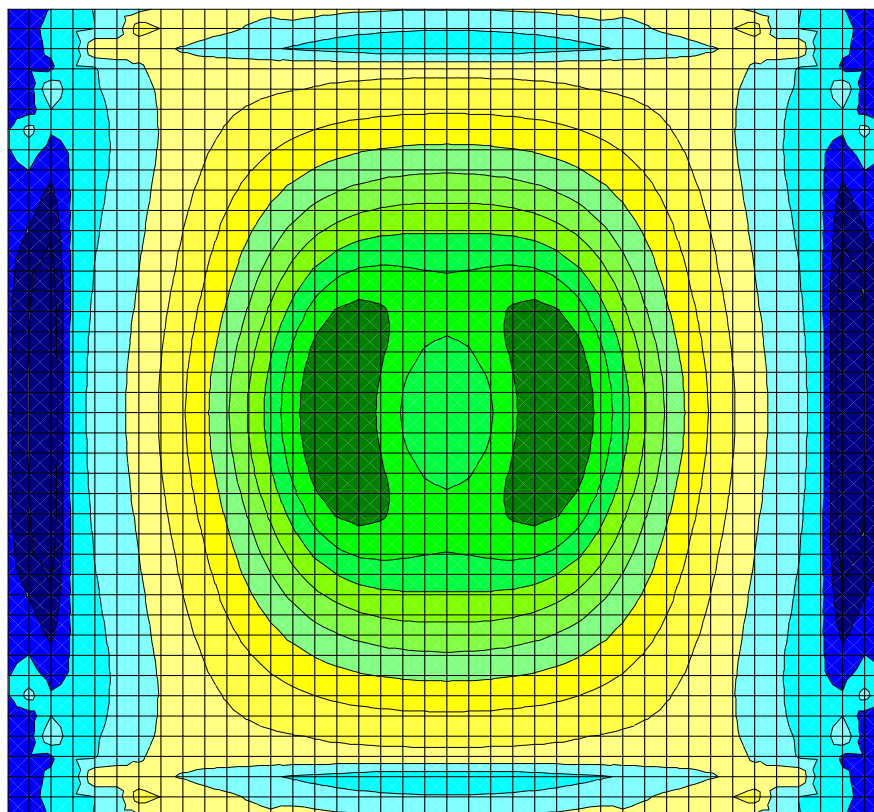
На рис. Б.12 показаны изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X в РСЗ.



Сх низ. Загружение 1 (Т/м2)

Рис. Б.12 – РСЗ. Изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X

На рис. Б.13 показаны изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X в РС4.



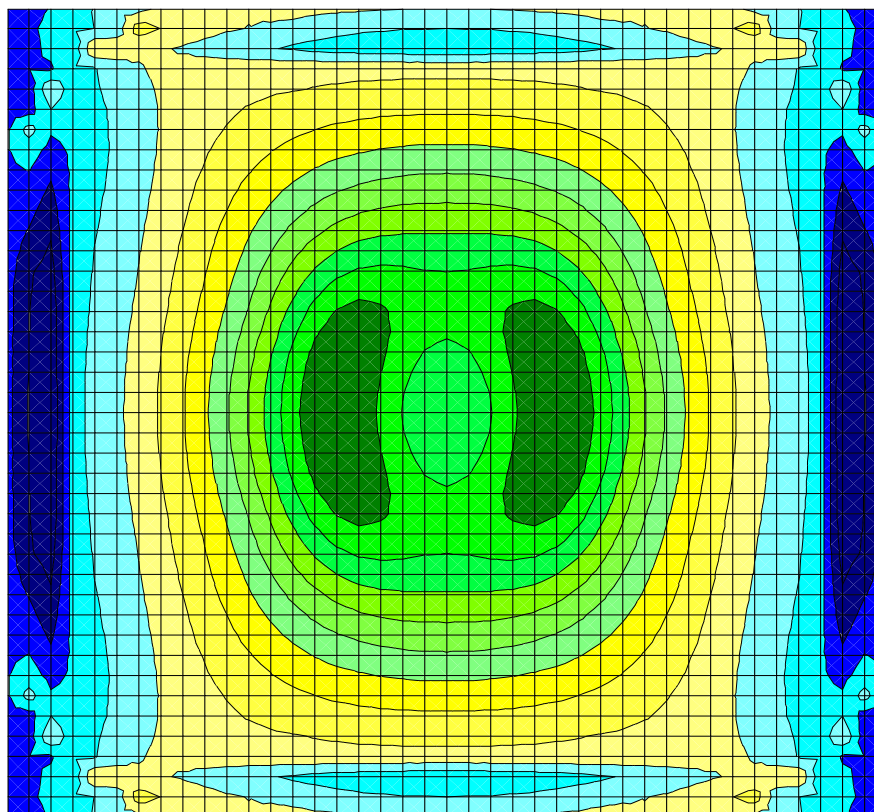
-679,05	-406,61
-406,61	-134,17
-134,17	138,27
138,27	410,72
410,72	683,16
683,16	955,6
955,6	1228,04

1228,04	1500,48
1500,48	1772,93
1772,93	2045,37
2045,37	2317,81
2317,81	2590,25
2590,25	2862,7
2862,7	3135,14

NX Загрузка 1 (Т/м2)

Рис. Б.13 – РС4. Изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X

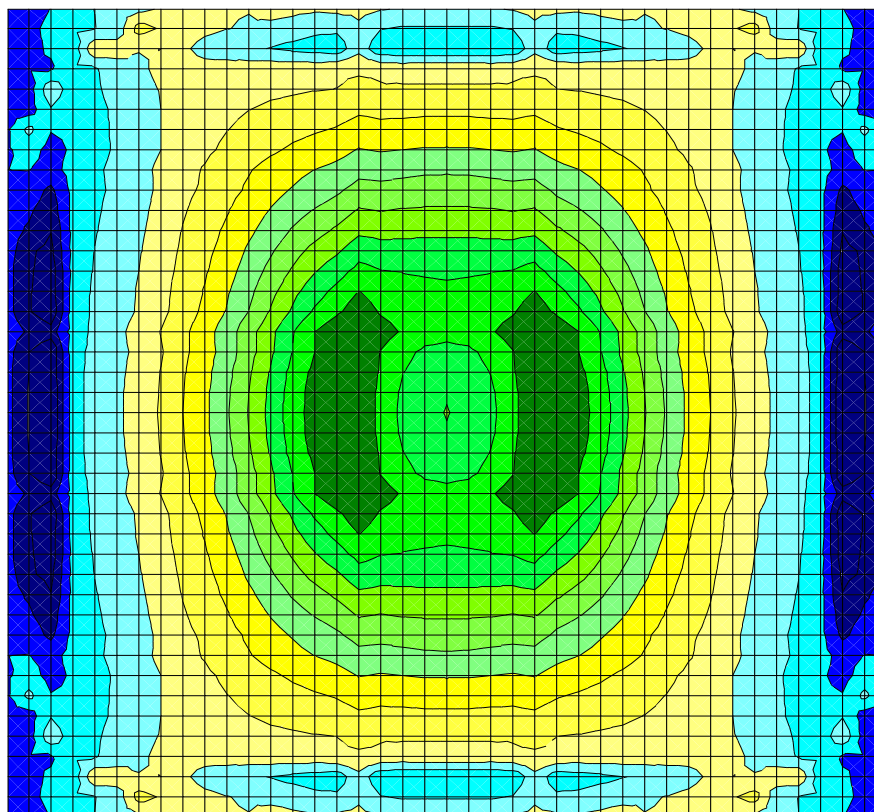
На рис. Б.14 показаны изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X в РС5.



NX Загрузка 1 (Т/м2)

Рис. Б.14 – РС5. Изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X

На рис. Б.15 показаны изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X в РС6.



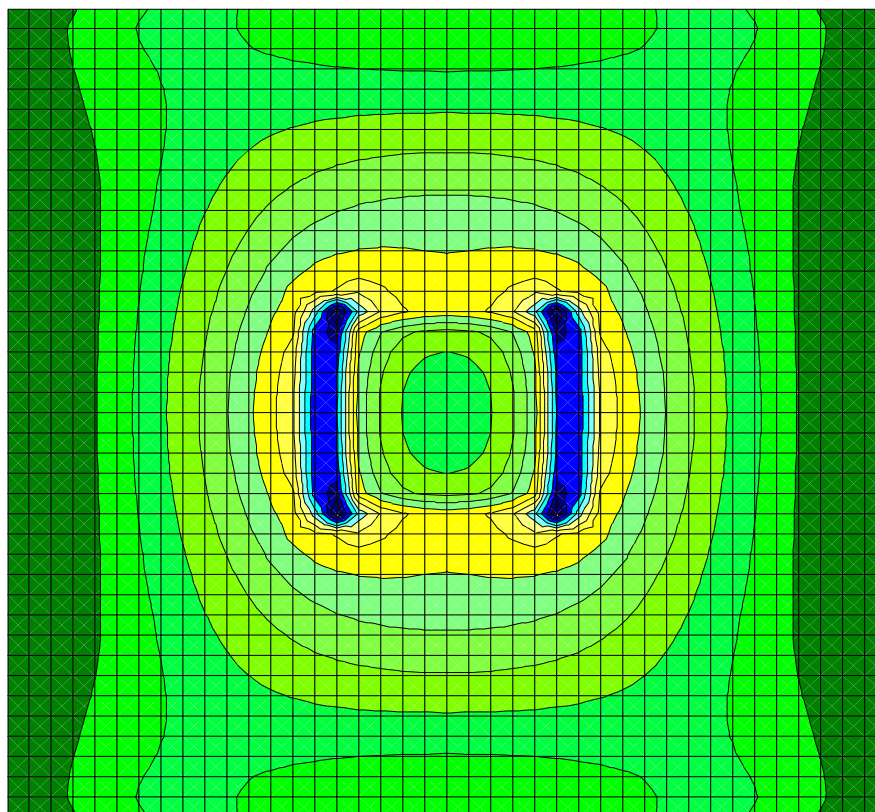
■	-623,16	-372,45
■	-372,45	-121,74
■	-121,74	128,97
■	128,97	379,68
■	379,68	630,38
■	630,38	881,09
■	881,09	1131,8

■	1131,8	1382,51
■	1382,51	1633,22
■	1633,22	1883,93
■	1883,93	2134,64
■	2134,64	2385,35
■	2385,35	2636,05
■	2636,05	2886,76

NX Загрузка 1 (Т/м2)

Рис. Б.15 – РС6. Изополя максимальных нормальных напряжений нижней грани по оси X

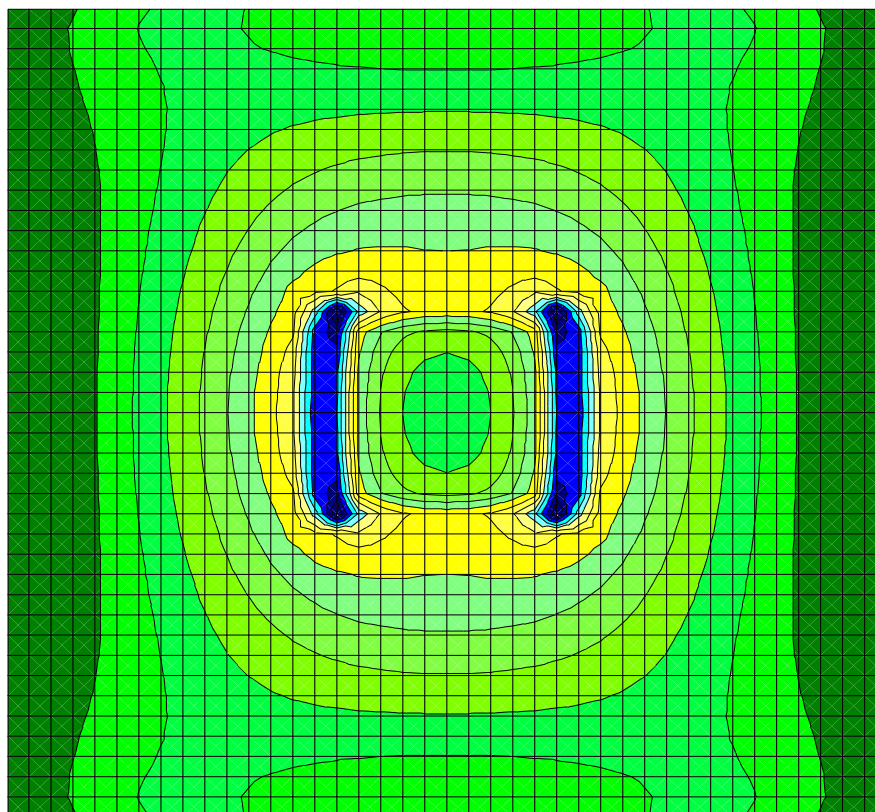
На рис. Б.16 показаны изополя максимальных нормальных напряжений верхней грани по оси X в РС4.



NX Загрузка 1 (Т/м2)

Рис. Б.16 – РС4. Изополя максимальных нормальных напряжений верхней грани по оси X

На рис. Б.17 показаны изополя максимальных нормальных напряжений верхней грани по оси X в РС5.



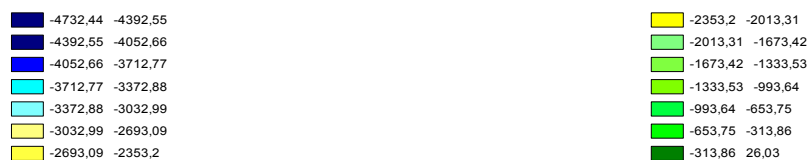
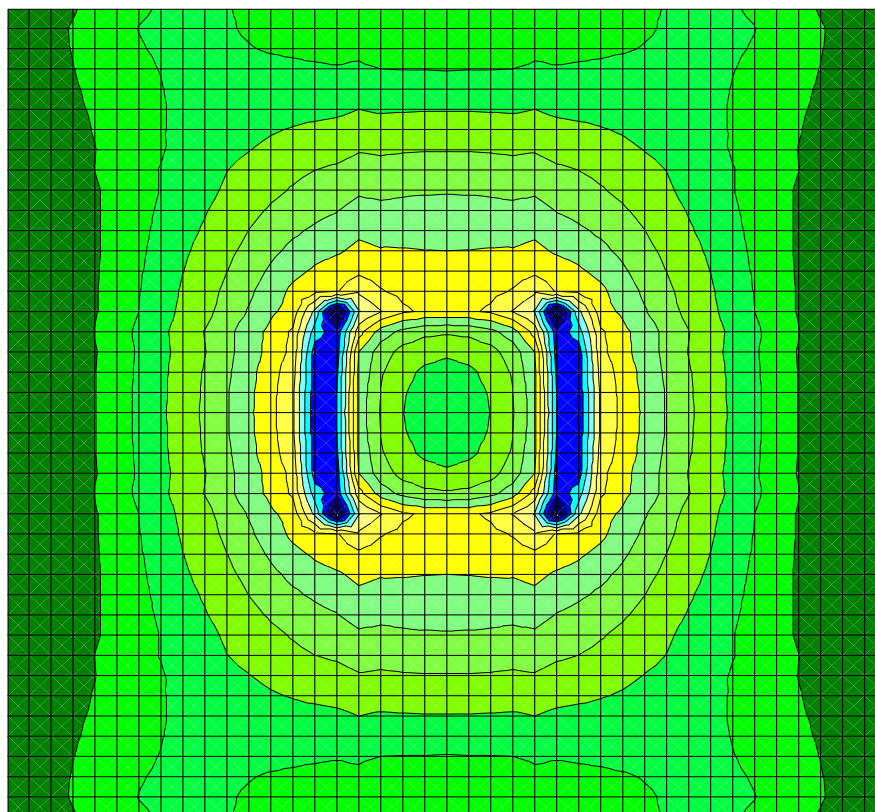
-4981,73	-4623,64
-4623,64	-4265,56
-4265,56	-3907,47
-3907,47	-3549,38
-3549,38	-3191,3
-3191,3	-2833,21
-2833,21	-2475,12

-2475,12	-2117,04
-2117,04	-1758,95
-1758,95	-1400,86
-1400,86	-1042,78
-1042,78	-684,69
-684,69	-326,6
-326,6	31,48

NX Загрузка 1 (Т/м2)

Рис. Б.17 – РС5. Изополя максимальных нормальных напряжений верхней грани по оси X

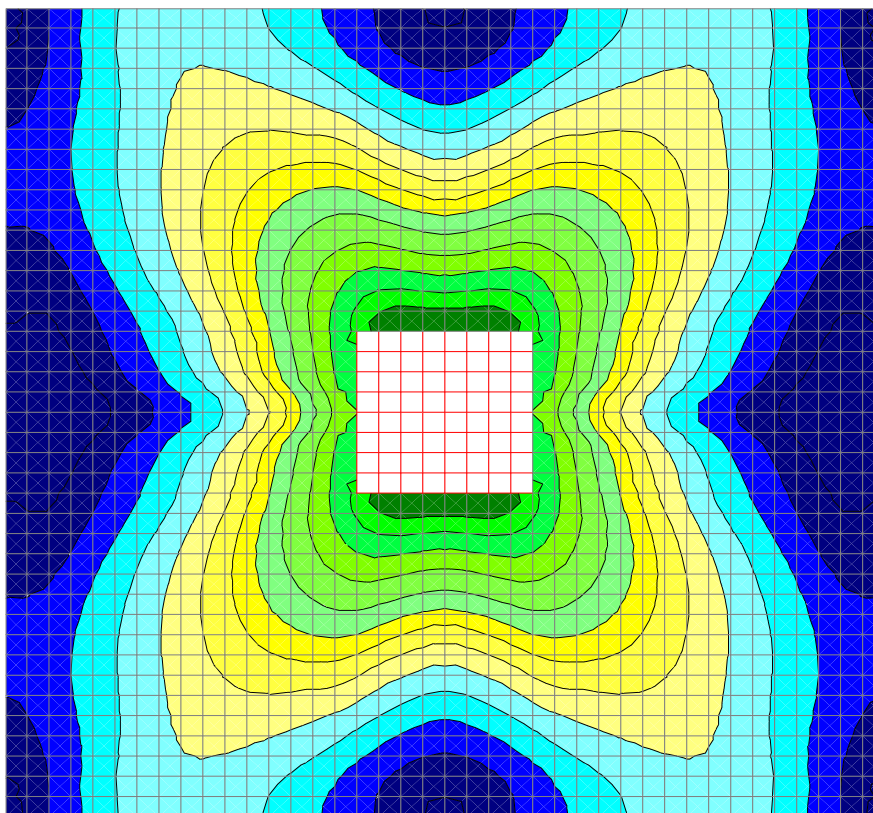
На рис. Б.18 показаны изополя максимальных нормальных напряжений верхней грани по оси X в РС6.



NX Загрузка 1 (Т/м2)

Рис. Б.18 – РС6. Изополя максимальных нормальных напряжений верхней грани по оси X

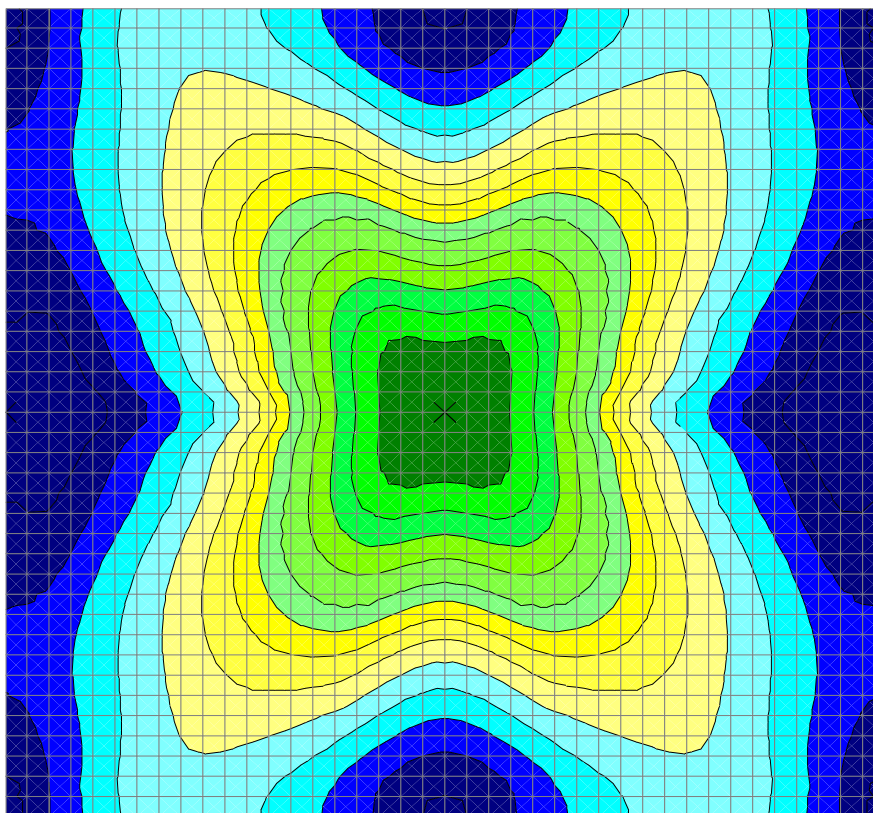
На рис. Б.19 показаны изополя армирования в РС1, АS1 нижняя по Х.



Арматура. АS1 Нижняя по Х (см²/м)

Рис. Б.19 – РС1. Изополя армирования, АS1 нижняя по Х

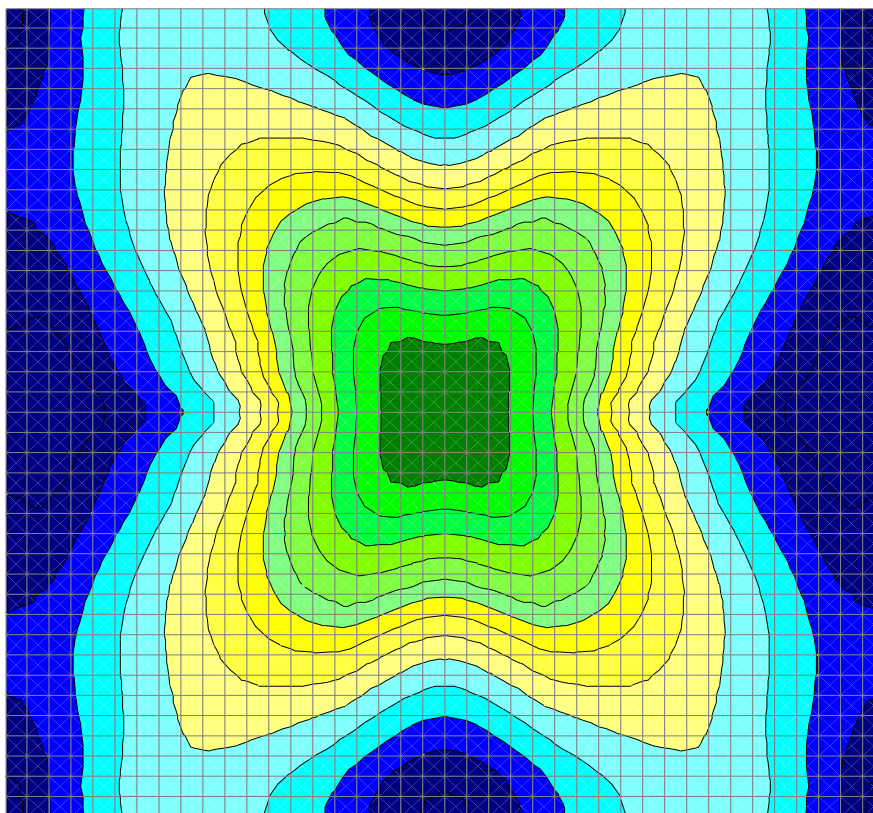
На рис. Б.20 показаны изополя армирования в РС2, АS1 нижняя по Х.



Арматура. АS1 Нижняя по Х (см²/м)

Рис. Б.20 – РС2. Изополя армирования, АS1 нижняя по Х

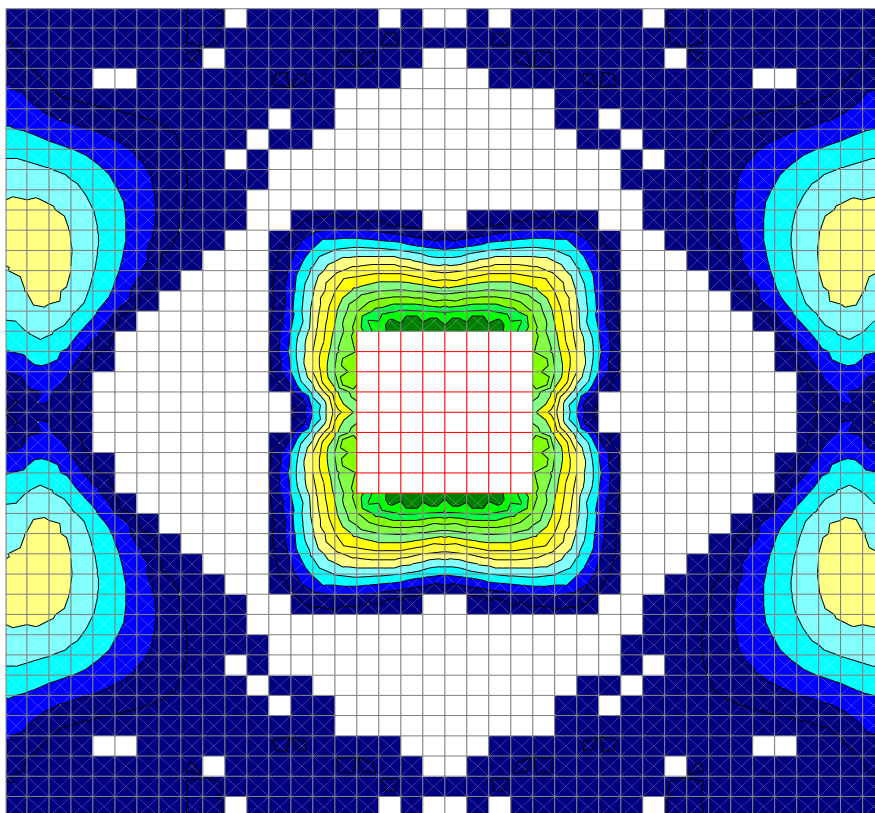
На рис. Б.21 показаны изополя армирования в РС3, АS1 нижняя по Х.



Арматура. АS1 Нижняя по Х (см²/м)

Рис. Б.21 – РС3. Изополя армирования, АS1 нижняя по Х

На рис. Б.22 показаны изополя армирования в РС1, AS2 верхняя по X.

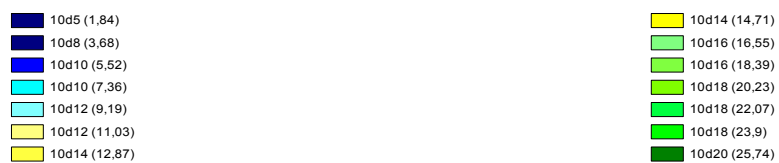
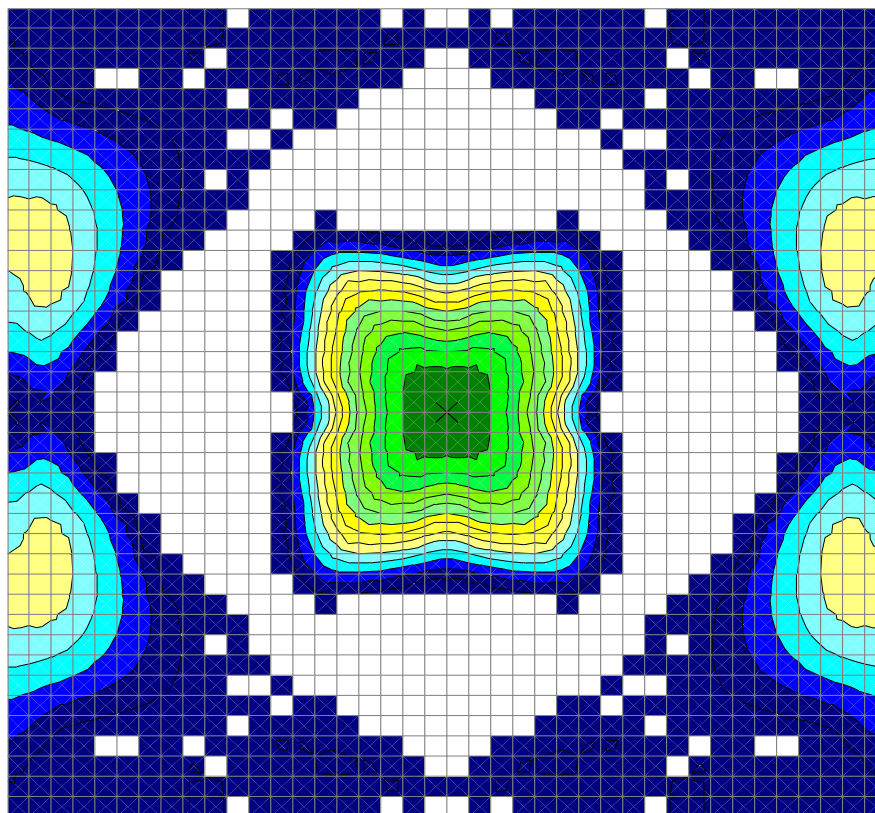


10d5 (1,94)	10d16 (15,5)
10d8 (3,88)	10d16 (17,44)
10d10 (5,81)	10d16 (19,38)
10d10 (7,75)	10d18 (21,32)
10d12 (9,69)	10d18 (23,26)
10d14 (11,63)	10d18 (25,19)
10d14 (13,57)	10d20 (27,13)

Арматура. AS2 Верхняя по X (см²/м)

Рис. Б.22 – РС1. Изополя армирования, AS2 верхняя по X

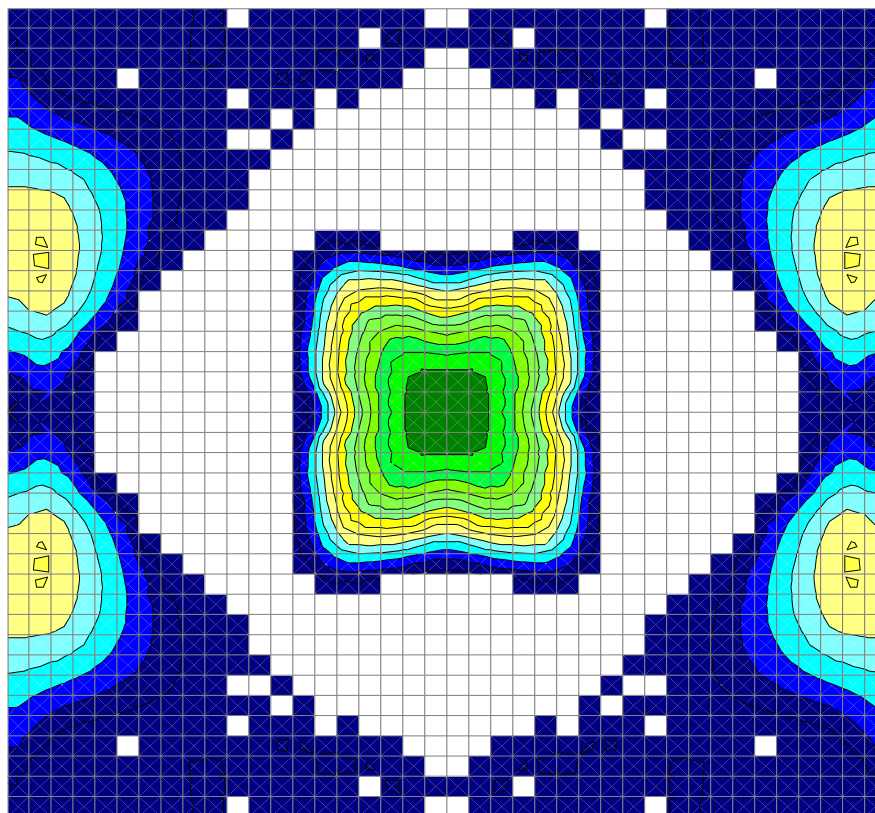
На рис. Б.23 показаны изополя армирования в РС2, АS2 верхняя по Х.



Арматура. АS2 Верхняя по Х (см²/м)

Рис. Б.23 – РС2. Изополя армирования, АS2 верхняя по Х

На рис. Б.24 показаны изополя армирования в РСЗ, АS2 верхняя по Х.



Арматура. АS2 Верхняя по Х(см²/м)

Рис. Б.24 – РСЗ. Изополя армирования, АS2 верхняя по Х

На рис. Б.25 показаны изополя перемещений по оси Z в РС2, полученные в ПВК ЛИРА 9.6 с учетом физической нелинейности, армированием по аналогии с РС5 и предельными относительными деформациями $\varepsilon_{b2}=0,0035$, $\varepsilon_{bt2}=0,00015$ и $\varepsilon_{s2}=0,025$. Разрушающая нагрузка составила $P_{col} = 592,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 148,0 тс), а максимальные перемещения по оси Z -22,6 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 13 шагов: 1 шаг – 32 тс/м² (8 тс), остальные 12 по 80 тс/м² (20 тс).

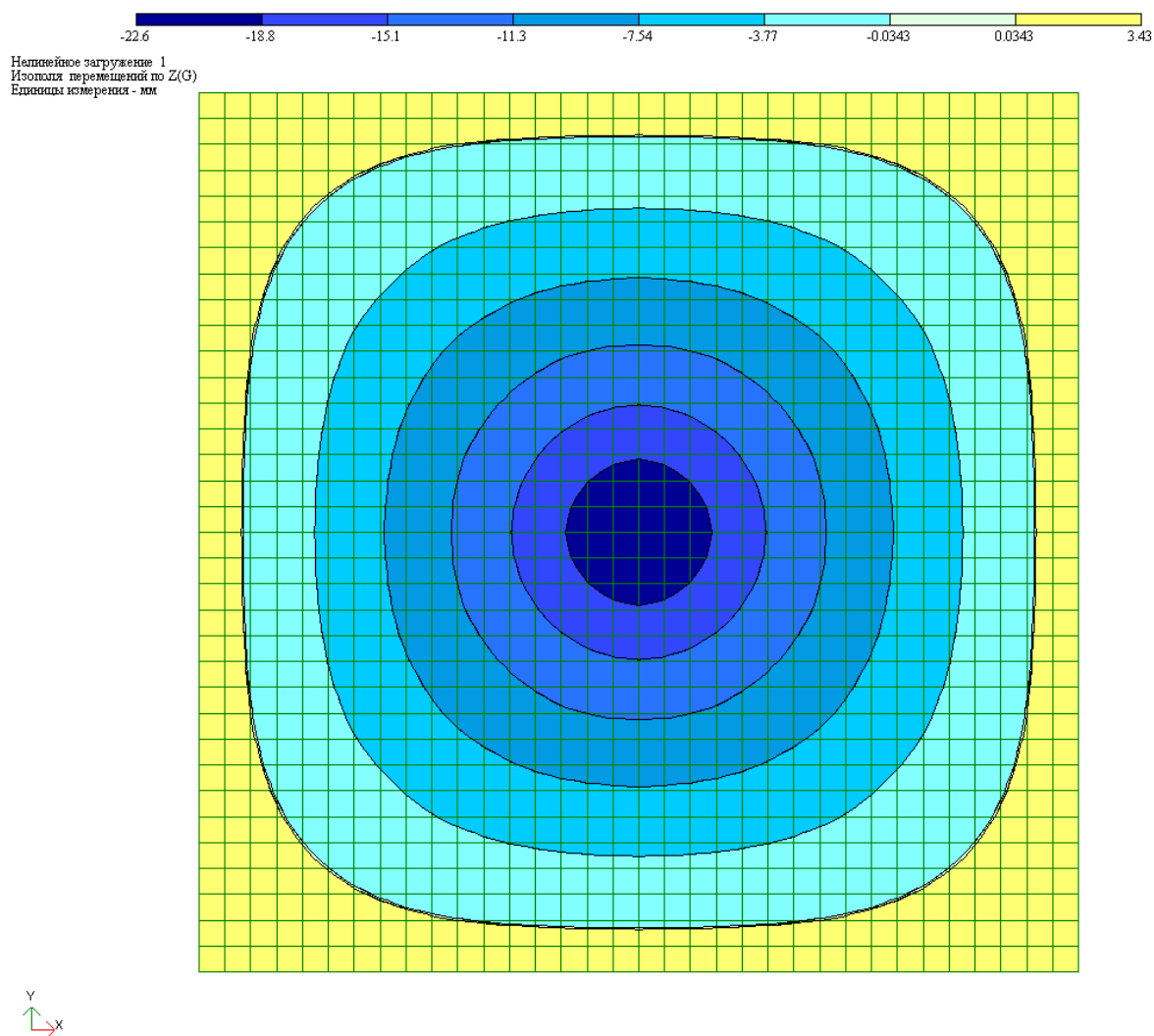


Рис. Б.25 – РС2. Изополя перемещений по оси Z

На рис. Б.26 показаны изополя главных напряжений σ_1 и направления развития трещин в РС2, полученные в ПК ЛИРА 9.6 с учетом физической нелинейности, армированием по аналогии с РС5 и предельными относительными деформациями $\varepsilon_{b2}=0,0035$, $\varepsilon_{bt2}=0,00015$ и $\varepsilon_{s2}=0,025$. Разрушающая нагрузка составила $P_{col} = 592,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 148,0 тс), а максимальные перемещения по оси Z -22,6 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 13 шагов: 1 шаг – 32 тс/м² (8 тс), остальные 12 по 80 тс/м² (20 тс).

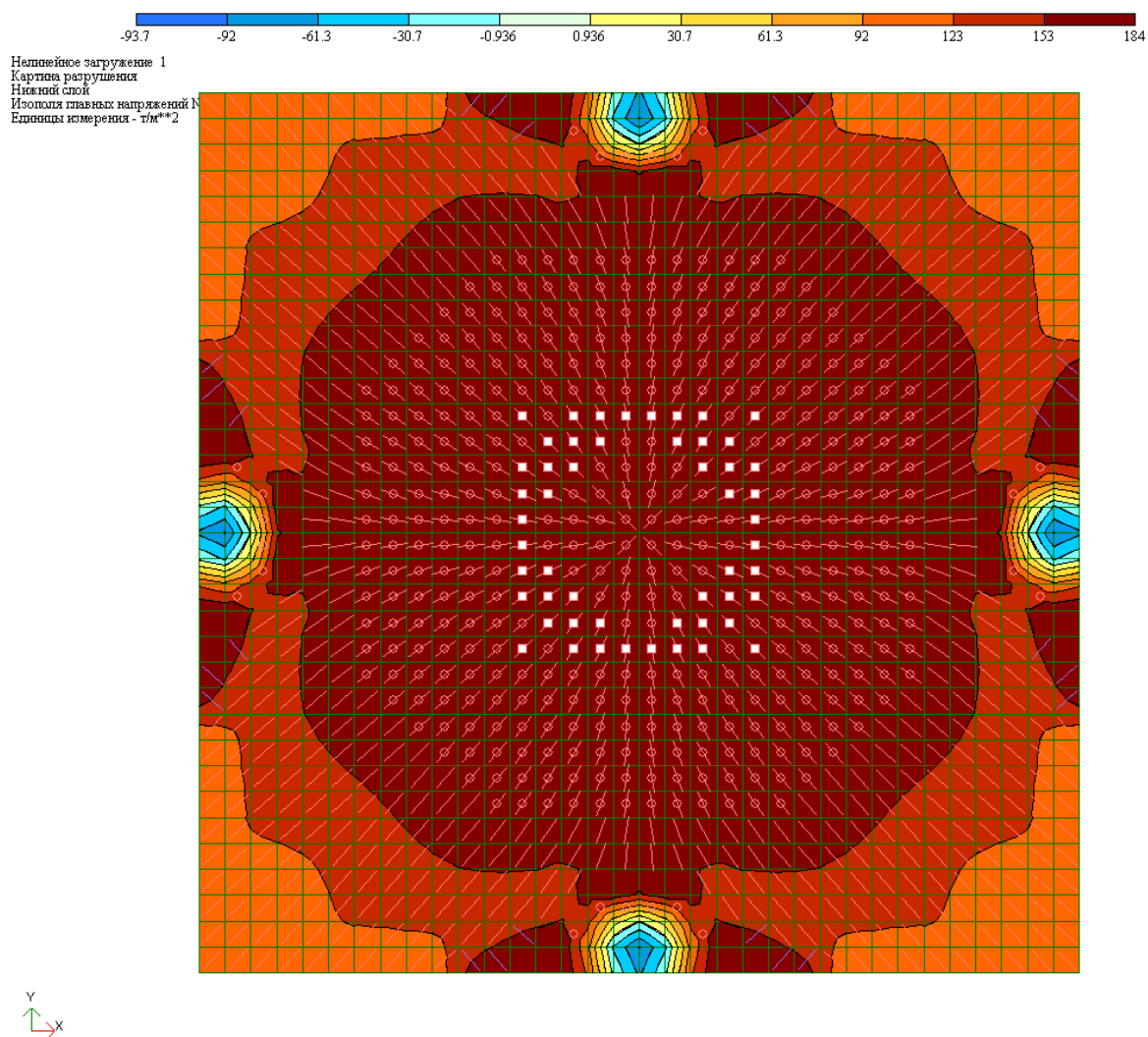


Рис. Б.26 – РС2. Изополя главных напряжений σ_1 и направления развития трещин

На рис. Б.27 показаны изополя перемещений по оси Z в РС2, полученные в ПК ЛИРА 9.6 с учетом физической нелинейности, армированием по аналогии с РС5, за исключением замены диаметров стержней с $\varnothing 12$ на $\varnothing 16$, предельными относительными деформациями $\varepsilon_{b2}=0,0035$, $\varepsilon_{bt2}=0,00015$ и $\varepsilon_{s2}=0,025$. Разрушающая нагрузка составила $P_{col}=832,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 208,0 тс), а максимальные перемещения по оси Z -51,5 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 13 шагов: 1 шаг – 32 тс/м² (8 тс), остальные 12 по 80 тс/м² (20 тс).

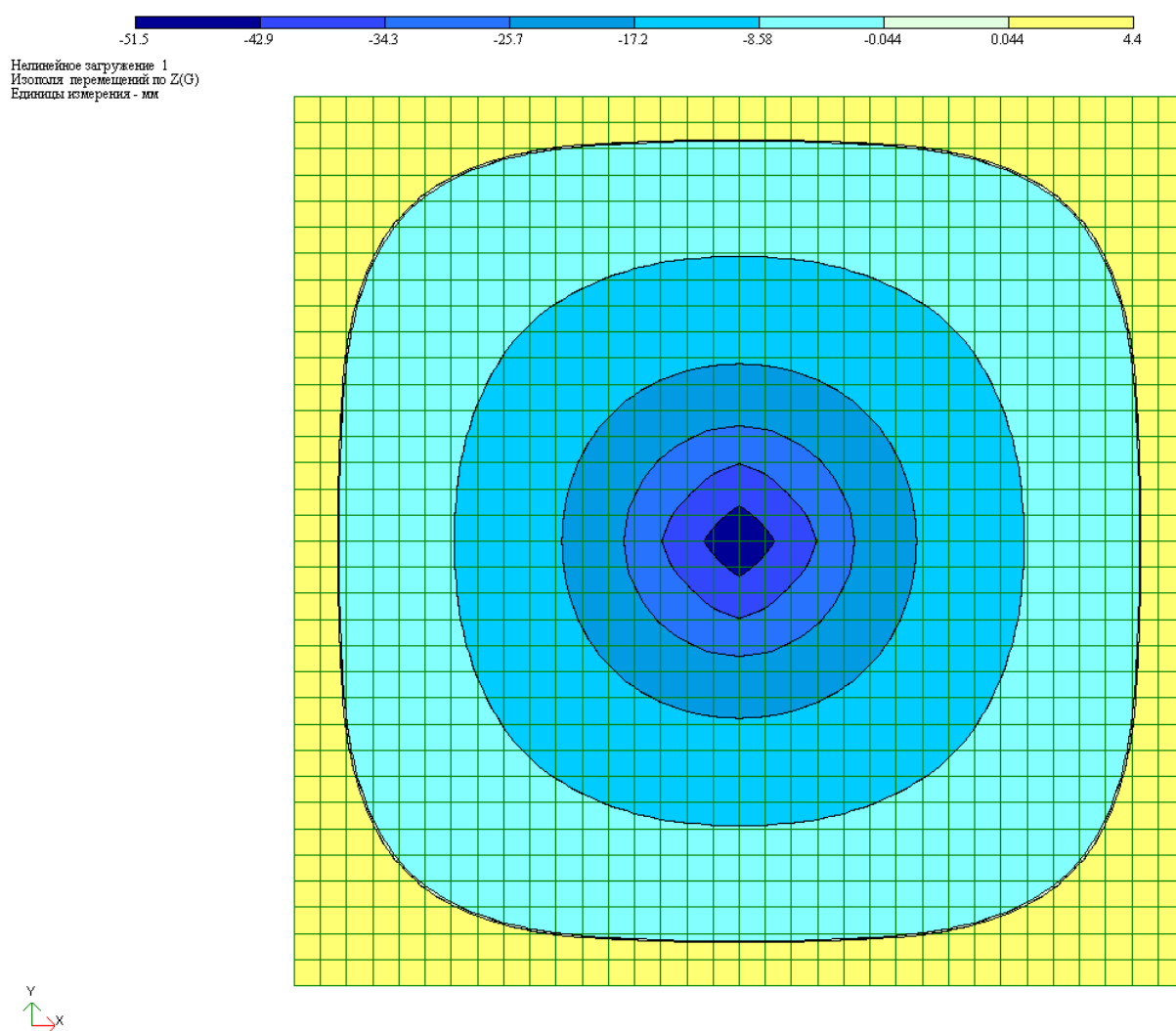


Рис. Б.27 – РС2. Изополя перемещений по оси Z

На рис. Б.28 показаны изополя главных напряжений σ_1 и направления развития трещин в РС2, полученные в ПК ЛИРА 9.6 с учетом физической нелинейности, армированием по аналогии с РС5, за исключением замены диаметров стержней с $\varnothing 12$ на $\varnothing 16$, предельными относительными деформациями $\varepsilon_{b2}=0,0035$, $\varepsilon_{bt2}=0,00015$ и $\varepsilon_{s2}=0,025$. Разрушающая нагрузка составила $P_{col}=832,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 208,0 тс), а максимальные перемещения по оси Z -51,5 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 13 шагов: 1 шаг – 32 тс/м² (8 тс), остальные 12 по 80 тс/м² (20 тс).

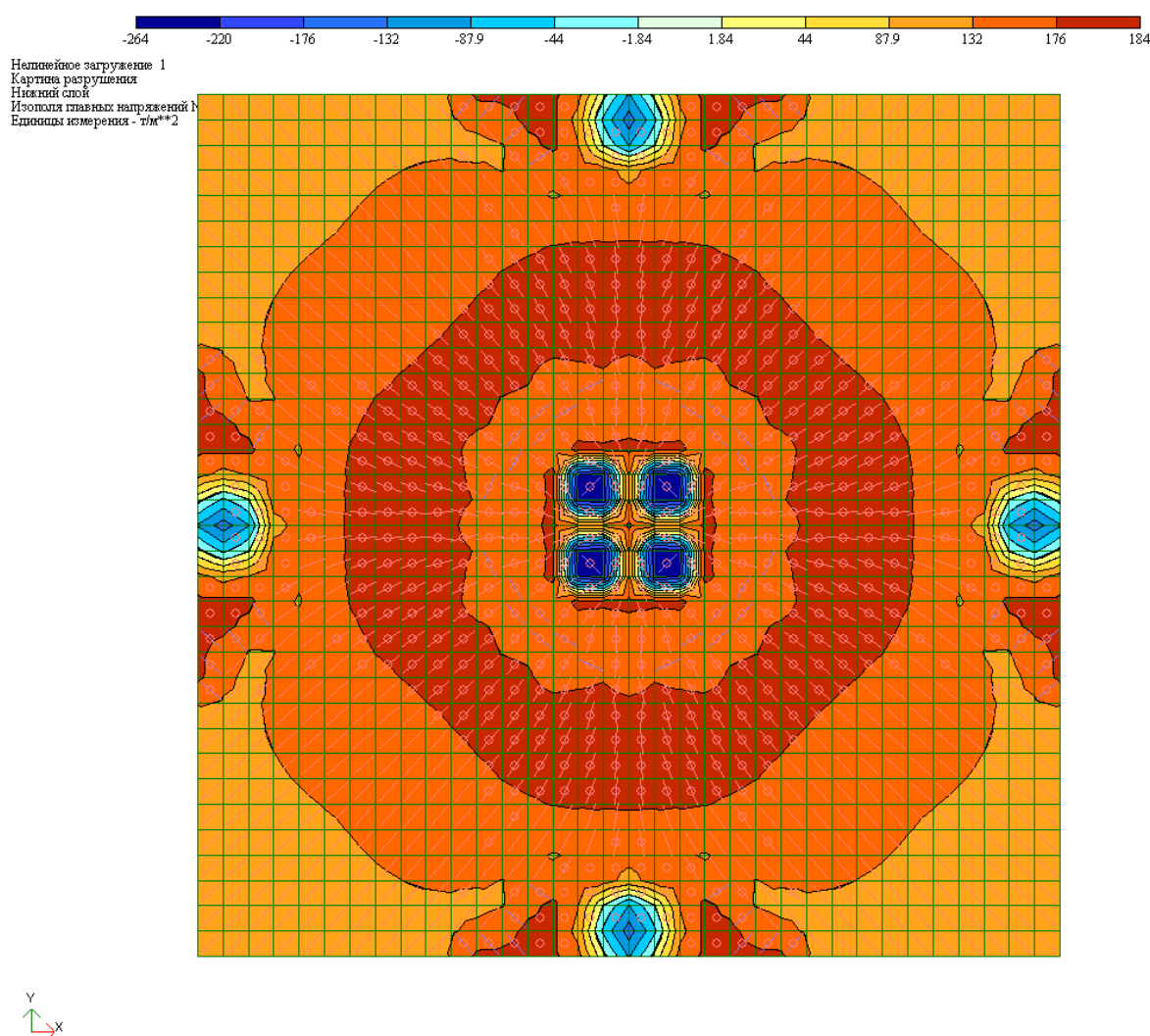


Рис. Б.28 – РС2. Изополя главных напряжений σ_1 и направления развития трещин

На рис. Б.29 показаны изополя перемещений бетона по оси Z в РС7, полученные в ПК ANSYS 13.0, с учётом физической нелинейности, образования и развития трещин. Разрушающая нагрузка составила $P_{col} = 912,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 228,0 тс), максимальный прогиб -22,6 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 23 шага: 1 шаг – собственный вес фрагмента плиты и оснастки (8 тс), остальные 22 по 40 тс/м² (10 тс).

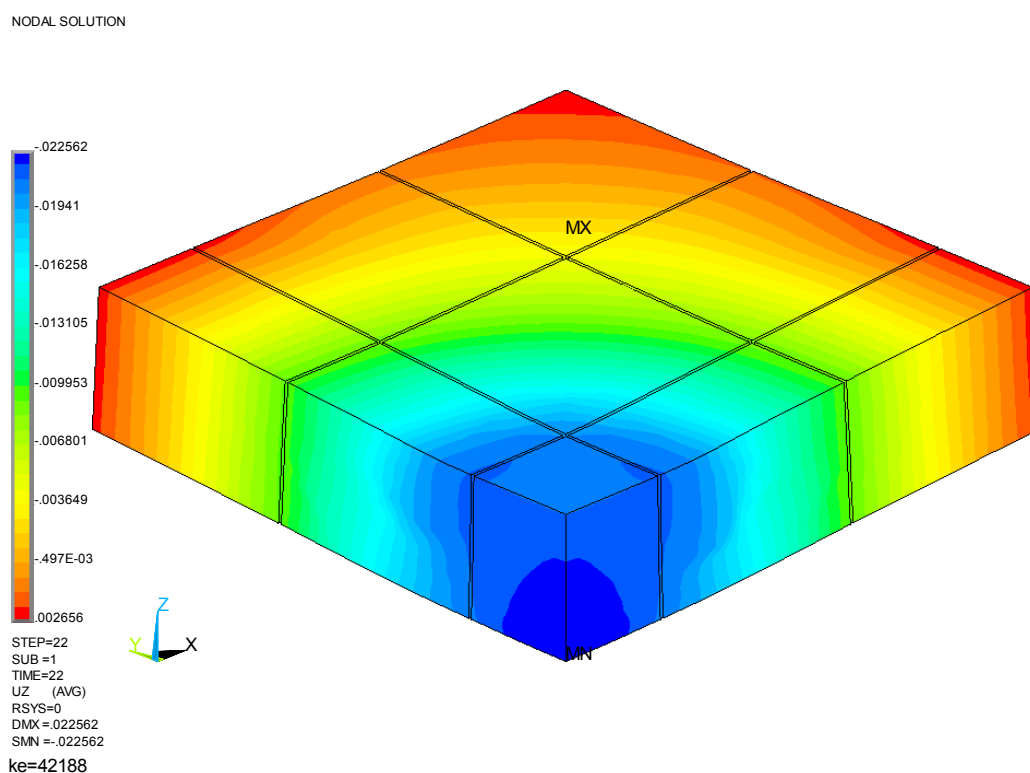


Рис. Б.29 – РС7(73). Изополя перемещений по оси Z (прогибов)

На рис. Б.30...Б.40 показаны изополя нормальных напряжений σ_x , σ_y , σ_z , касательных напряжений $\tau_{xy}=\tau_{yx}$, $\tau_{yz}=\tau_{zy}$, $\tau_{zx}=\tau_{xz}$, главных напряжений σ_1 , σ_2 , σ_3 , эквивалентных напряжений по теории фон Мизеса и Вильяма-Варнка σ_0 .

NODAL SOLUTION

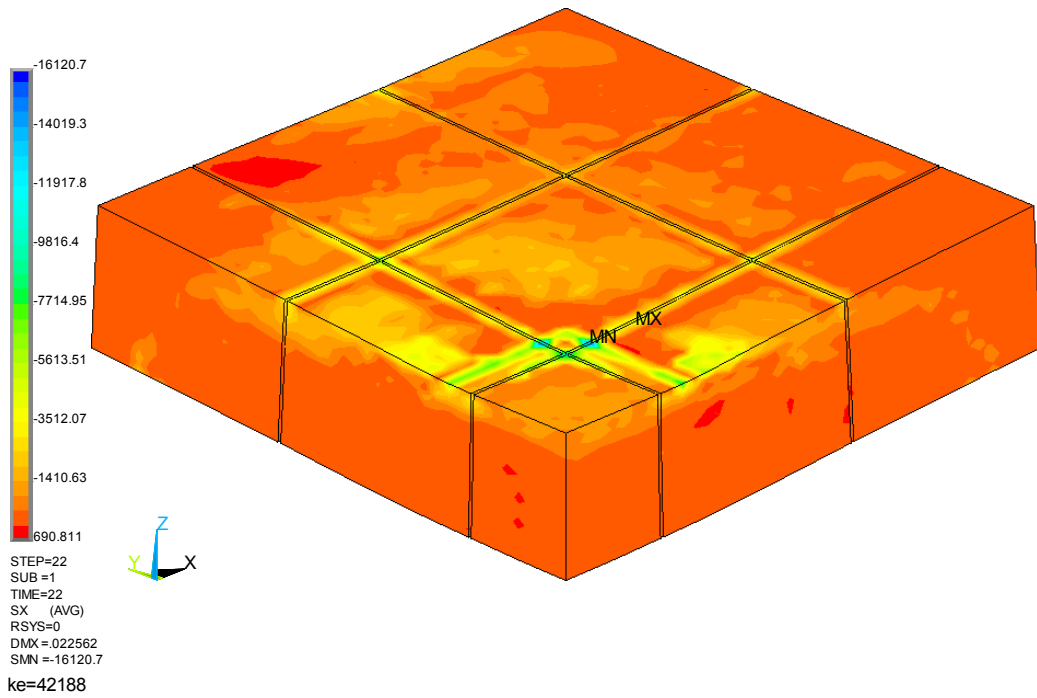


Рис. Б.30 – РС7(73). Изополя нормальных напряжений по оси X

NODAL SOLUTION

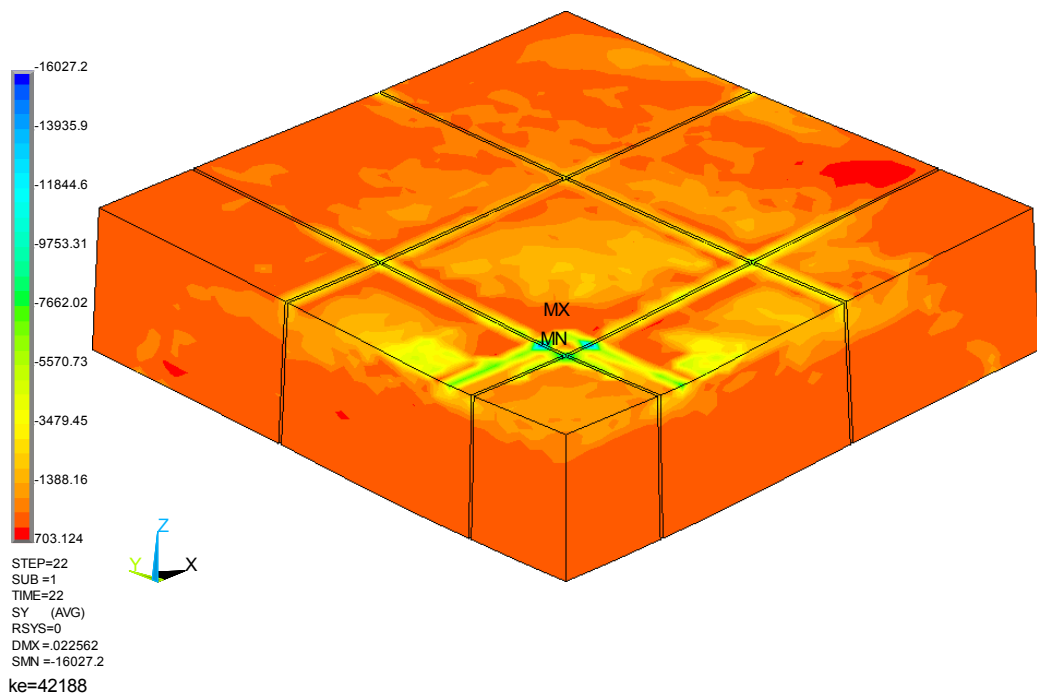


Рис. Б.31 – РС7(73). Изополя нормальных напряжений по оси Y

NODAL SOLUTION

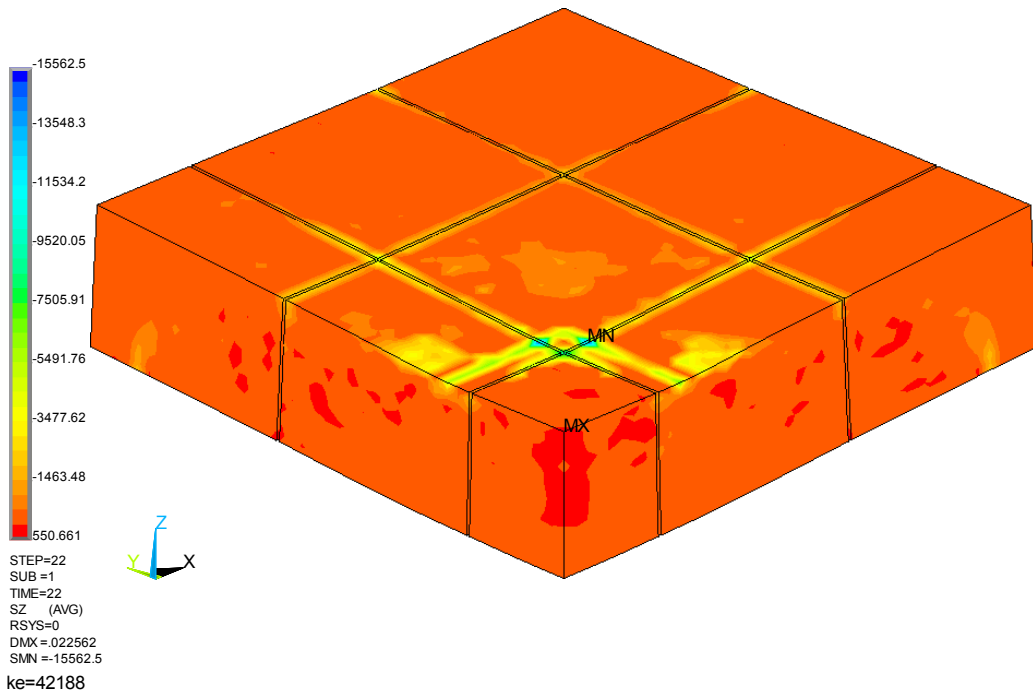


Рис. Б.32 – РС7(73). Изополю нормальных напряжений по оси Z

NODAL SOLUTION

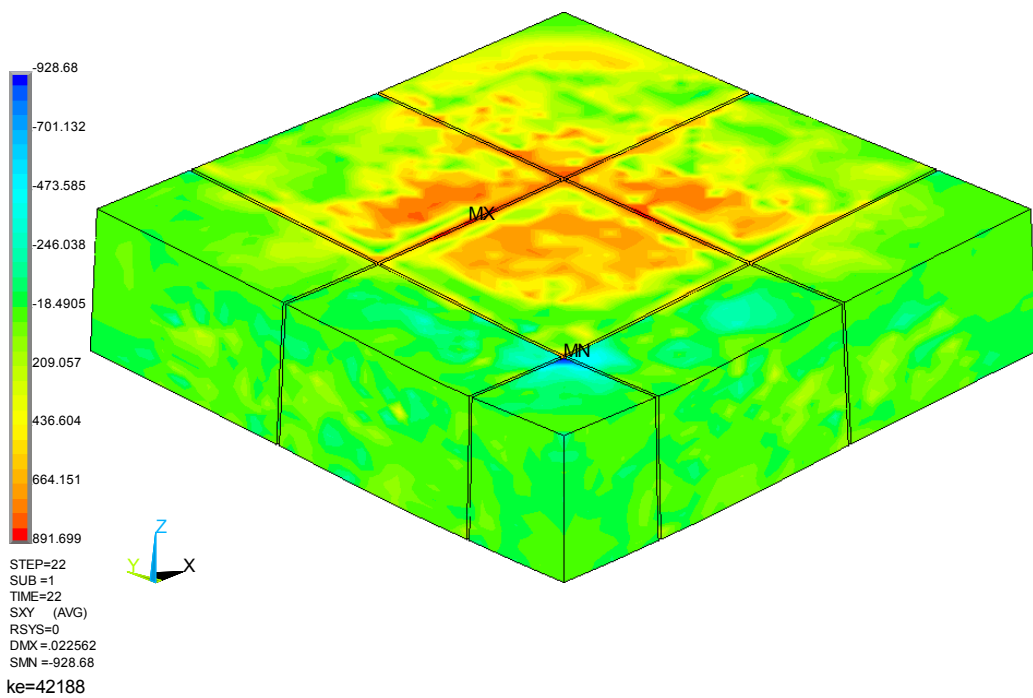


Рис. Б.33 – РС7(73). Изополю касательных напряжений по оси XY

NODAL SOLUTION

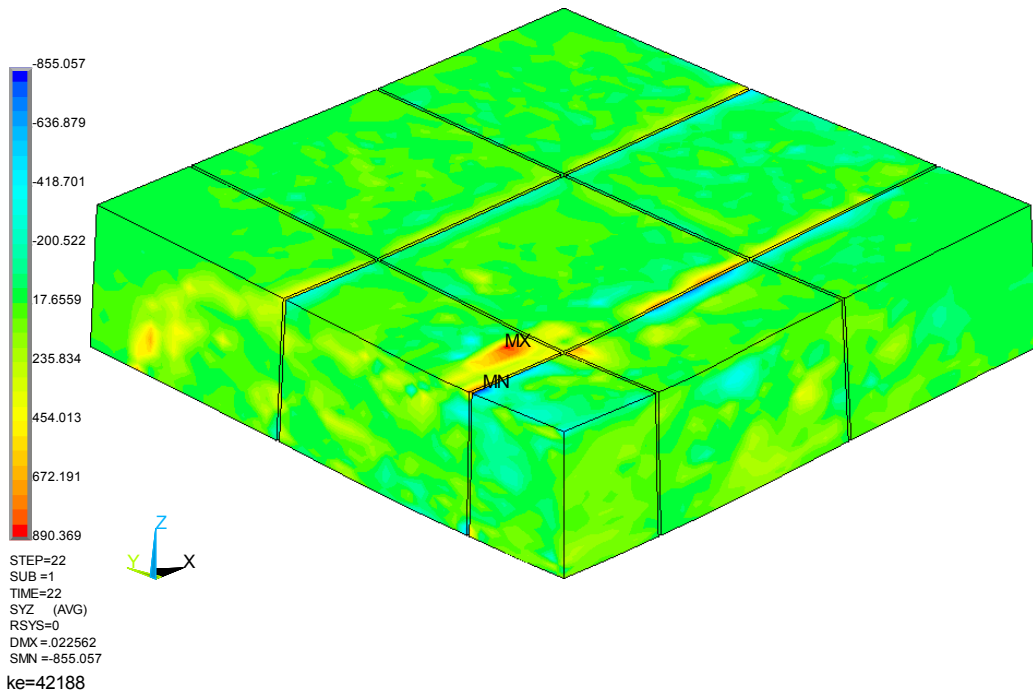


Рис. Б.34 – PC7(73). Изополя касательных напряжений по оси YZ

NODAL SOLUTION

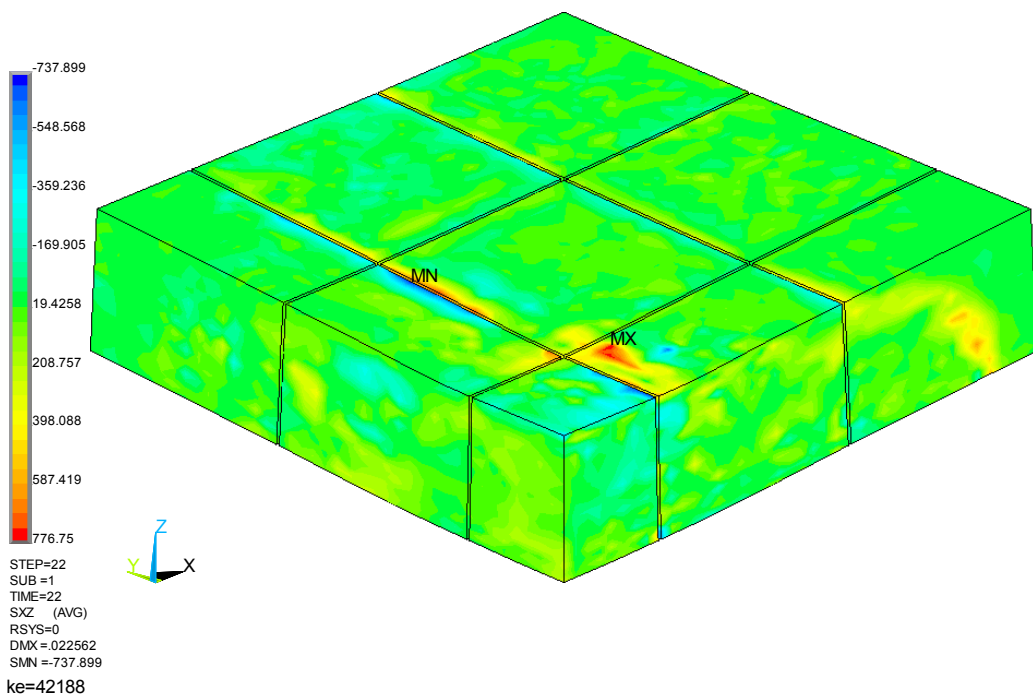


Рис. Б.35 – PC7(73). Изополя касательных напряжений по оси ZX

NODAL SOLUTION

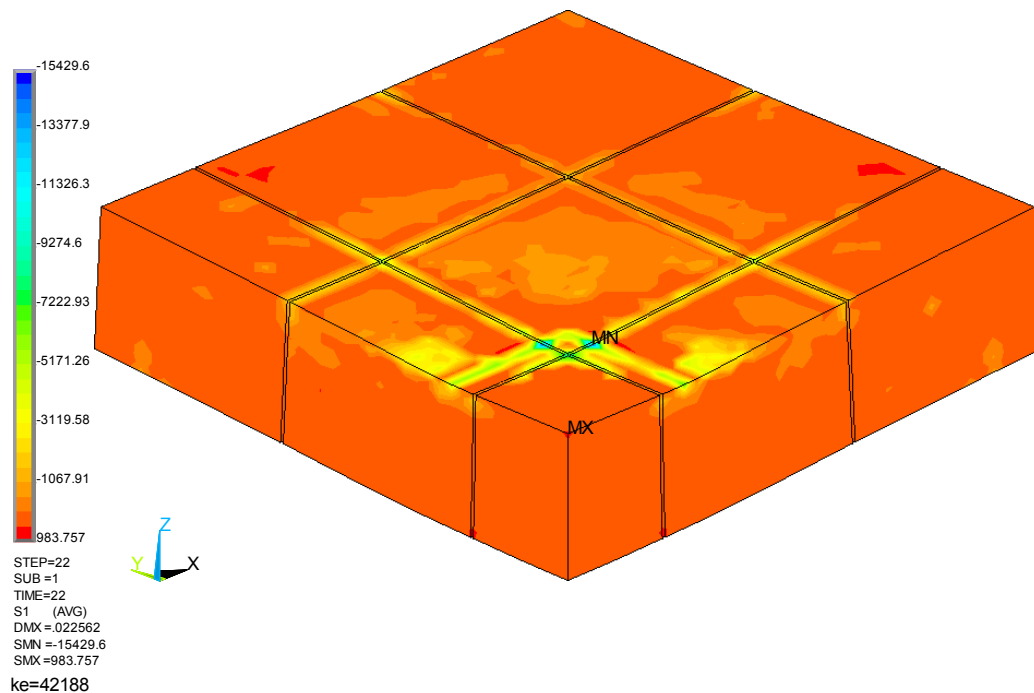


Рис. Б.36 – РС7(73). Изополя главных напряжений σ_1

NODAL SOLUTION

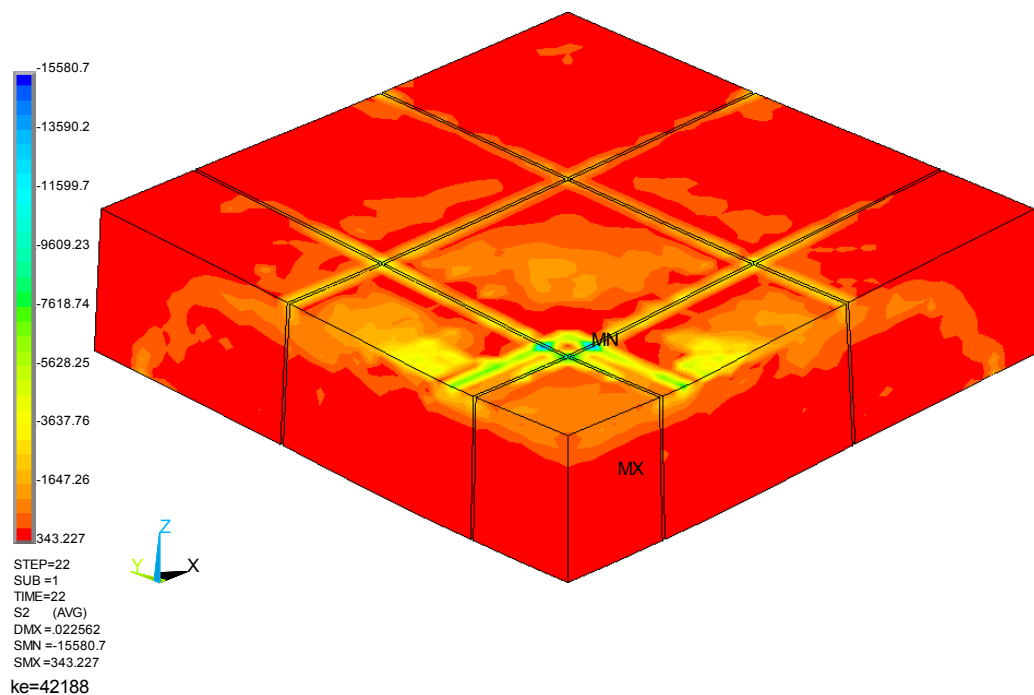


Рис. Б.37 – РС7(73). Изополя главных напряжений σ_2

NODAL SOLUTION

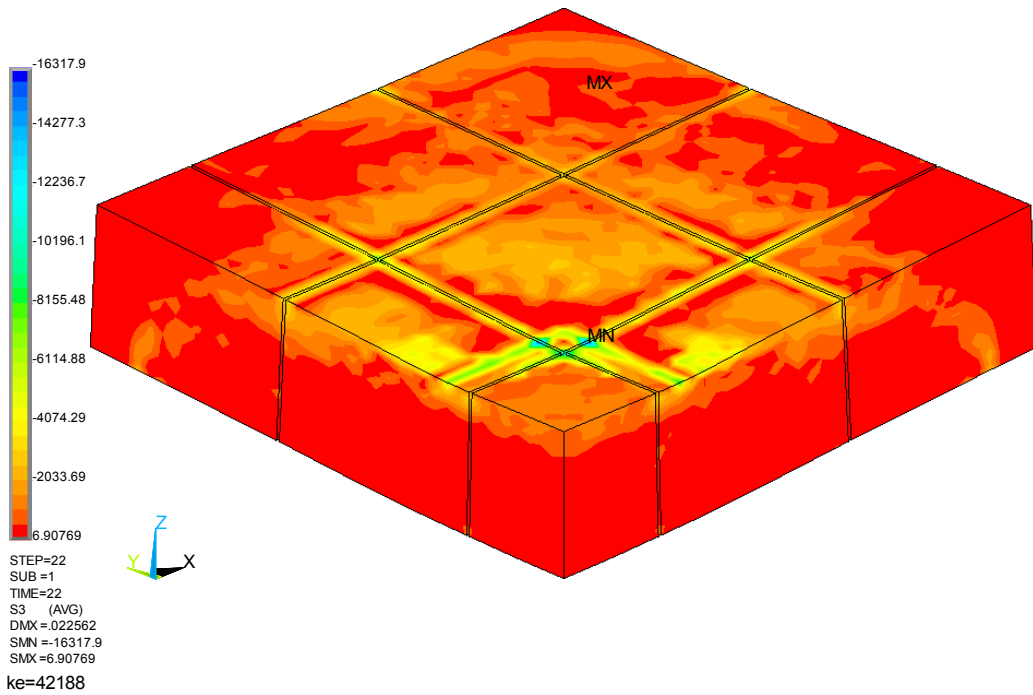


Рис. Б.38 – РС7(73). Изополя главных напряжений σ_3

NODAL SOLUTION

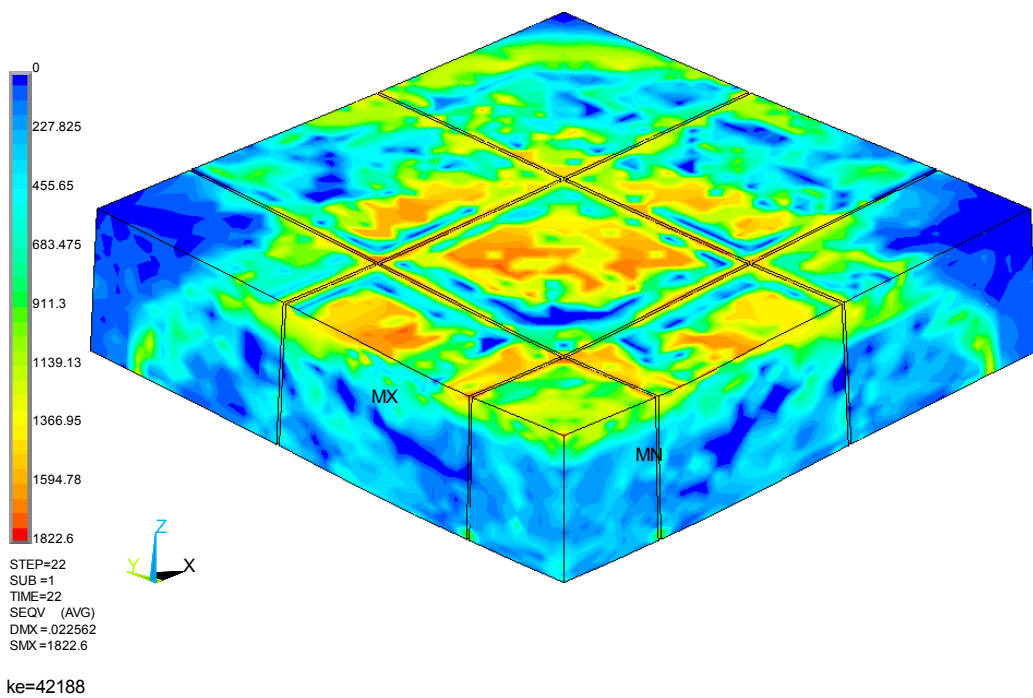


Рис. Б.39 – РС7(73). Изополя эквивалентных напряжений $\sigma_{0,M}$ по теории фон Мизеса

NODAL SOLUTION

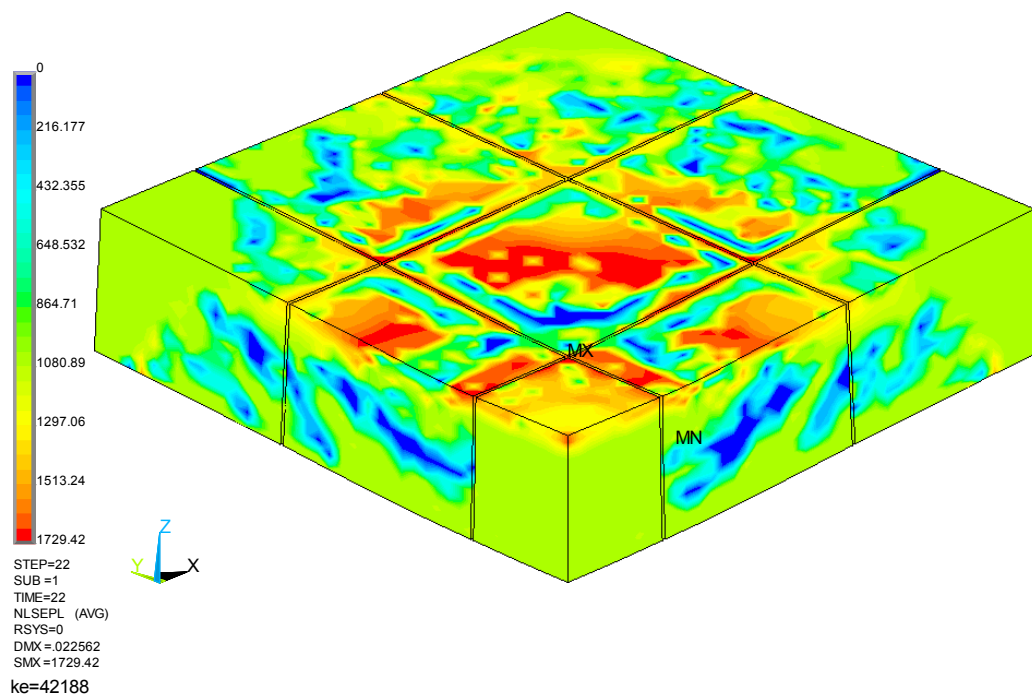


Рис. Б.40 – РС7(73). Изополю эквивалентных напряжений $\sigma_{0, VV}$ по теории Вильяма-Варнка

На рис. Б.41 показаны изополю перемещений стальных листов обоймы по оси Z в РС7(73), полученные в ПК ANSYS 13.0, с учётом физической нелинейности, образования и развития трещин в бетоне. Разрушающая нагрузка составила $P_{col} = 912,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 228,0 тс), максимальный прогиб -22,2 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 23 шага: 1 шаг – собственный вес фрагмента плиты и оснастки (8 тс), остальные 22 по 40 тс/м² (10 тс).

На рис. Б.42...Б.51 показаны изополю нормальных напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, касательных напряжений $\tau_{xy}=\tau_{yx}, \tau_{yz}=\tau_{zy}, \tau_{zx}=\tau_{xz}$, главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, эквивалентных напряжений по теории фон Мизеса σ_0 стальных листов металлической обоймы.

На рис. Б.52 показаны изополю эквивалентных общих относительных деформаций стальных листов металлической обоймы.

NODAL SOLUTION

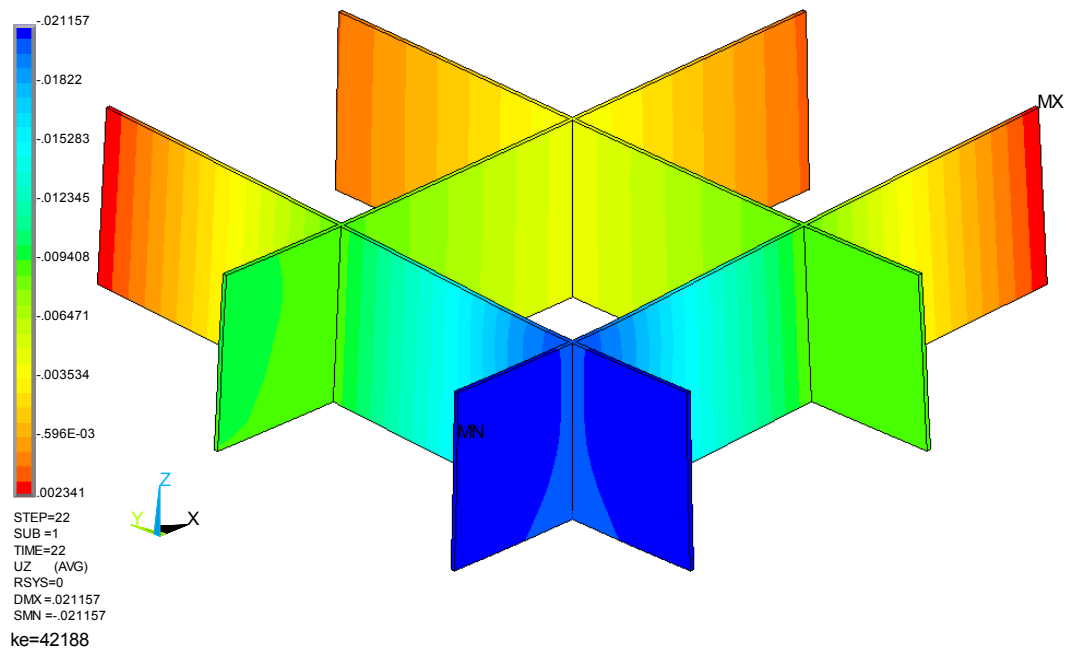


Рис. Б.41 – РС7(73). Изополя перемещений по оси Z (прогибов)

NODAL SOLUTION

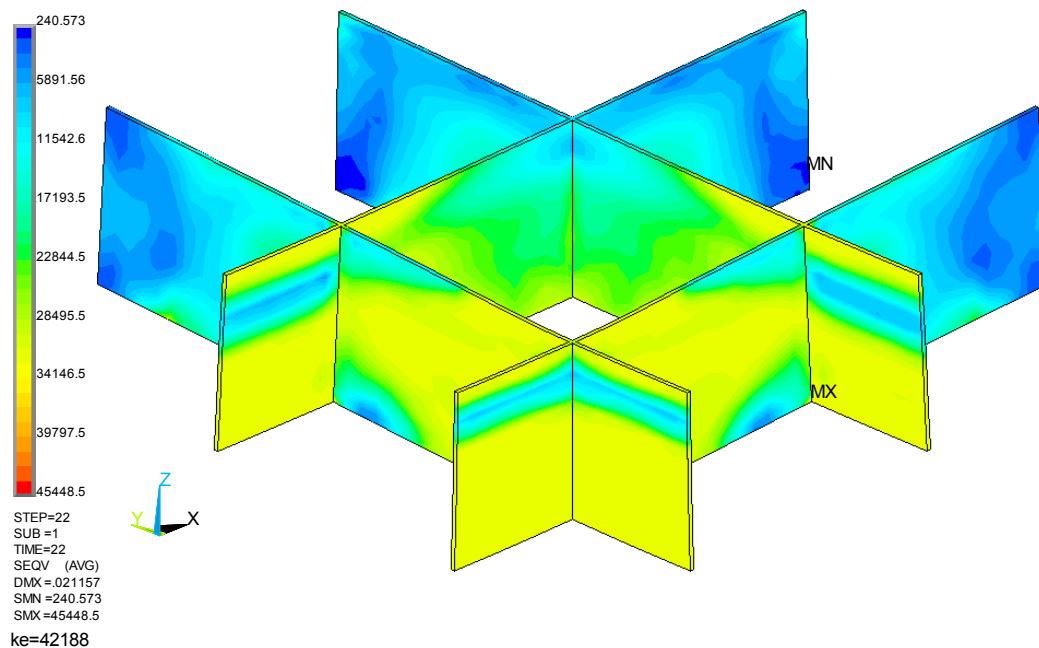


Рис. Б.42 – РС7(73). Изополя эквивалентных напряжений $\sigma_{0,M}$ по теории фон Мизеса

NODAL SOLUTION

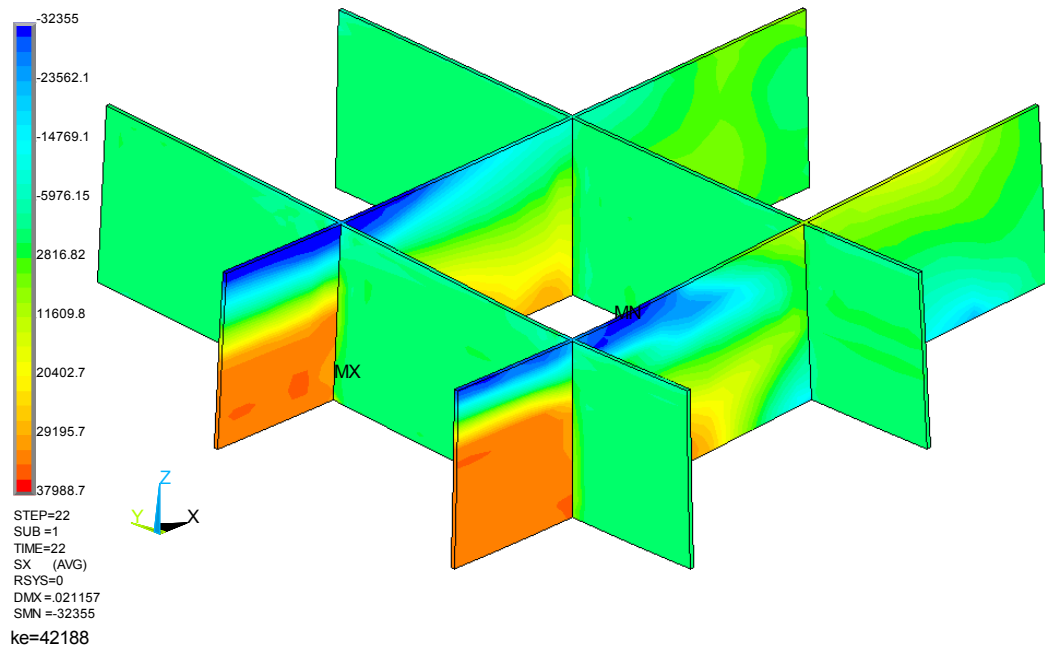


Рис. Б.43 – РС7(73). Изополя нормальных напряжений по оси X

NODAL SOLUTION

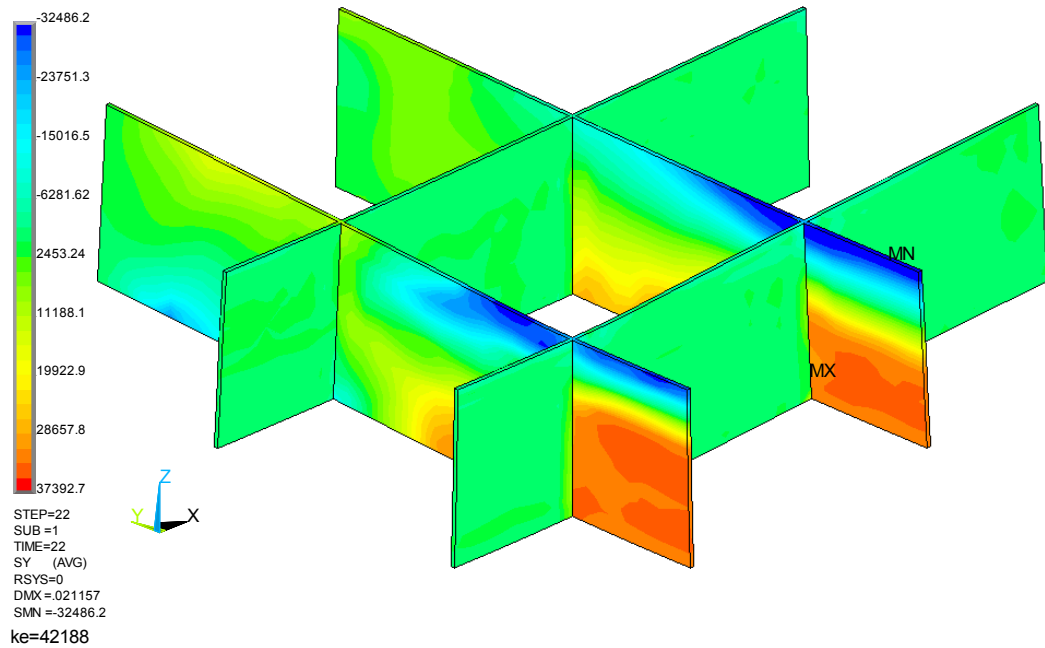


Рис. Б.44 – РС7(73). Изополя нормальных напряжений по оси Y

NODAL SOLUTION

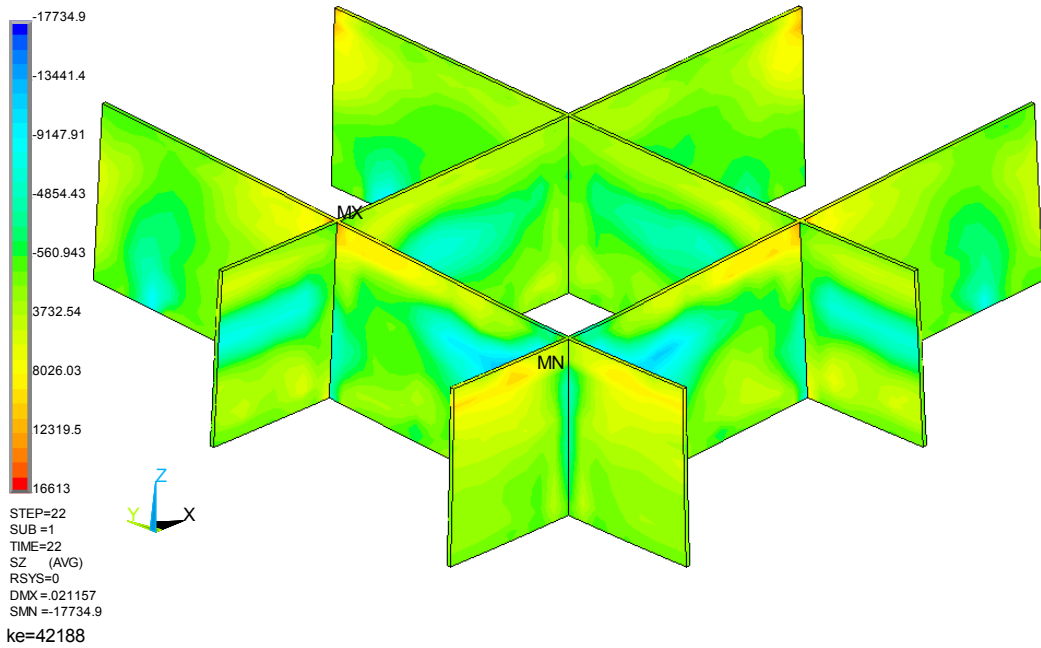


Рис. Б.45 – РС7(73). Изополю нормальных напряжений по оси Z

NODAL SOLUTION

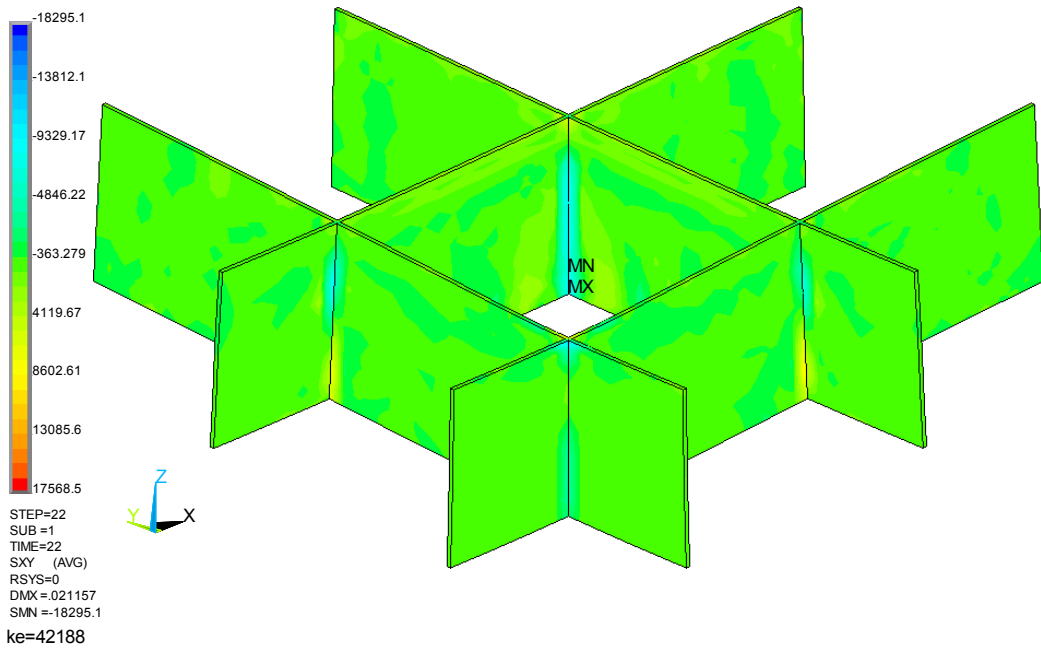


Рис. Б.46 – РС7(73). Изополю касательных напряжений по оси XY

NODAL SOLUTION

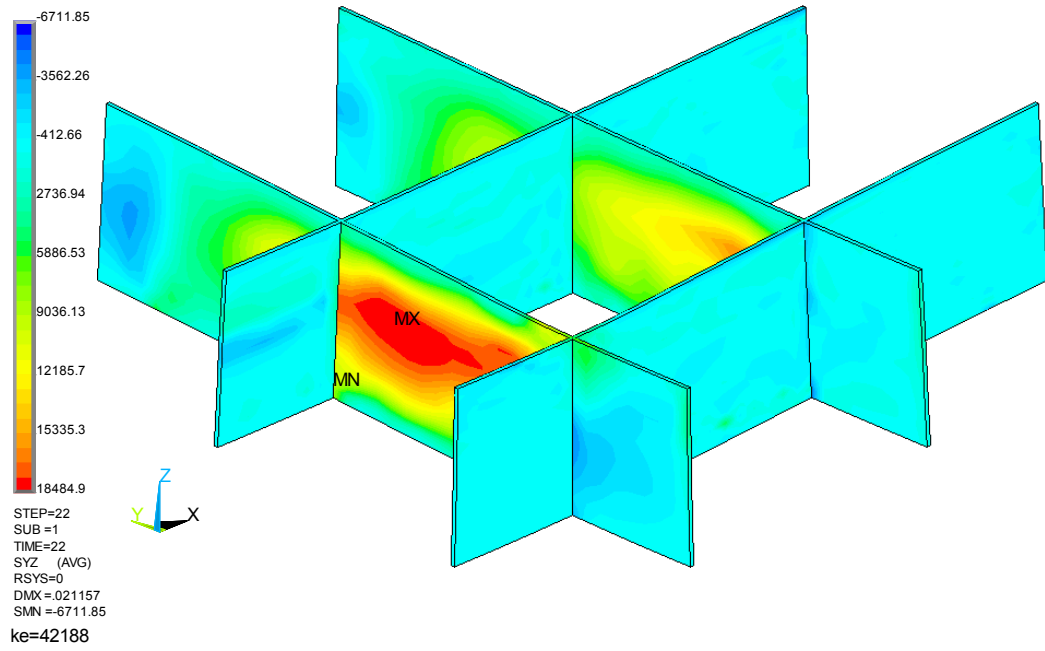


Рис. Б.47 – РС7(73). Изополя касательных напряжений по оси YZ

NODAL SOLUTION

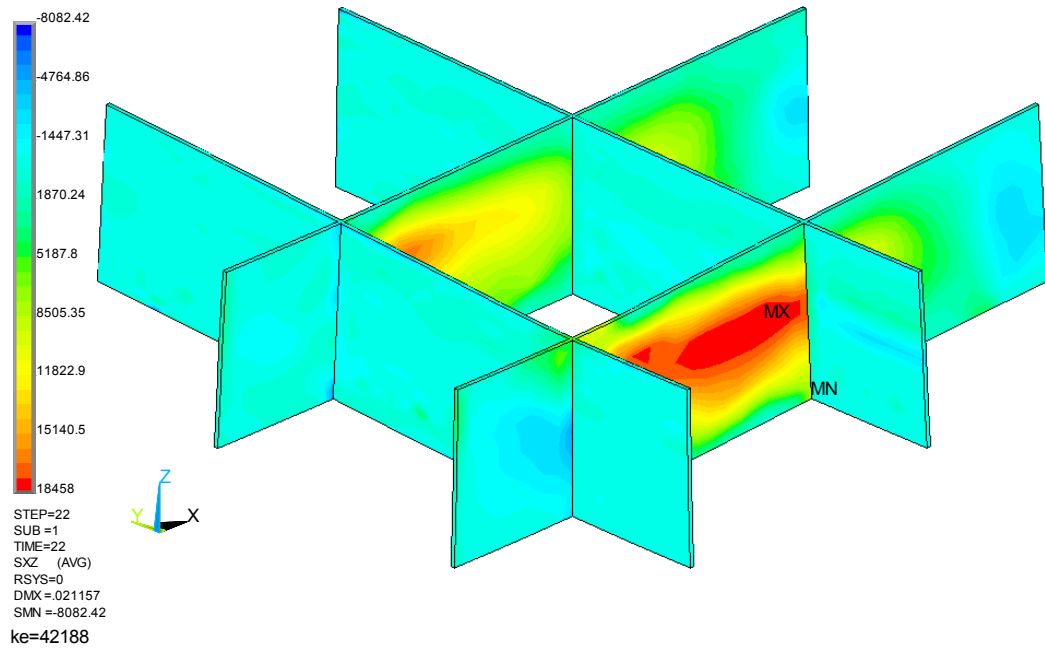


Рис. Б.48 – РС7(73). Изополя касательных напряжений по оси ZX

NODAL SOLUTION

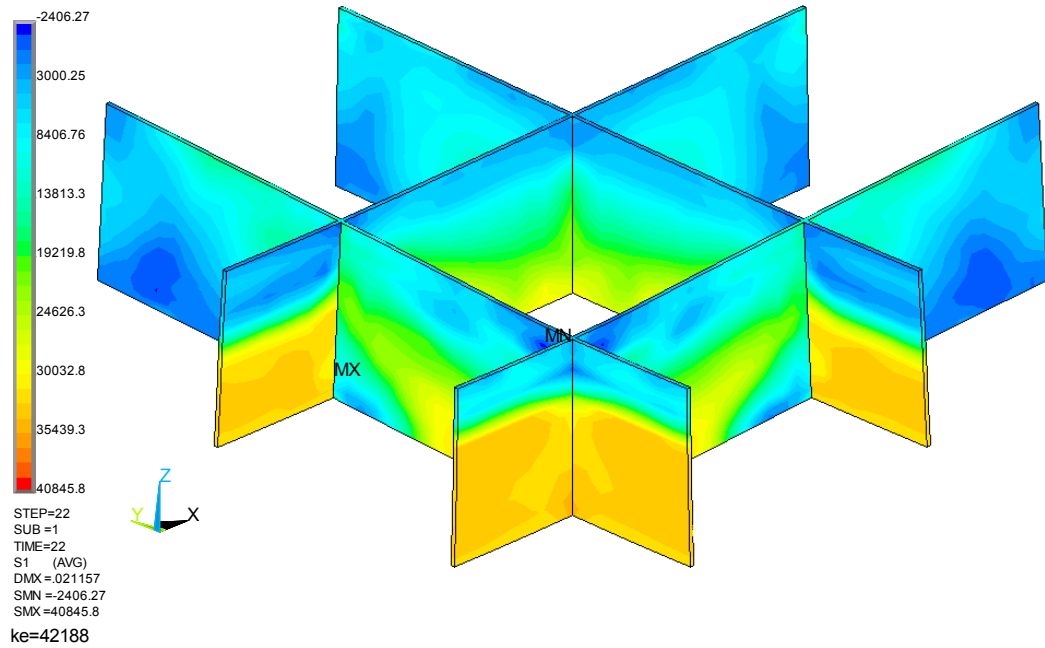


Рис. Б.49 – РС7(73). Изополя главных напряжений σ_1

NODAL SOLUTION

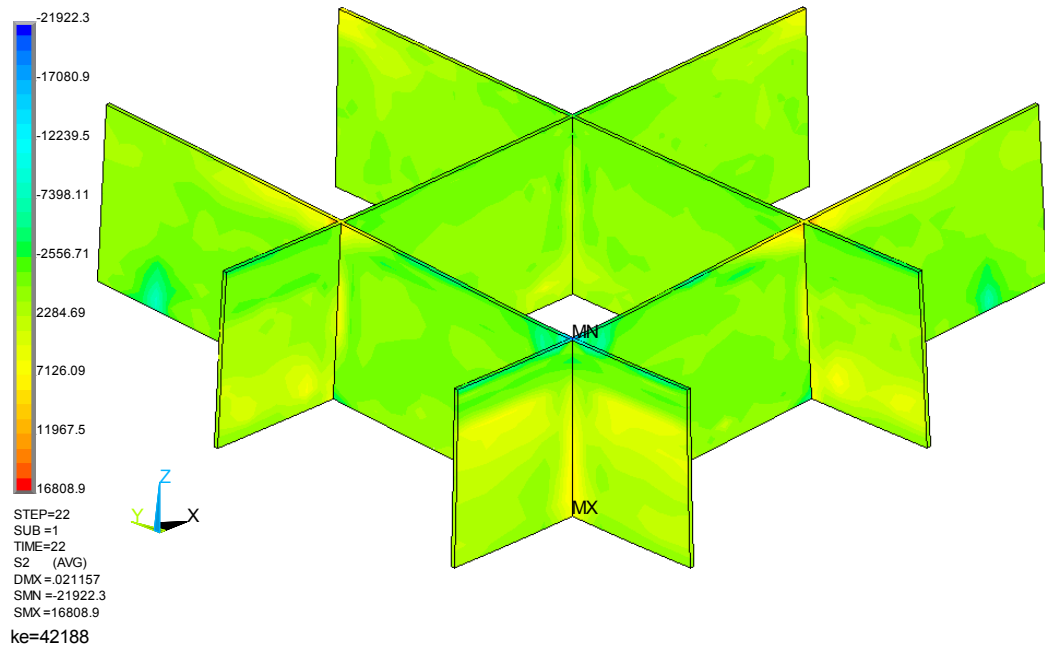


Рис. Б.50 – РС7(73). Изополя главных напряжений σ_2

NODAL SOLUTION

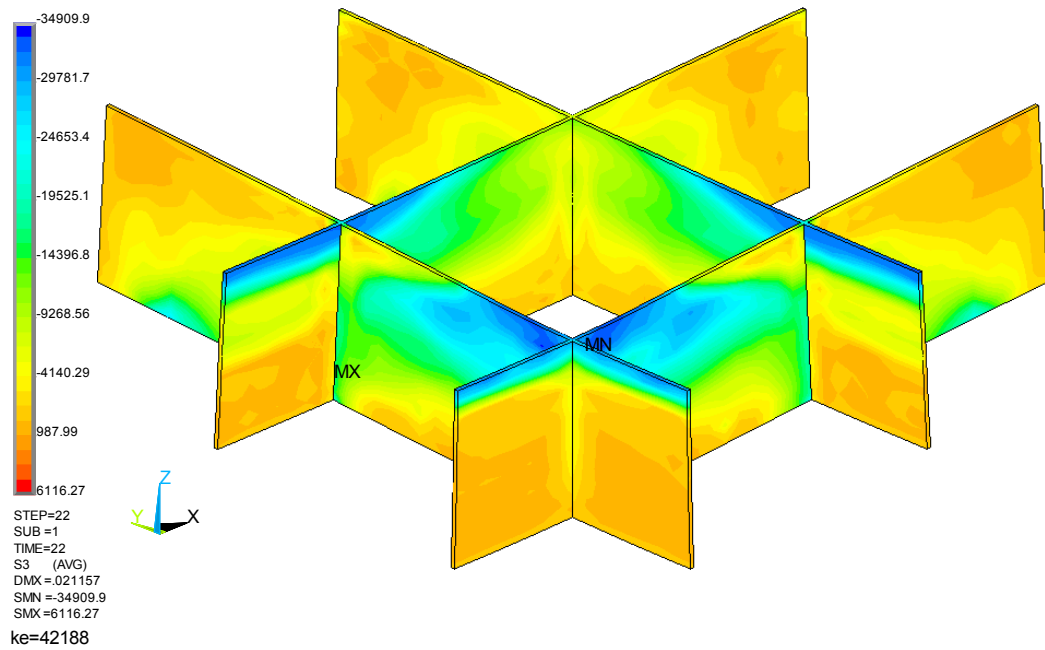


Рис. Б.51 – РС7(73). Изополя главных напряжений σ_3

NODAL SOLUTION

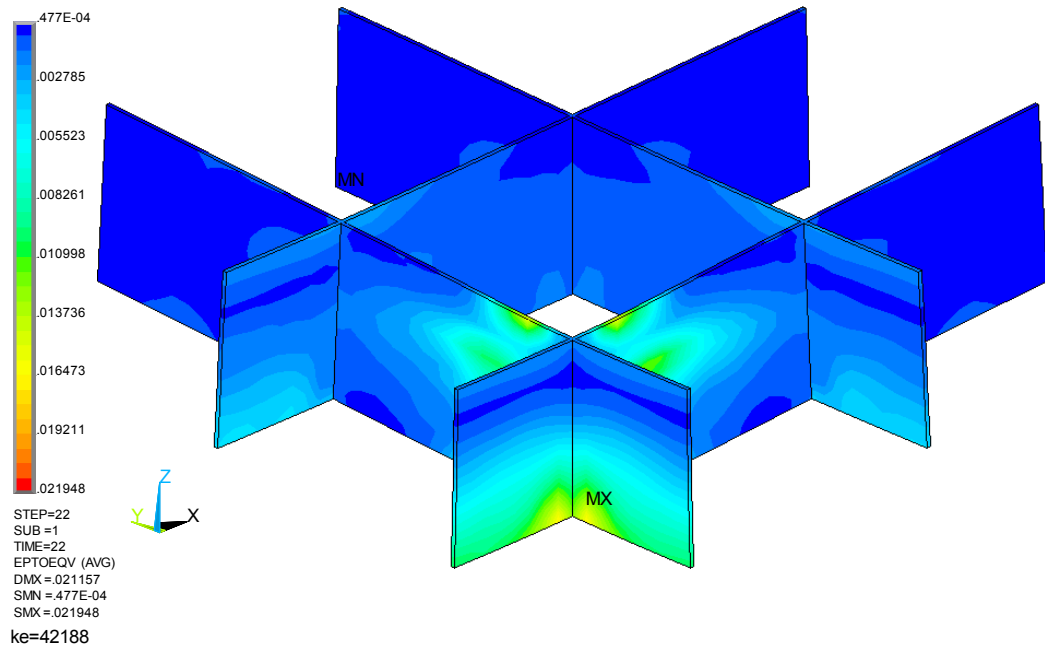


Рис. Б.52 – РС7(73). Изополя эквивалентных общих относительных деформаций

На рис. Б.53 показаны изополя перемещений арматурных стержней обоймы по оси Z в РС7(73), полученные в ПК ANSYS 13.0, с учётом физической нелинейности, образования и развития трещин в бетоне. Разрушающая нагрузка составила $P_{col} = 912,0$ тс/м² (эквивалентное усилие 228,0 тс), максимальный прогиб -22,4 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 23 шага: 1 шаг – собственный вес фрагмента плиты и оснастки (8 тс), остальные 22 по 40 тс/м² (10 тс).

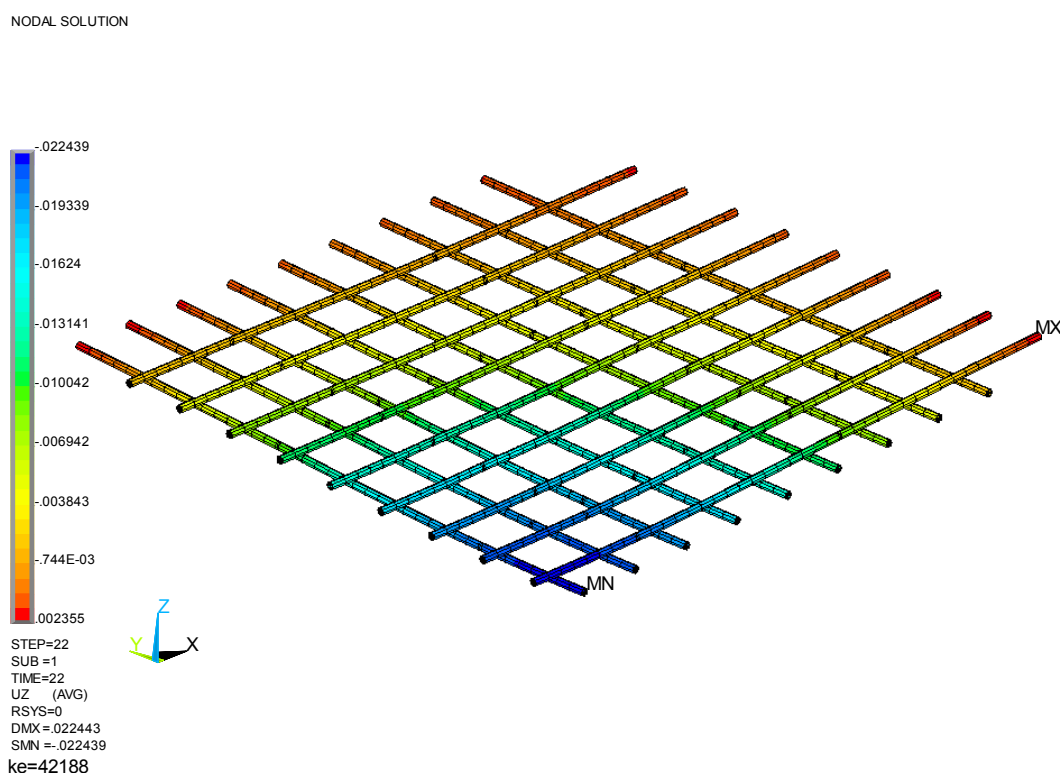


Рис. Б.53 – РС7(73). Изополя перемещений по оси Z (прогибов)

На рис. Б.54...Б.59 показаны изополя нормальных напряжений σ_x , касательных напряжений $\tau_{xy}=\tau_{yx}$, $\tau_{zx}=\tau_{xz}$, главных напряжений σ_1 , σ_3 , эквивалентных напряжений по теории фон Мизеса σ_0 арматурных стержней обоймы.

На рис. Б.60 показаны изополя эквивалентных общих относительных деформаций арматурных стержней обоймы.

NODAL SOLUTION

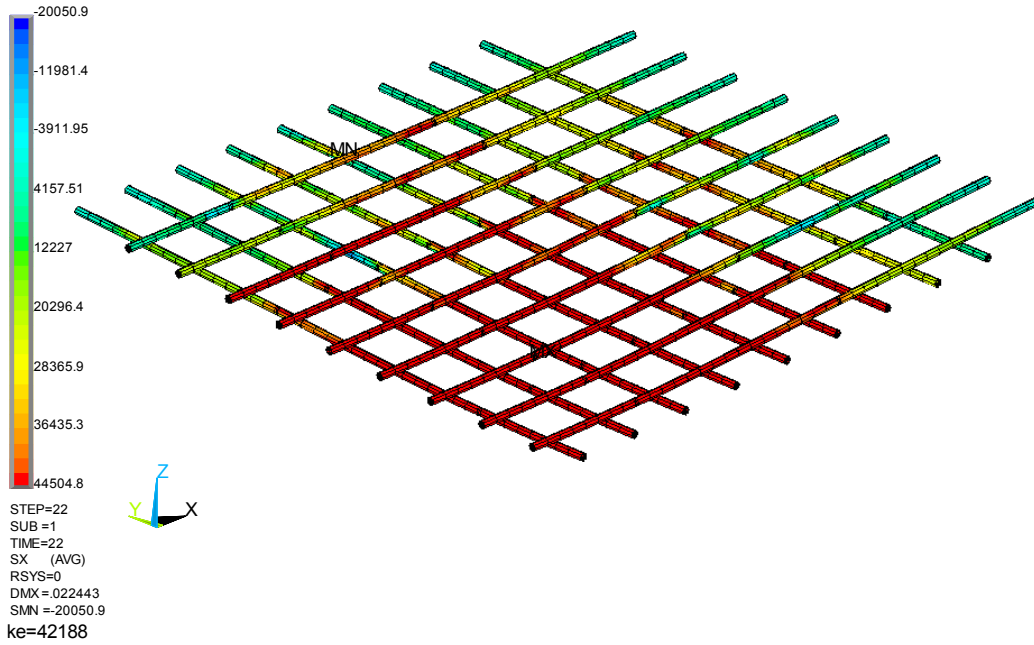


Рис. Б.54 – РС7(73). Изополя нормальных напряжений по оси X

NODAL SOLUTION

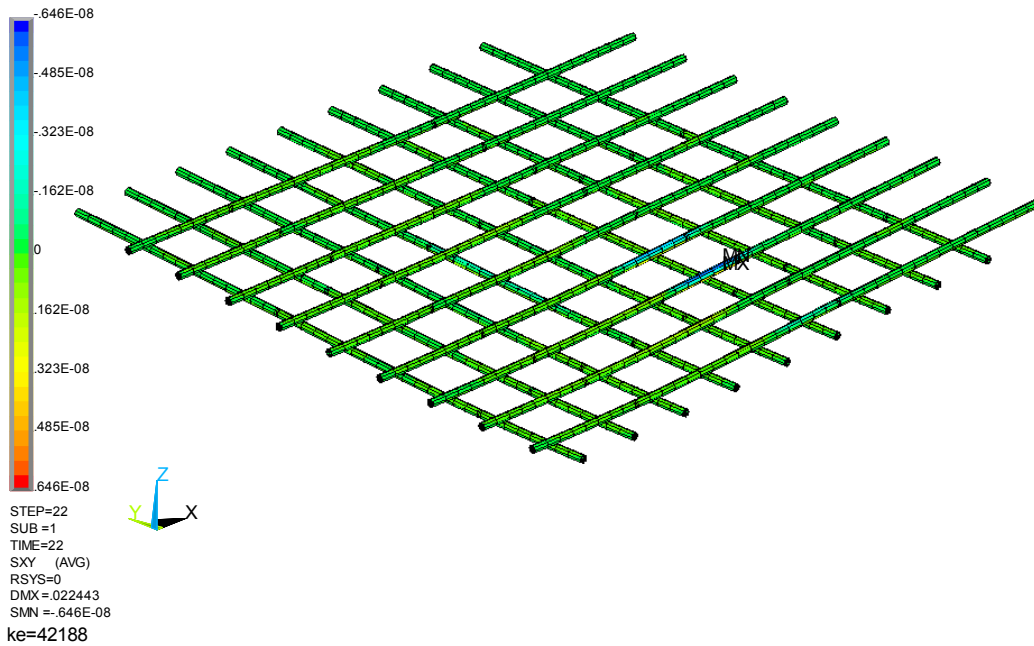


Рис. Б.55 – РС7(73). Изополя касательных напряжений по оси XY

NODAL SOLUTION

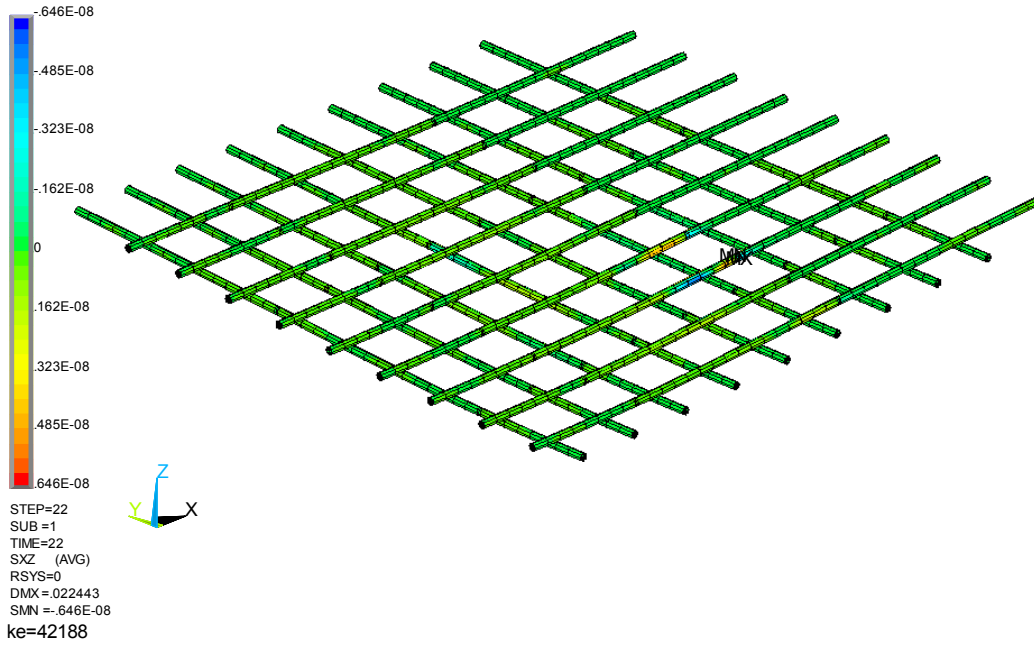


Рис. Б.56 – РС7(73). Изополя касательных напряжений по оси ZX

NODAL SOLUTION

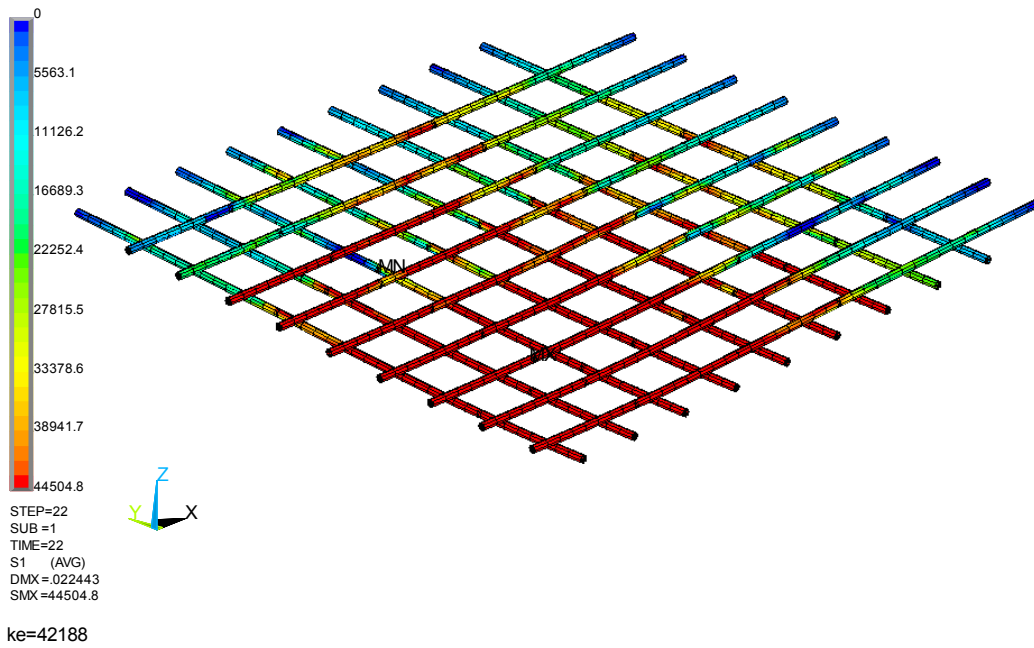


Рис. Б.57 – РС7(73). Изополя главных напряжений σ_1

NODAL SOLUTION

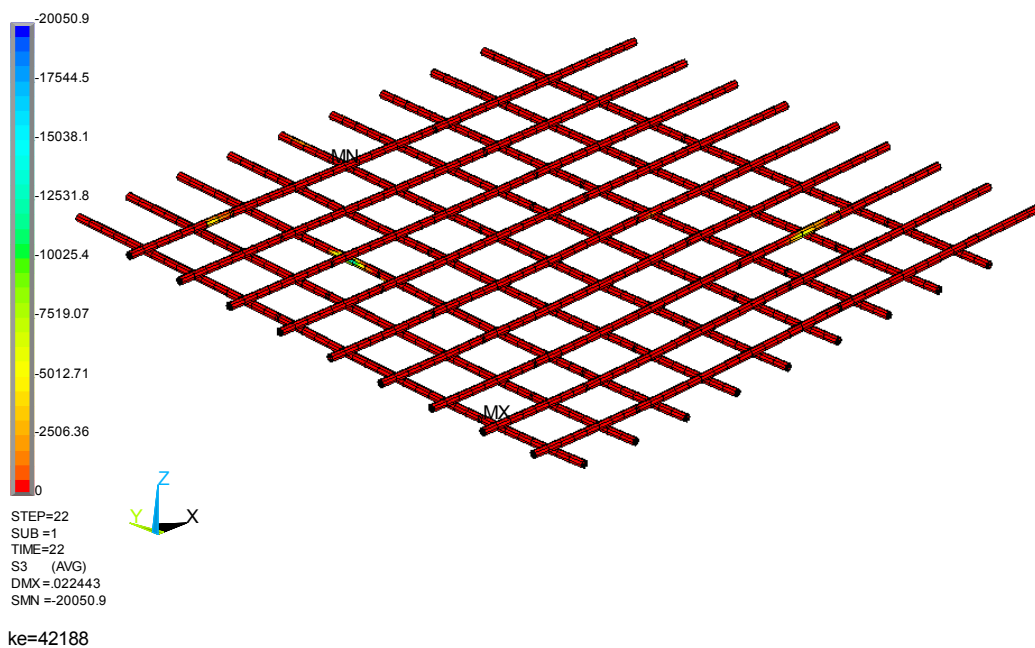


Рис. Б.58 – РС7(73). Изополя главных напряжений σ_3

NODAL SOLUTION

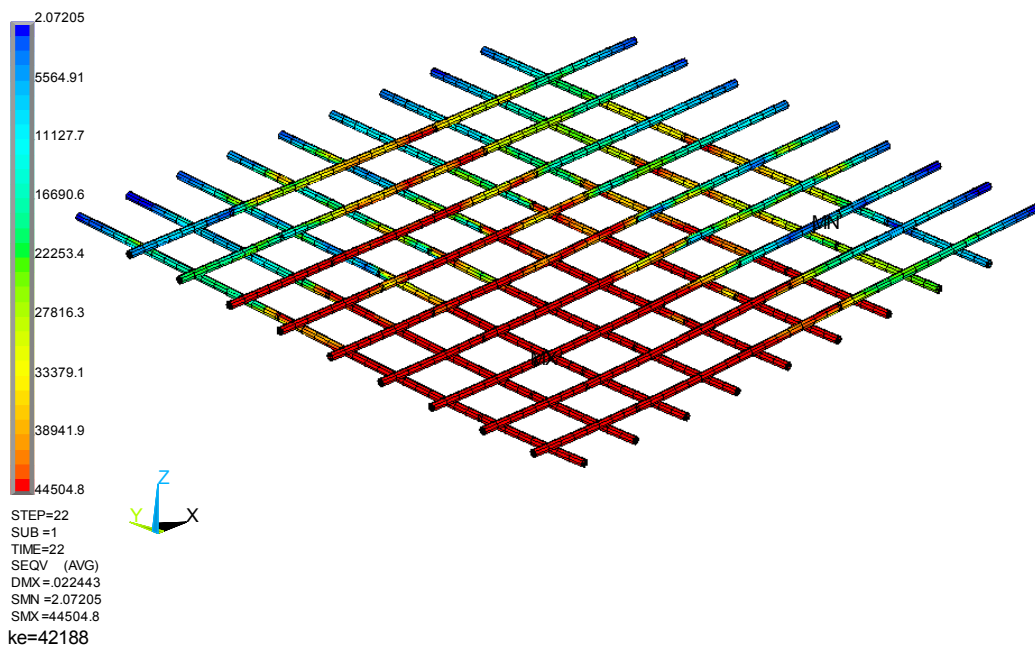


Рис. Б.59 – РС7(73). Изополя эквивалентных напряжений σ_0 по теории фон Мизеса

NODAL SOLUTION

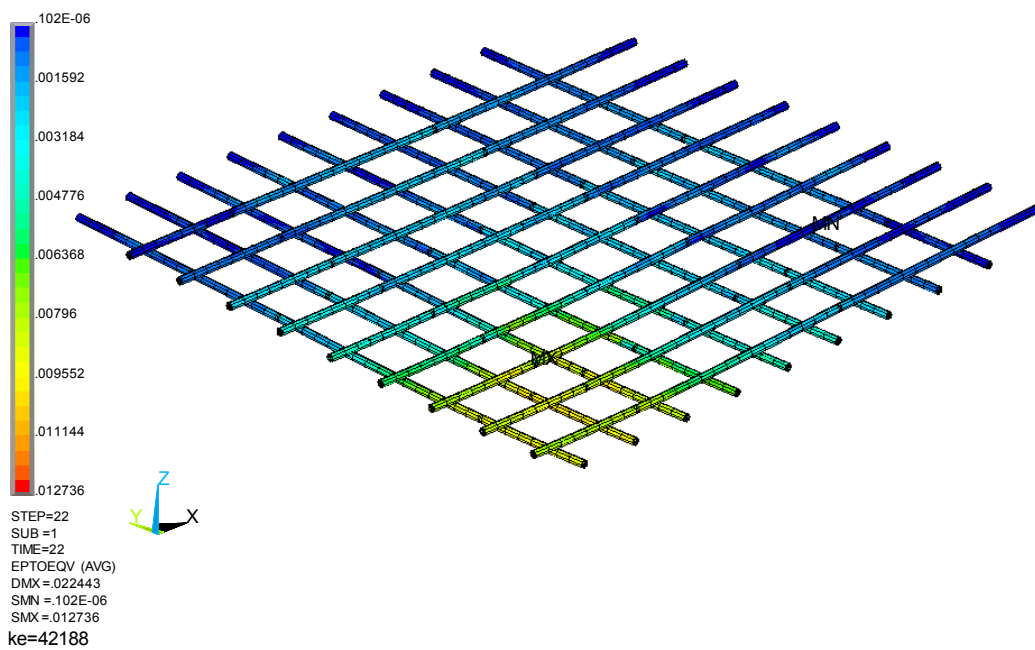


Рис. Б.60 – РС7(73). Изополя эквивалентных общих относительных деформаций

ПРИЛОЖЕНИЕ В

ИЗОПОЛЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В РАСЧЁТНЫХ СХЕМАХ 81...83 (РС81... РС83)

На рис. В.1 показаны изополя перемещений нижней грани бетона по оси Z в РС81, полученные в ПК ANSYS 13.0, с учётом физической нелинейности, образования и развития трещин при действии расчётных нагрузок. Разрушающая нагрузка составила $q_l = 3,1$ тс/м² (эквивалентное усилие 251,1 тс), максимальный прогиб -90,9 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 31 шаг, каждый по 0,1 тс/м².

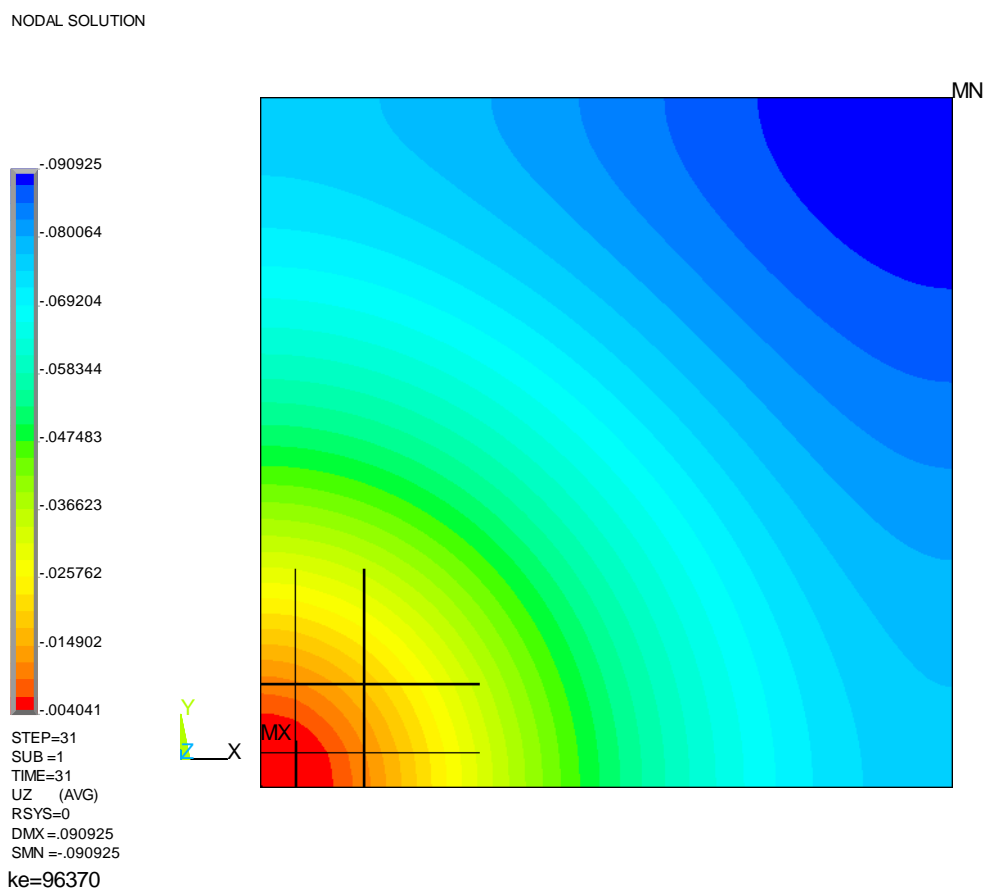


Рис. В.1 – РС81. Изополя перемещений нижней грани по оси Z (прогибов)

На рис. В.2...В.8 показаны изополя нормальных напряжений σ_x , σ_y , σ_z , главных напряжений σ_1 , σ_2 , σ_3 , эквивалентных напряжений по теории Вильяма-Варнка σ_0 , действующие в нижней грани плиты перекрытия. На рис. В.9...В.15 показаны изополя нормальных напряжений σ_x , σ_y , σ_z , главных напряжений σ_1 , σ_2 , σ_3 , эквивалентных напряжений по теории Вильяма-Варнка σ_0 , действующие в верхней грани плиты перекрытия.

NODAL SOLUTION

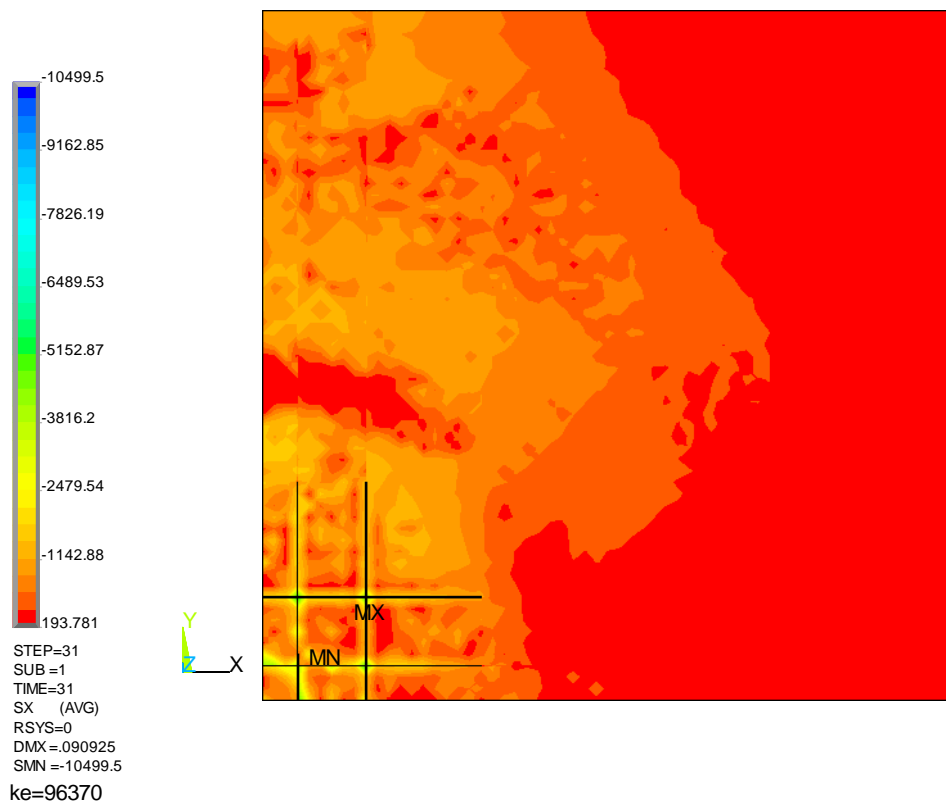


Рис. В.2 – РС81. Изополя нормальных напряжений нижней грани по оси X

NODAL SOLUTION

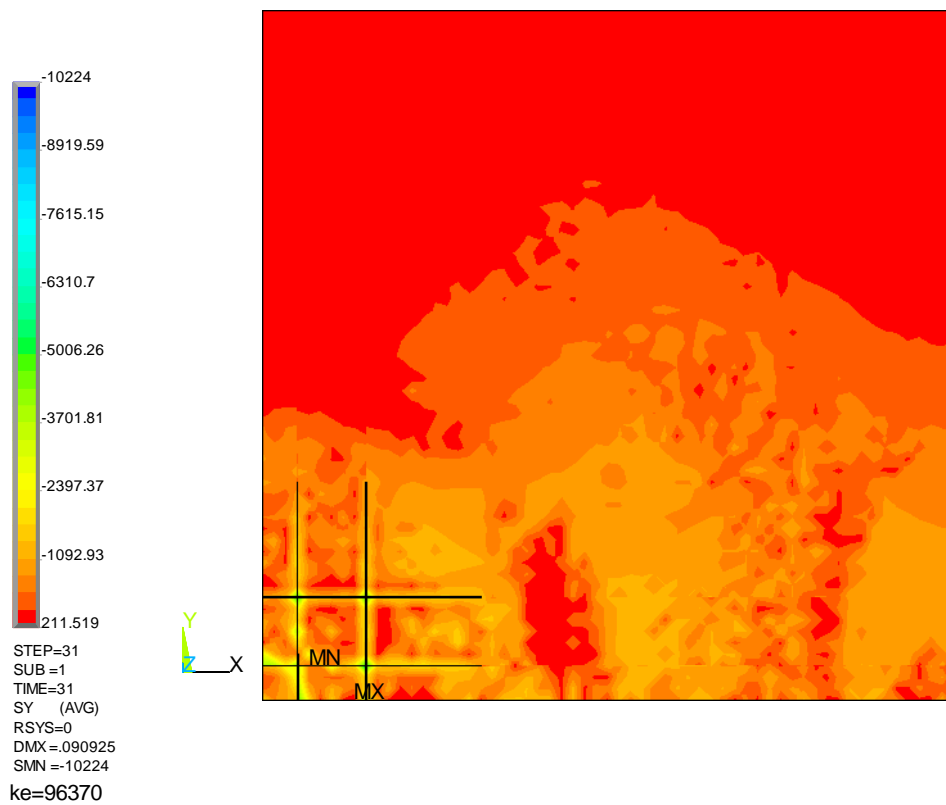


Рис. В.3 – РС81. Изополя нормальных напряжений нижней грани по оси Y

NODAL SOLUTION

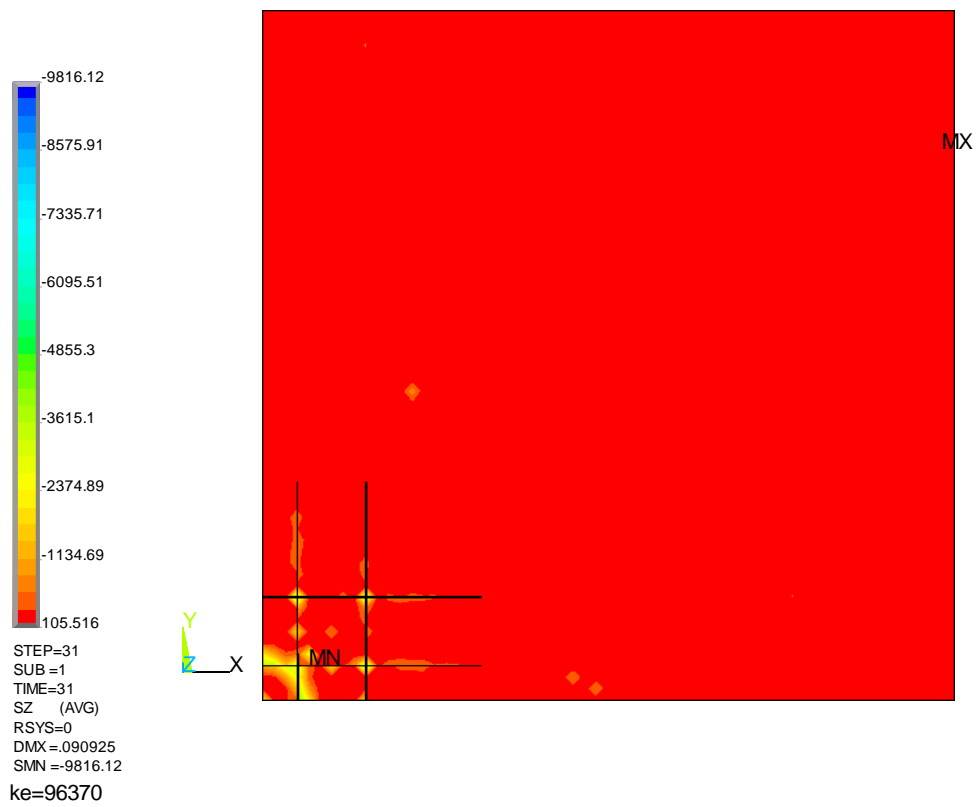


Рис. В.4 – РС81. Изополя нормальных напряжений нижней грани по оси Z

NODAL SOLUTION

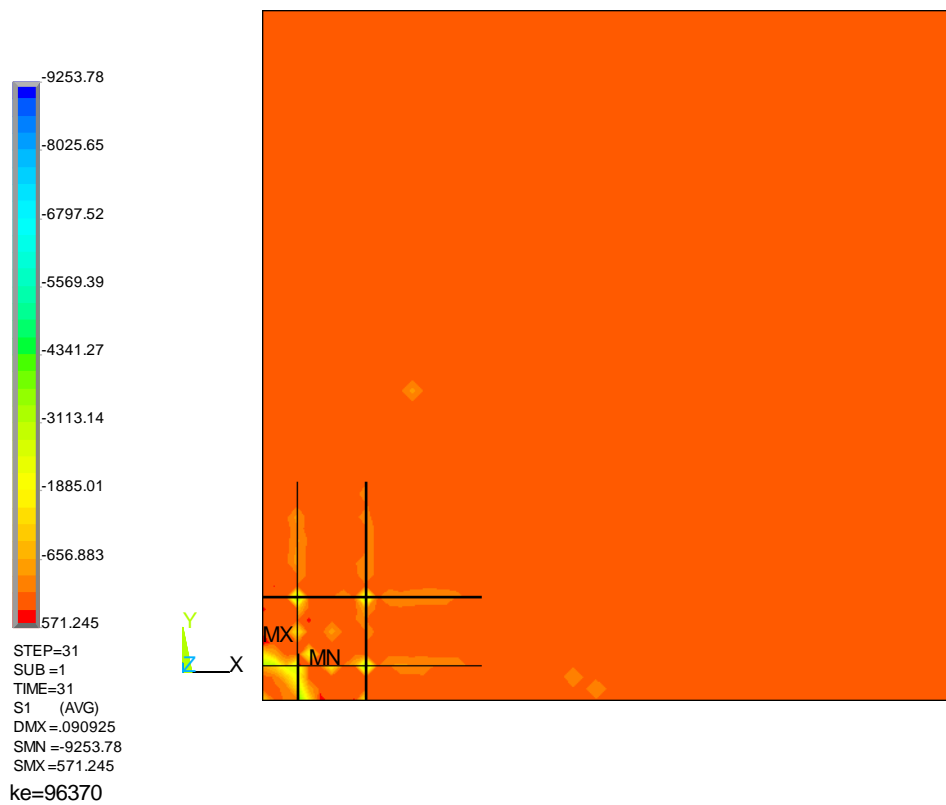


Рис. В.5 – РС81. Изополя главных напряжений нижней грани σ_1

NODAL SOLUTION

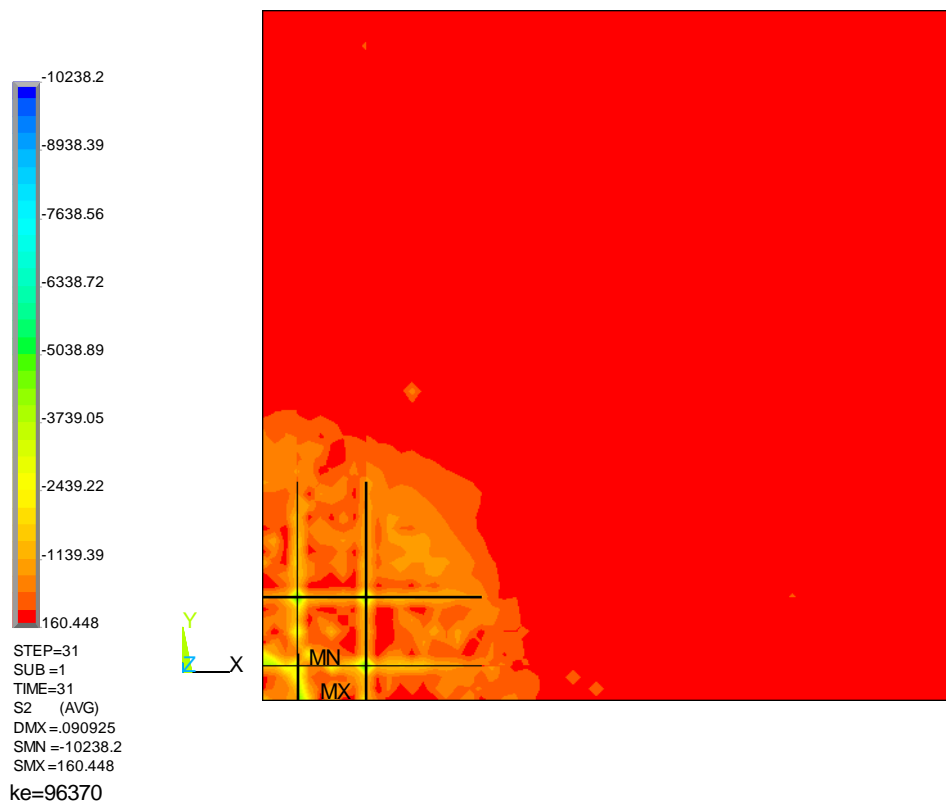


Рис. В.6 – РС81. Изополя главных напряжений нижней грани σ_2

NODAL SOLUTION

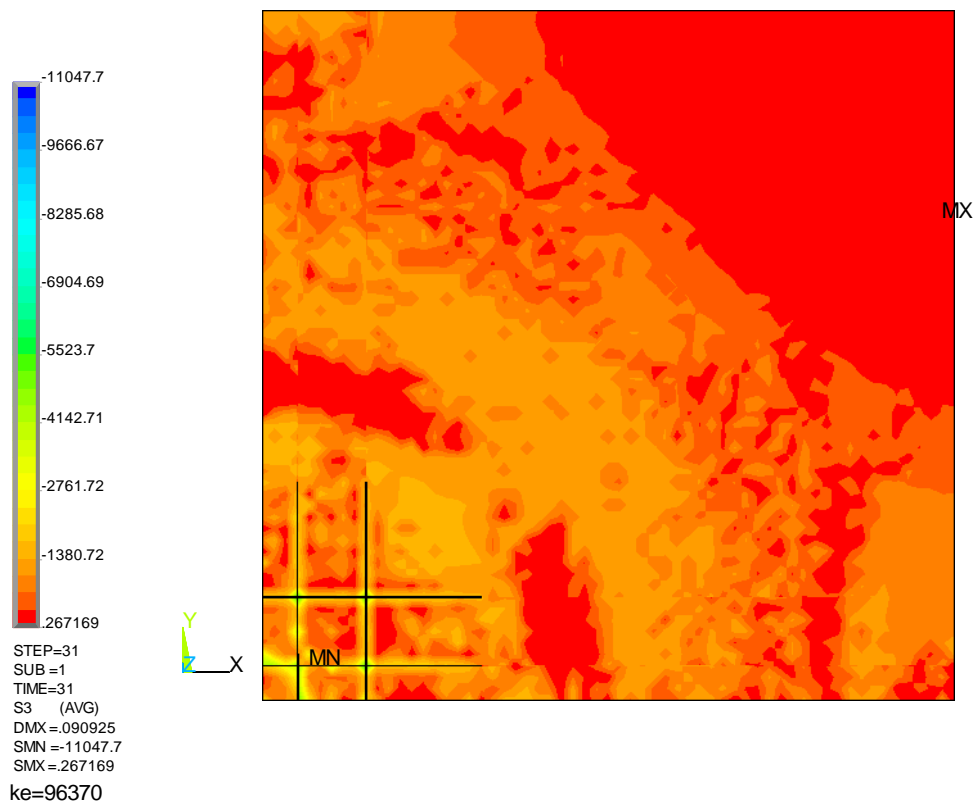


Рис. В.7 – РС81. Изополя главных напряжений нижней грани σ_3

NODAL SOLUTION

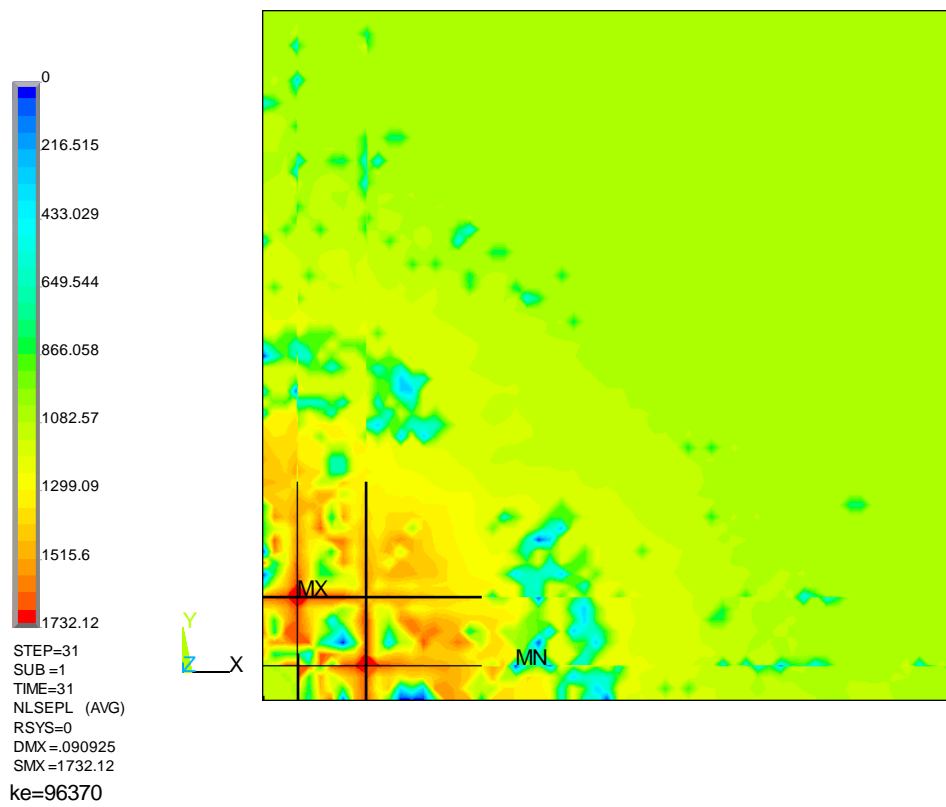


Рис. В.8 – РС81. Изополя эквивалентных напряжений нижней грани $\sigma_{0, \text{VV}}$

NODAL SOLUTION

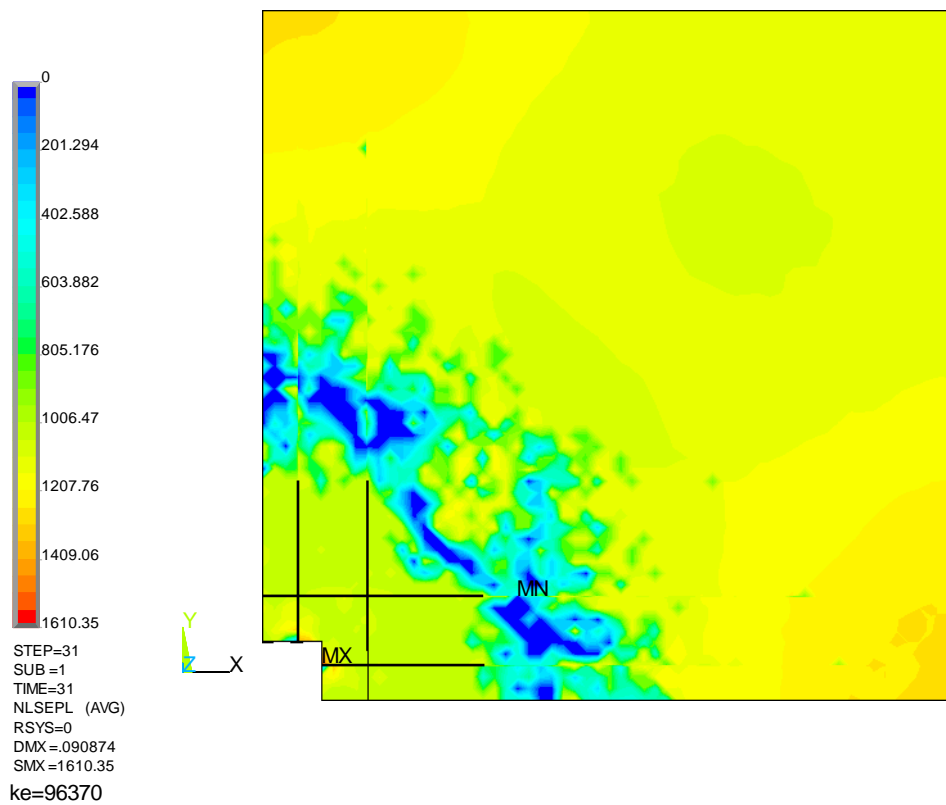


Рис. В.9 – РС81. Изополя эквивалентных напряжений верхней грани $\sigma_{0, \text{VV}}$

NODAL SOLUTION

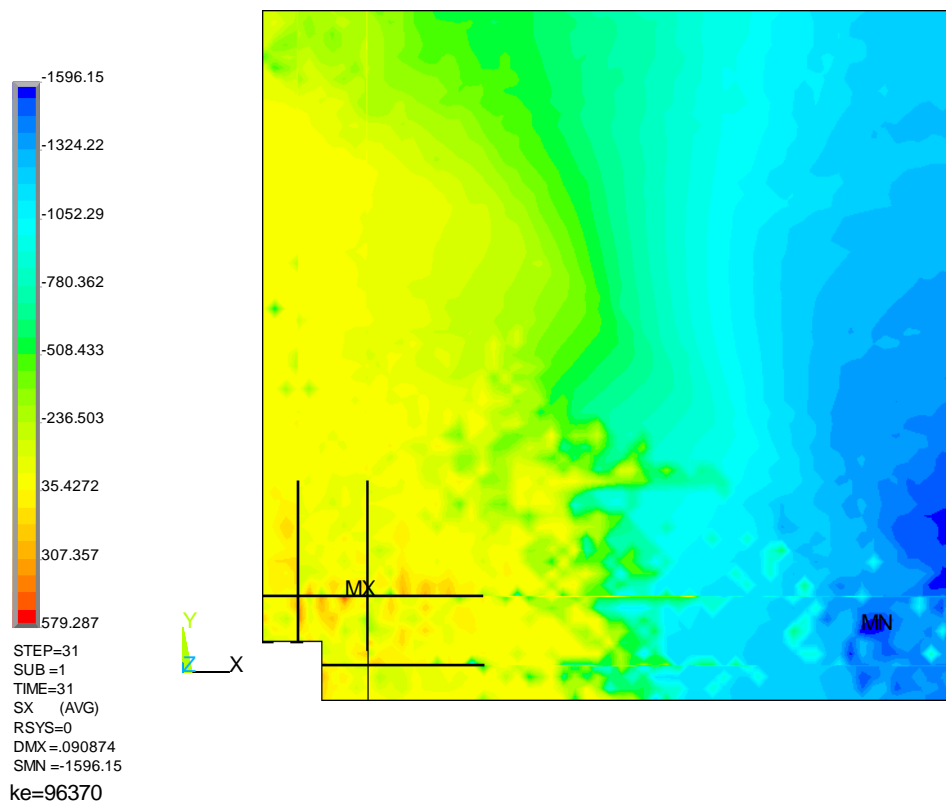


Рис. В.10 – РС81. Изополя нормальных напряжений верхней грани по оси X

NODAL SOLUTION

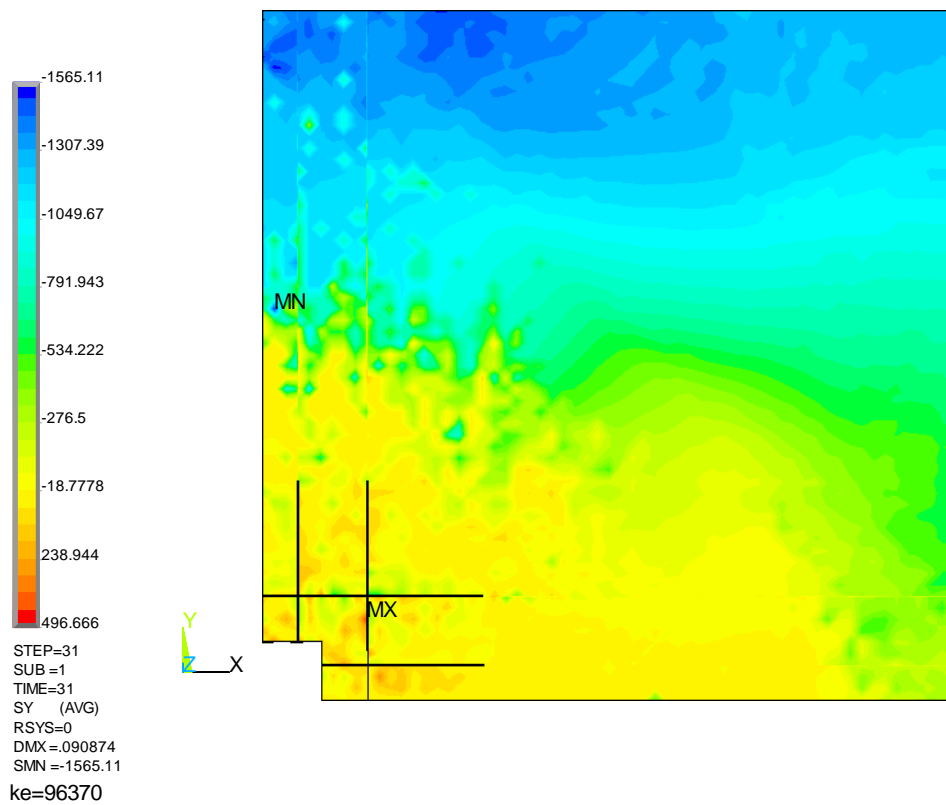


Рис. В.11 – РС81. Изополя нормальных напряжений верхней грани по оси Y

NODAL SOLUTION

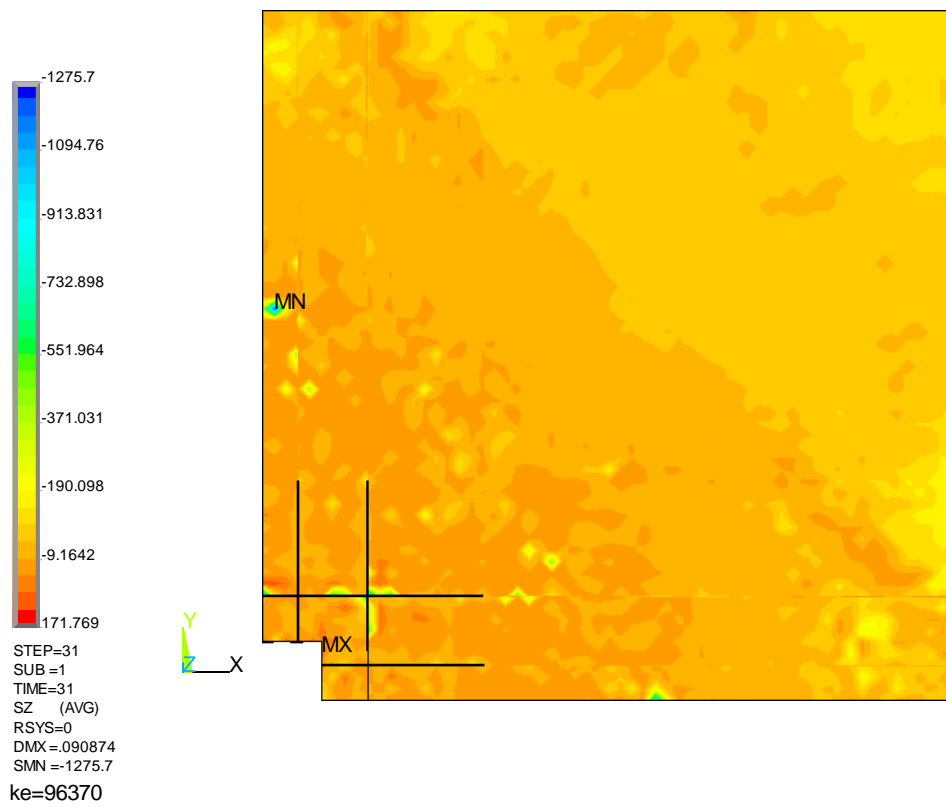


Рис. В.12 – РС81. Изополя нормальных напряжений верхней грани по оси Z

NODAL SOLUTION

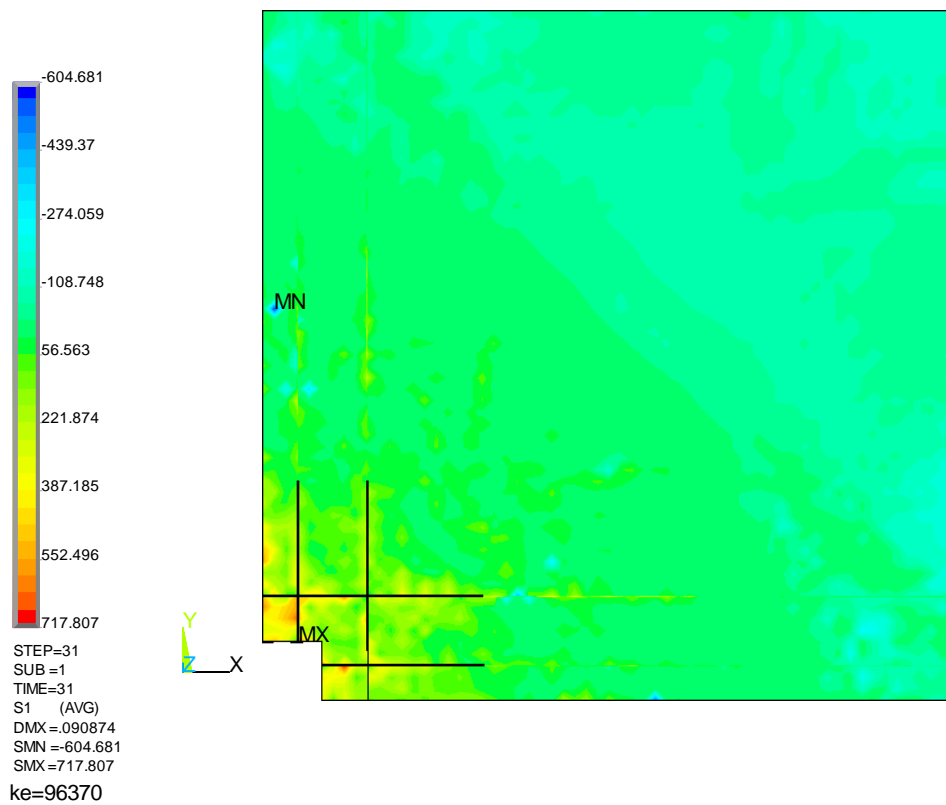


Рис. В.13 – РС81. Изополя главных напряжений верхней грани σ_1

NODAL SOLUTION

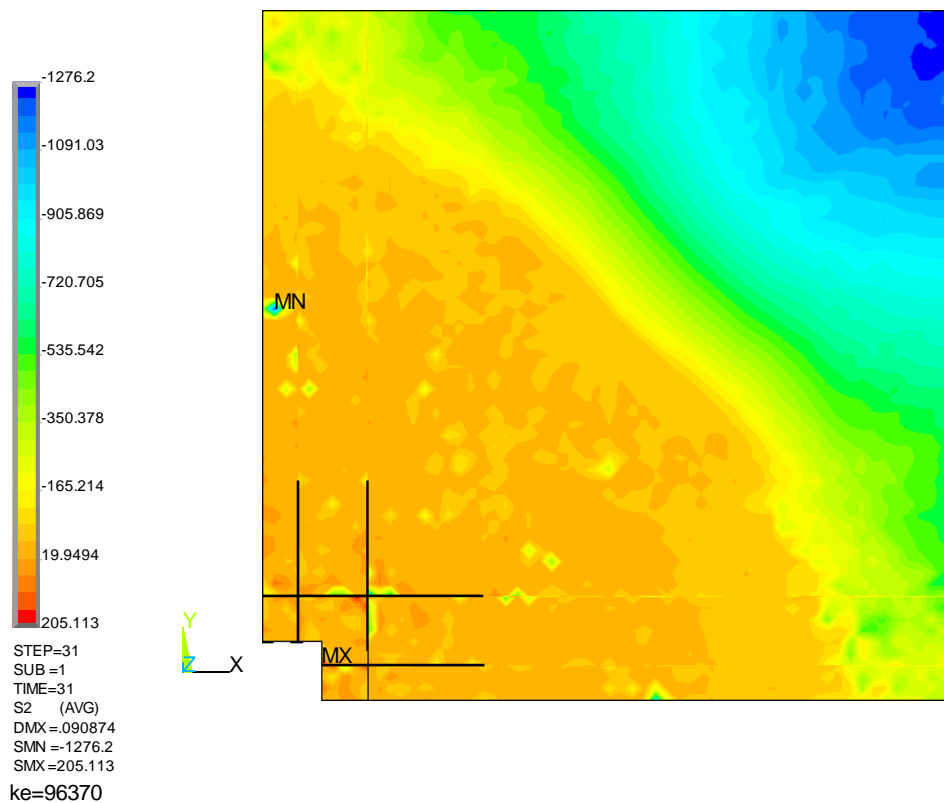


Рис. В.14 – РС81. Изополя главных напряжений верхней грани σ_2

NODAL SOLUTION

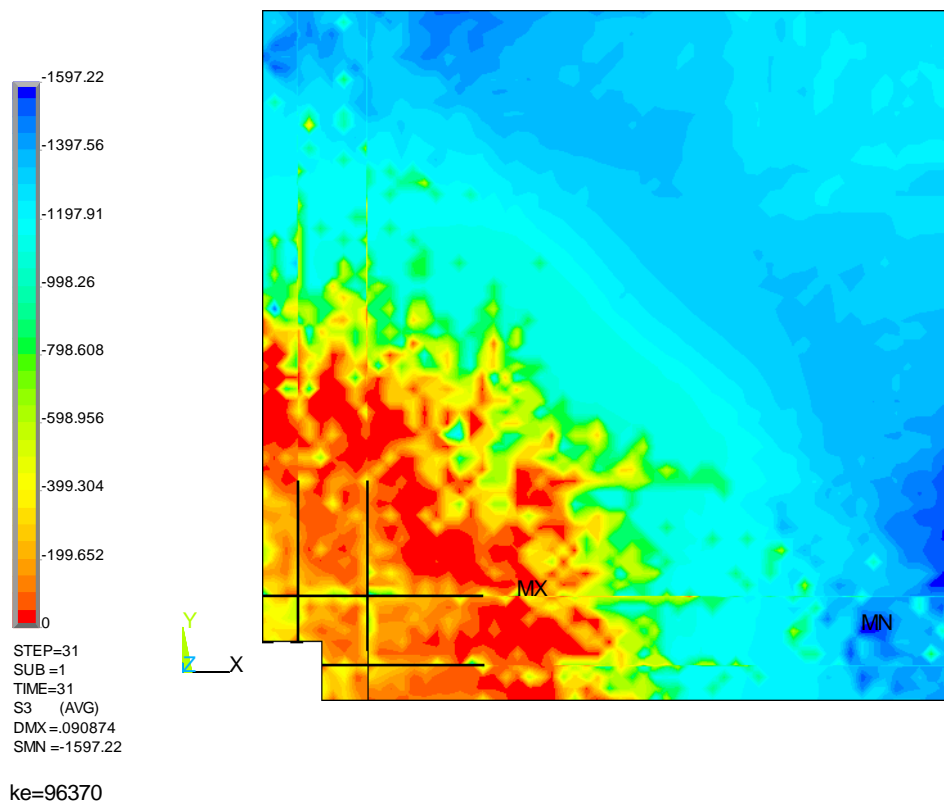


Рис. В.15 – РС81. Изополя главных напряжений верхней грани σ_3

На рис. В.16 показаны изополя перемещений стальных листов обоймы по оси Z в РС81, полученные в ПК ANSYS 13.0, с учётом физической нелинейности, образования и развития трещин в бетоне. Разрушающая нагрузка составила $q_l = 3,1 \text{ тс/м}^2$ (эквивалентное усилие 251,1 тс), максимальный прогиб -90,9 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 31 шаг, каждый по $0,1 \text{ тс/м}^2$.

На рис. В.17...В.27 показаны изополя нормальных напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, касательных напряжений $\tau_{xy}=\tau_{yx}, \tau_{yz}=\tau_{zy}, \tau_{zx}=\tau_{xz}$, главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, эквивалентных напряжений по теории фон Мизеса σ_0 стальных листов металлической обоймы.

На рис. В.28 показаны изополя эквивалентных общих относительных деформаций стальных листов металлической обоймы.

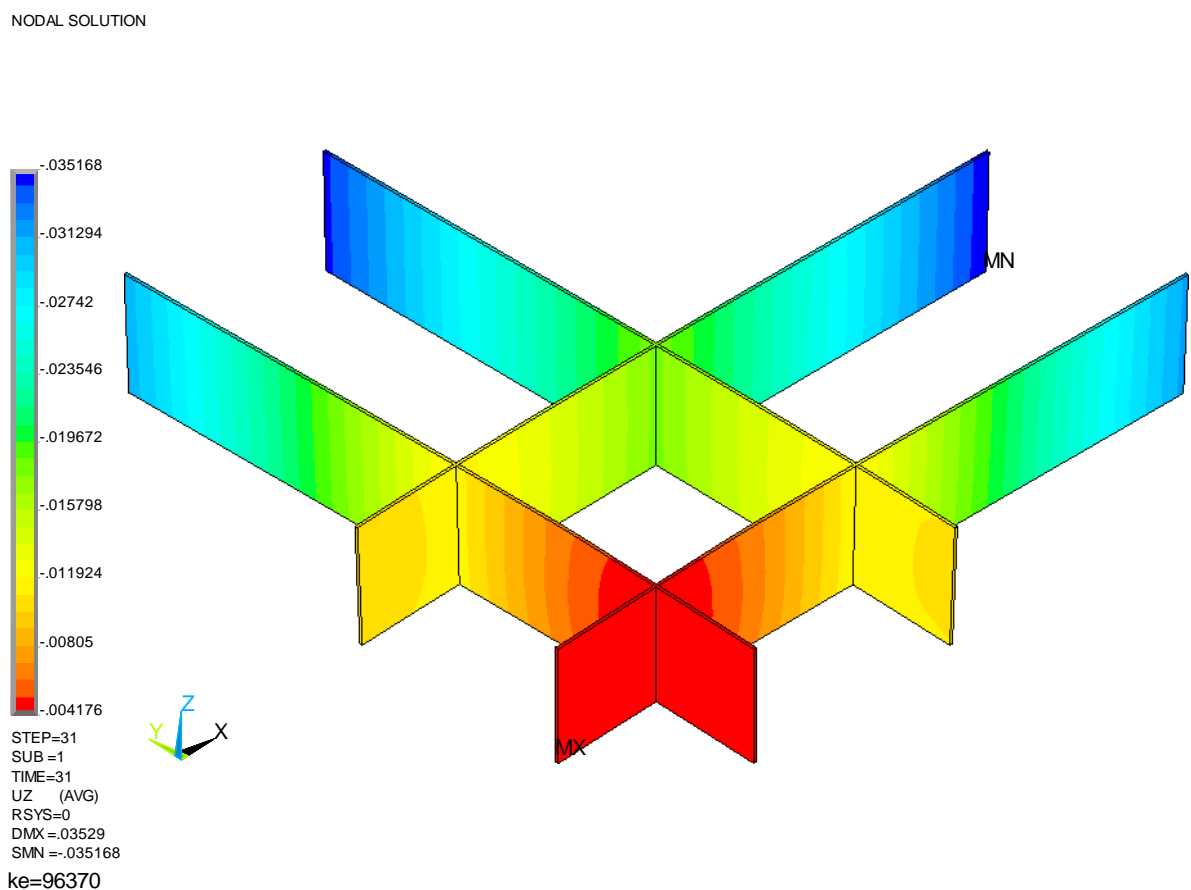


Рис. В.16 – РС81. Изополя перемещений по оси Z (прогибов)

NODAL SOLUTION

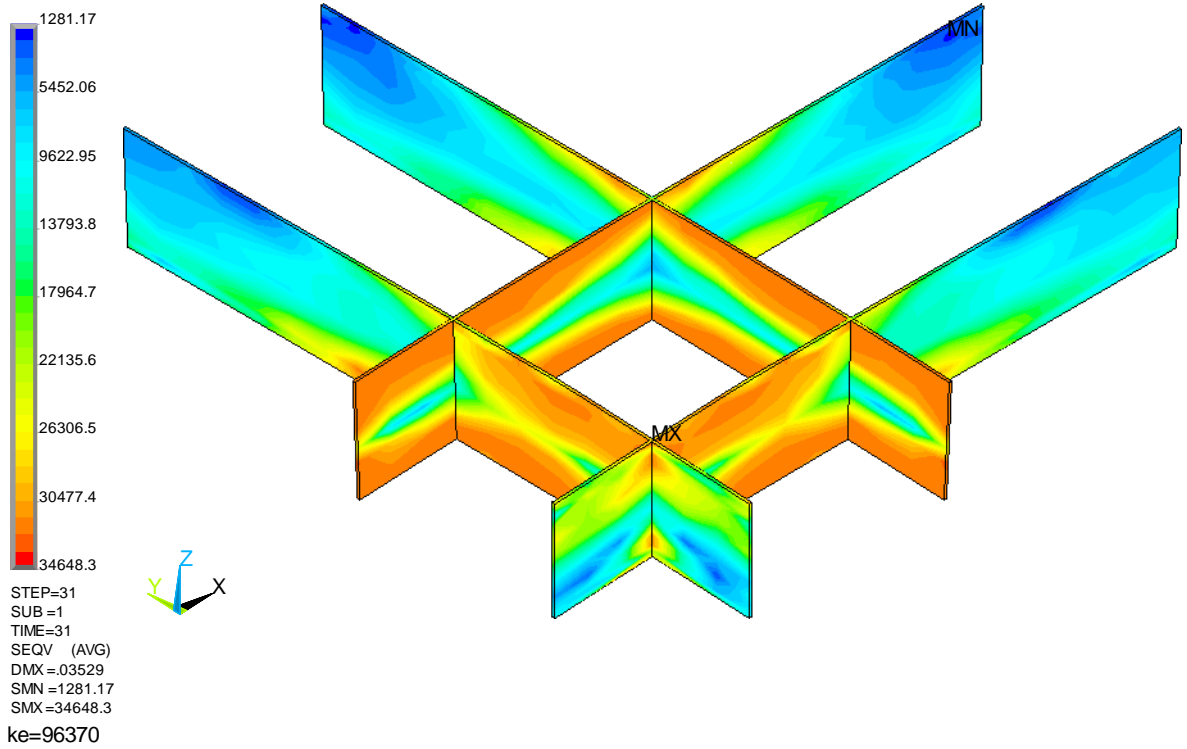


Рис. В.17 – РС81. Изополя эквивалентных напряжений $\sigma_{\theta,M}$ по теории фон Мизеса

NODAL SOLUTION

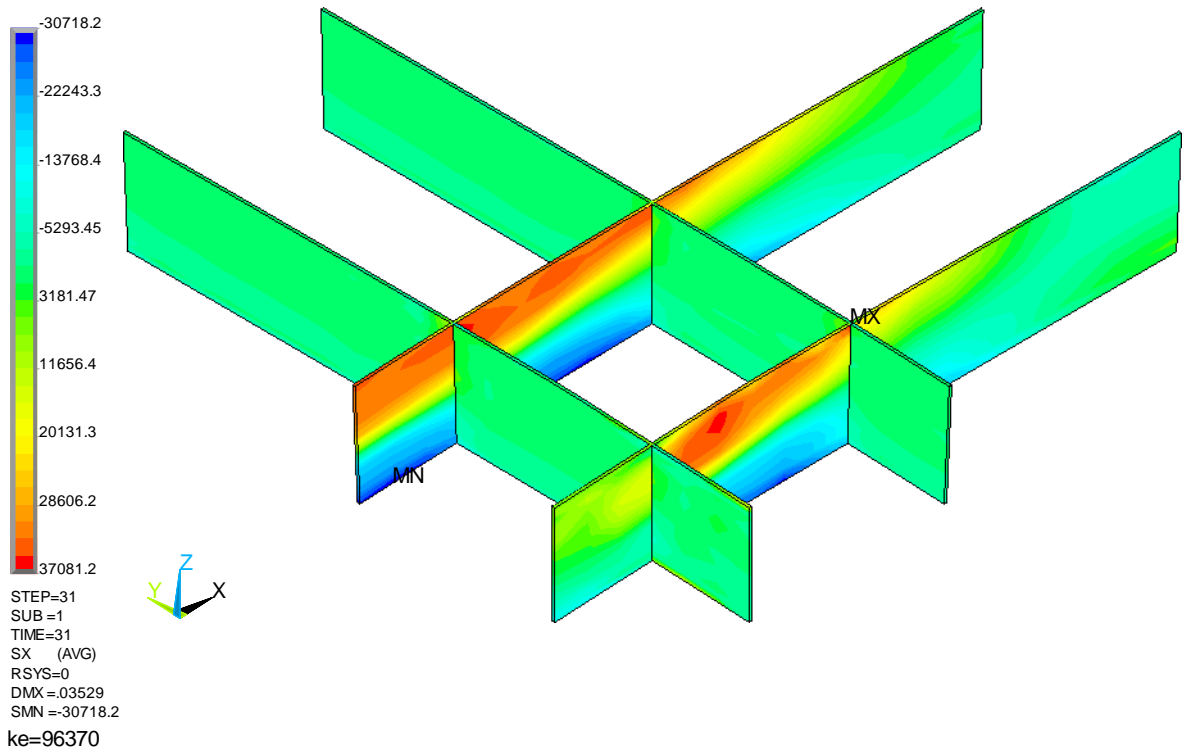


Рис. В.18 – РС81. Изополя нормальных напряжений по оси X

NODAL SOLUTION

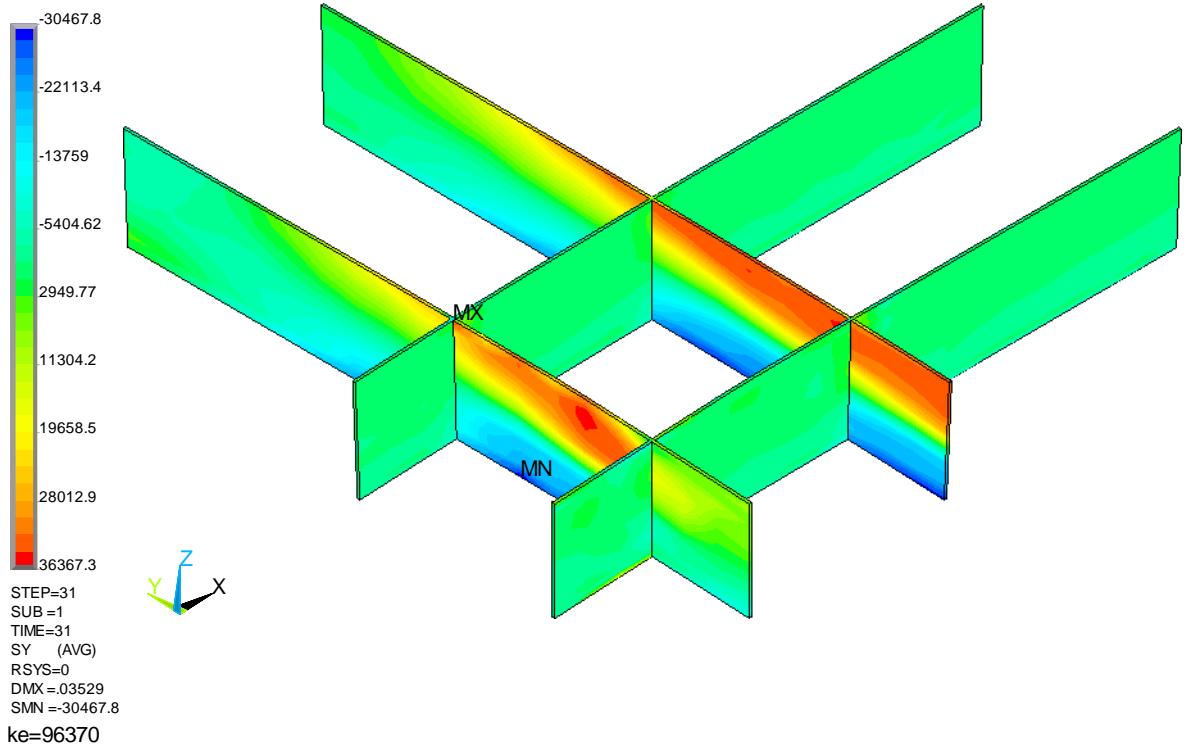


Рис. В.19 – РС81. Изополя нормальных напряжений по оси Y

NODAL SOLUTION

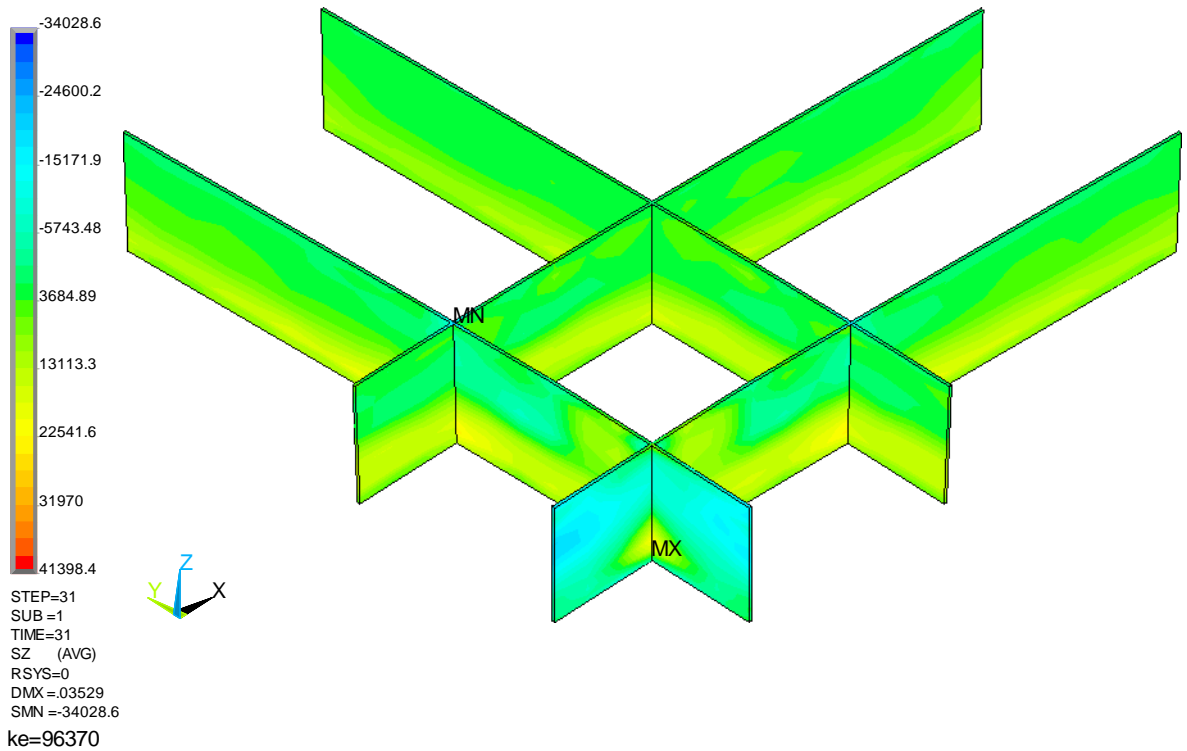


Рис. В.20 – РС81. Изополя нормальных напряжений по оси Z

NODAL SOLUTION

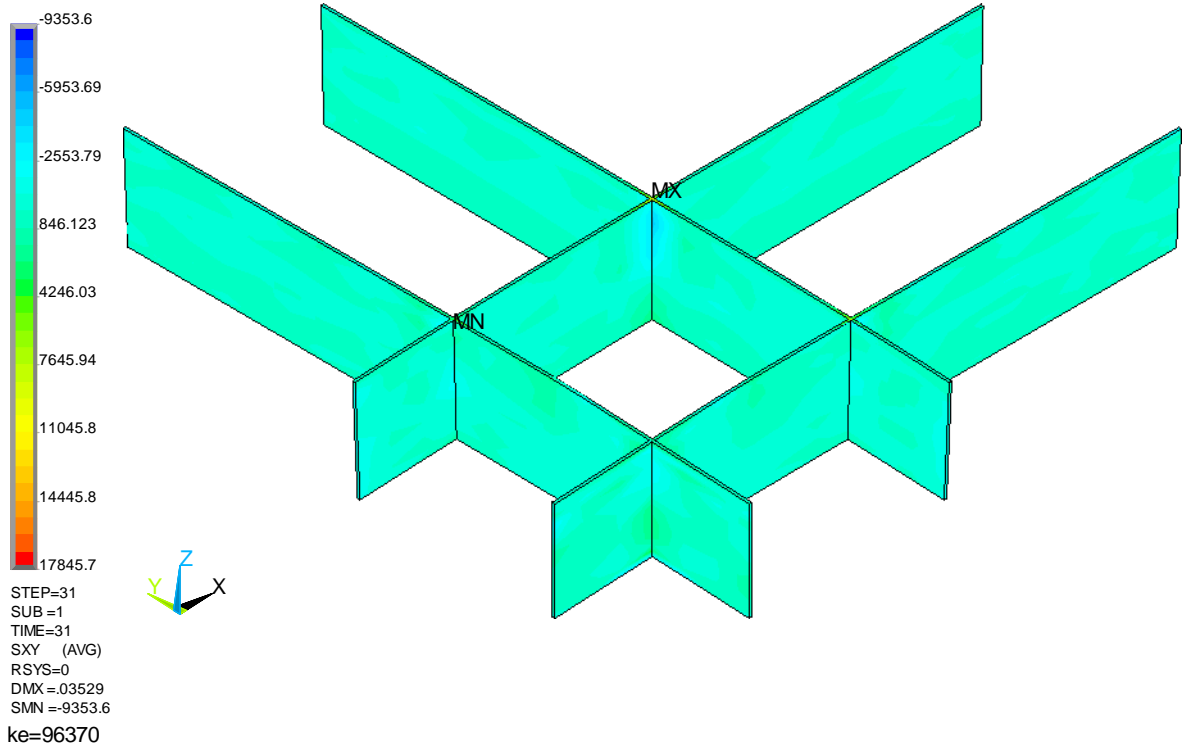


Рис. В.21 – РС81. Изополя касательных напряжений по оси XY

NODAL SOLUTION

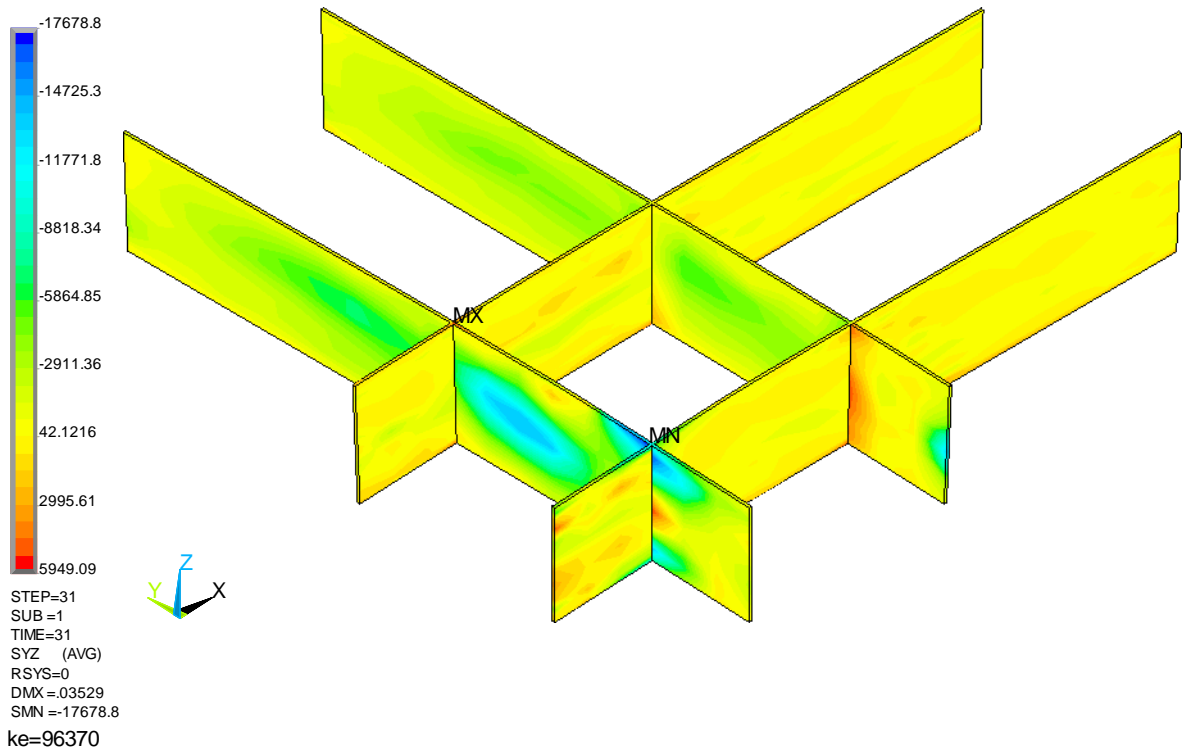


Рис. В.22 – РС81. Изополя касательных напряжений по оси YZ

NODAL SOLUTION

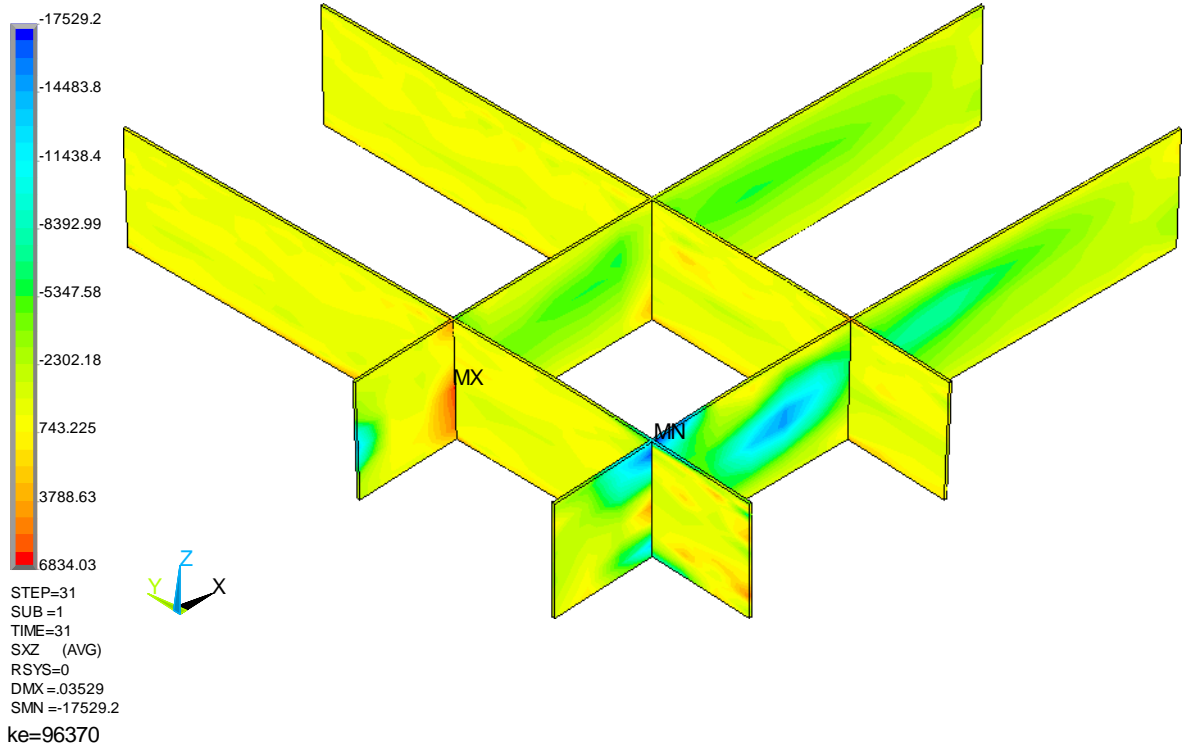


Рис. В.23 – РС81. Изополя касательных напряжений по оси ZX

NODAL SOLUTION

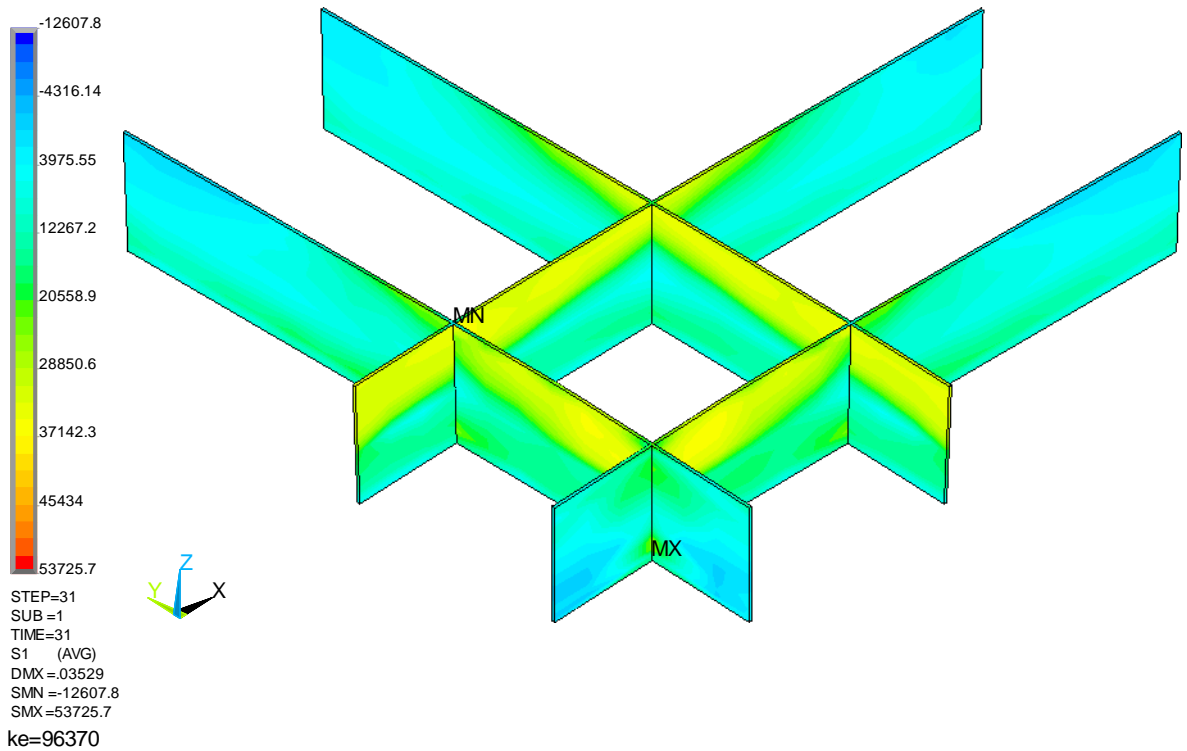


Рис. В.24 – РС81. Изополя главных напряжений σ_1

NODAL SOLUTION

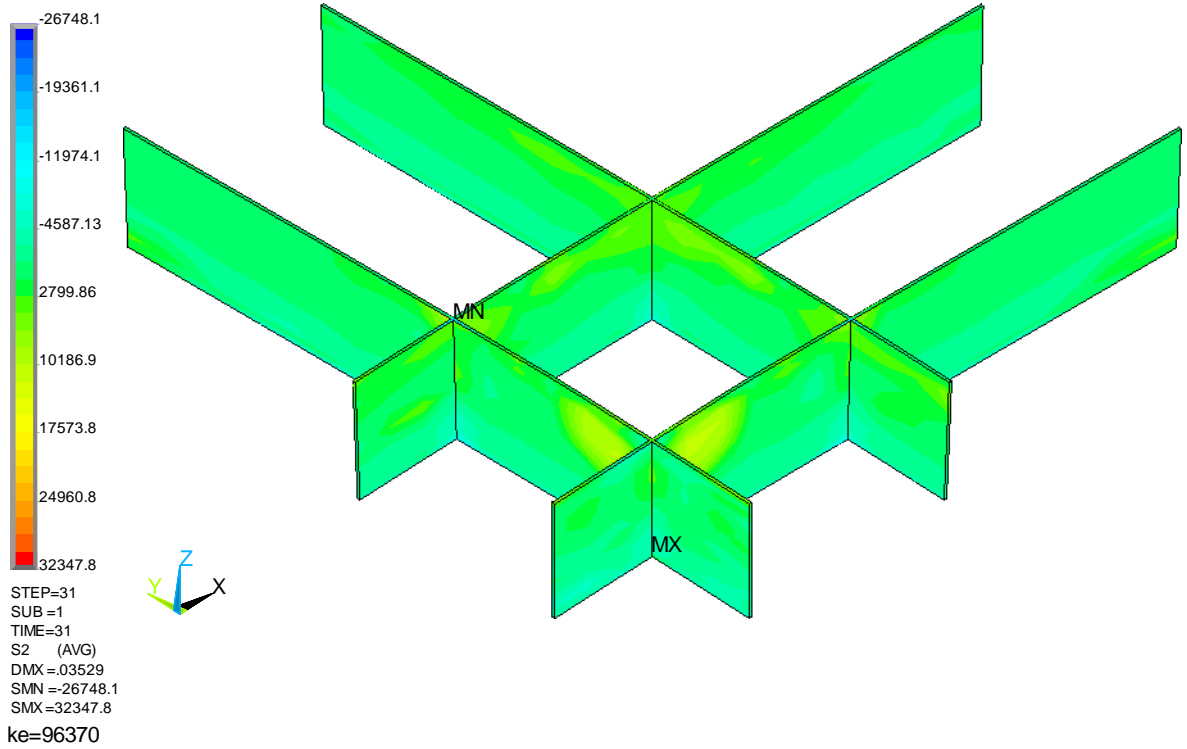


Рис. В.25 – РС81. Изополя главных напряжений σ_2

NODAL SOLUTION

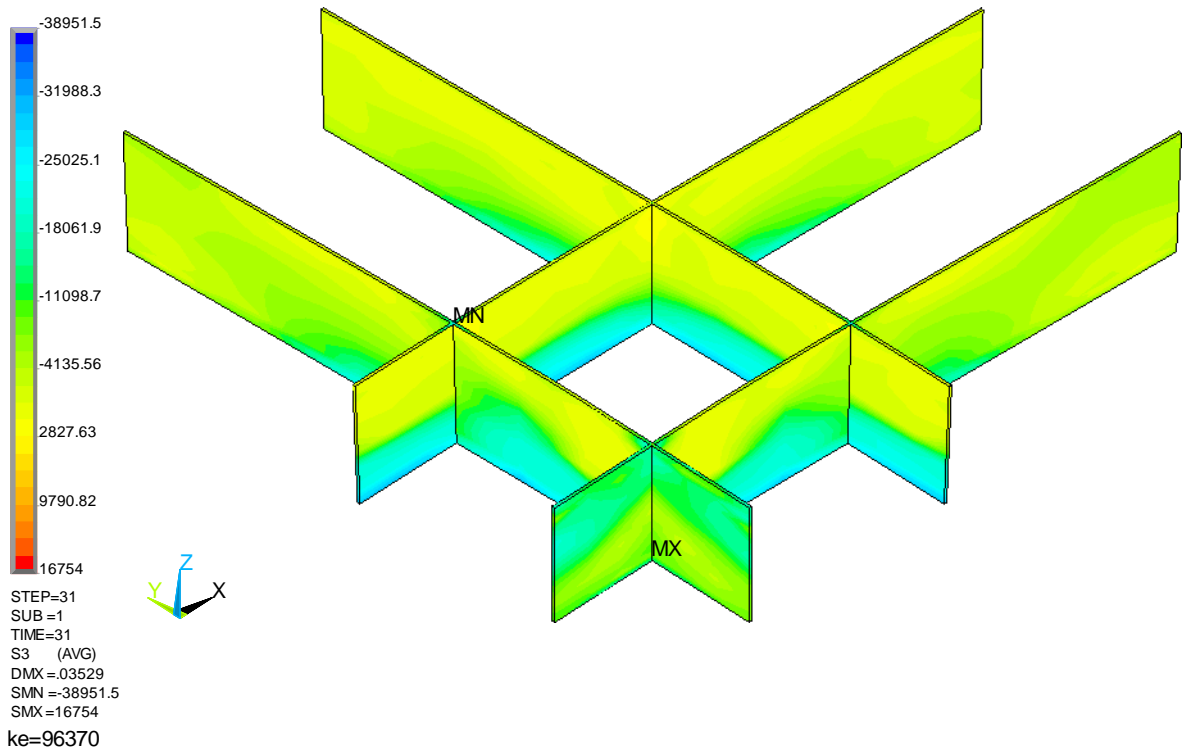


Рис. В.26 – РС81. Изополя главных напряжений σ_3

NODAL SOLUTION

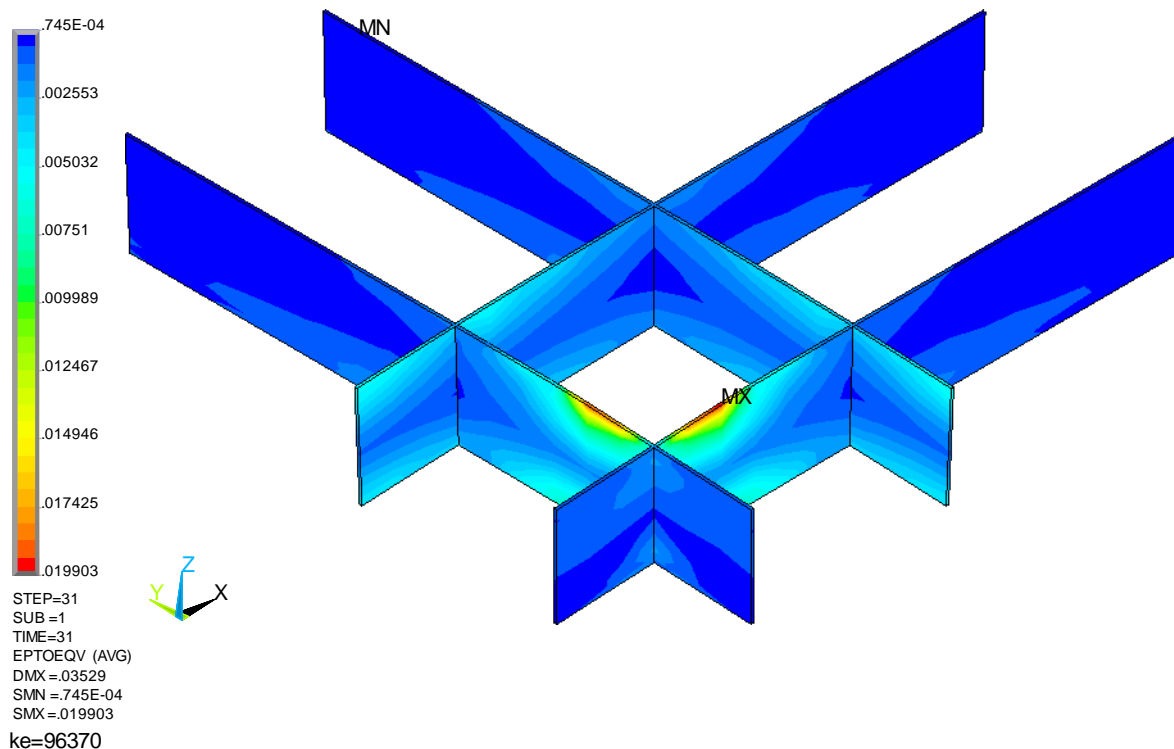


Рис. В.27 – PC81. Изополя эквивалентных общих относительных деформаций

На рис. В.28, В.29 показаны изополя нормальных напряжений σ_x арматурных стержней нижней и верхней зон соответственно в PC81, полученные в ПК ANSYS 13.0, с учётом физической нелинейности, образования и развития трещин в бетоне. Разрушающая нагрузка составила $q_I = 3,1 \text{ тс/м}^2$ (эквивалентное усилие 251,1 тс), максимальный прогиб -90,9 мм, при этом нагрузка в нелинейном нагружении разбивалась на 31 шаг, каждый по 0,1 тс/м².

На рис. В.30, В.31 показаны изополя перемещений нижней грани бетона по оси Z в PC82 (нормативные значения механических характеристик материалов) и PC83 (нормативные значения механических характеристик материалов с учётом ползучести бетона в сжатой зоне), полученные в ПК ANSYS 13.0, с учётом физической нелинейности, образования и развития трещин при действии расчётных нагрузок. Критическая нагрузка при предельном прогибе 40,0 мм составила $q_{II} = 2,4 \text{ тс/м}^2$ (эквивалентное усилие 194,4 тс) для PC82 и $q_{II} = 1,9 \text{ тс/м}^2$ (эквивалентное усилие 153,9 тс) для PC83.

ELEMENT SOLUTION

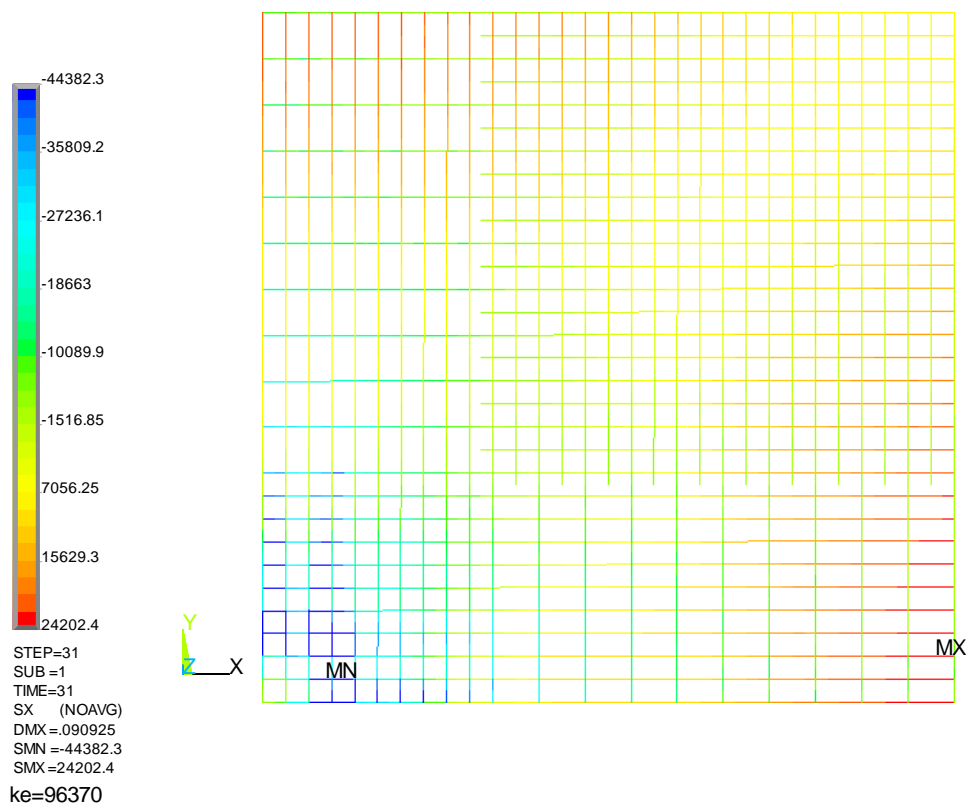


Рис. В.28 – РС81. Изополя нормальных напряжений по оси X нижней сетки

ELEMENT SOLUTION

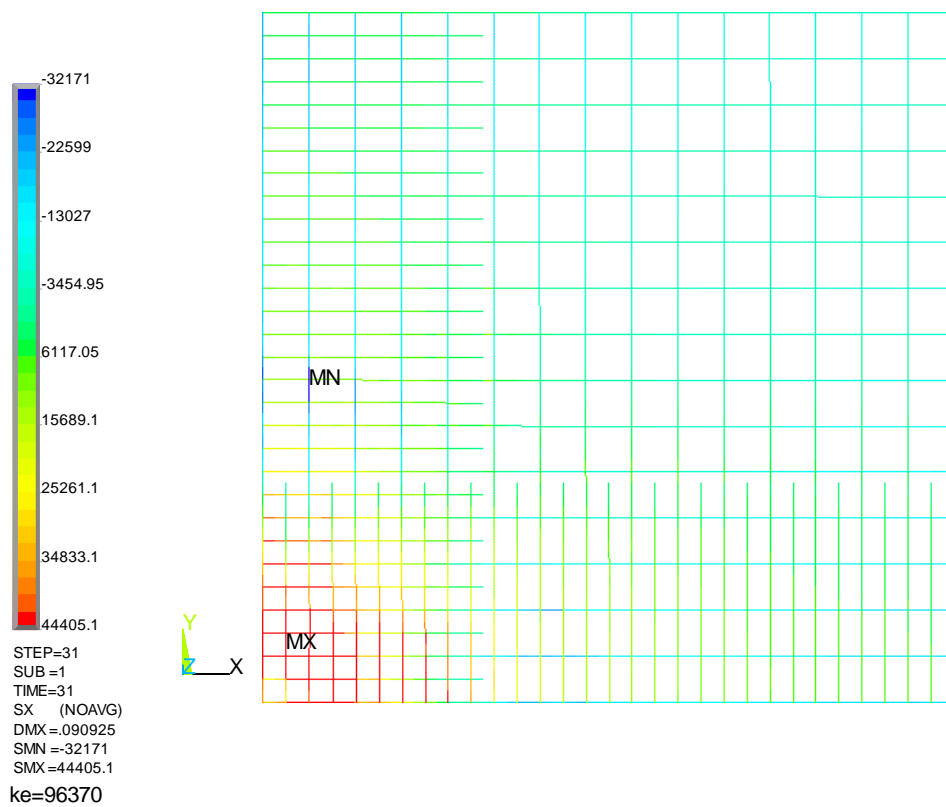


Рис. В.29 – РС81. Изополя нормальных напряжений по оси X верхней сетки

NODAL SOLUTION

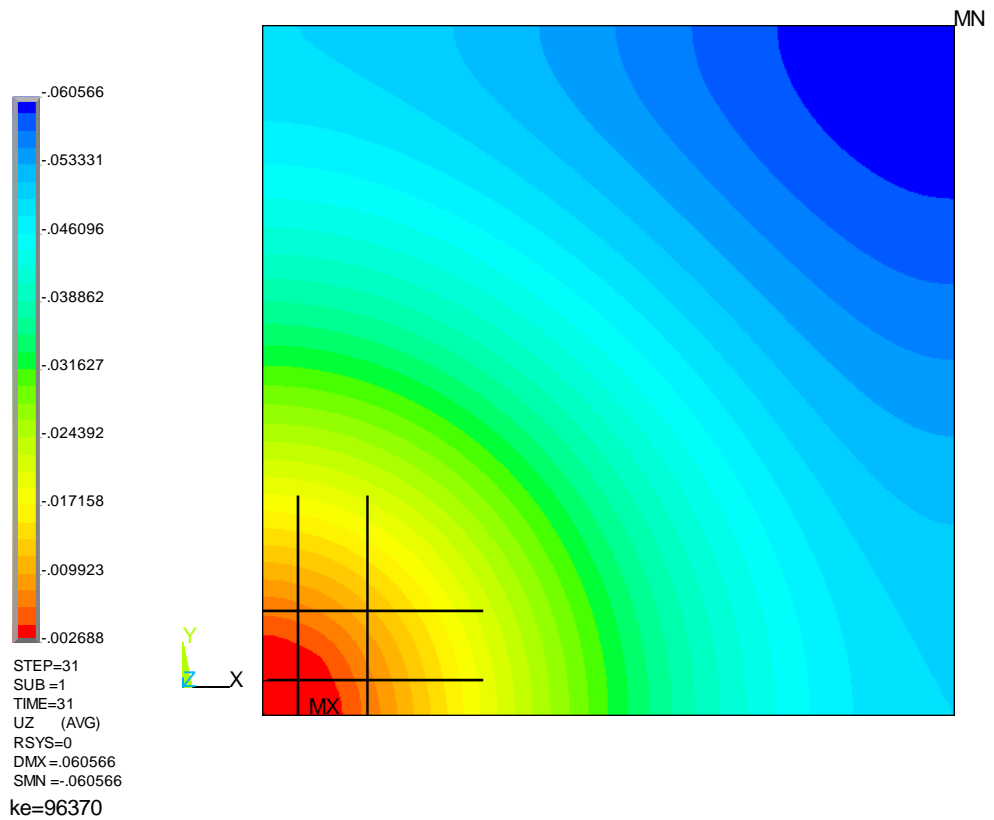


Рис. В.30 – PC82. Изополя перемещений нижней грани по оси Z (прогибов)

NODAL SOLUTION

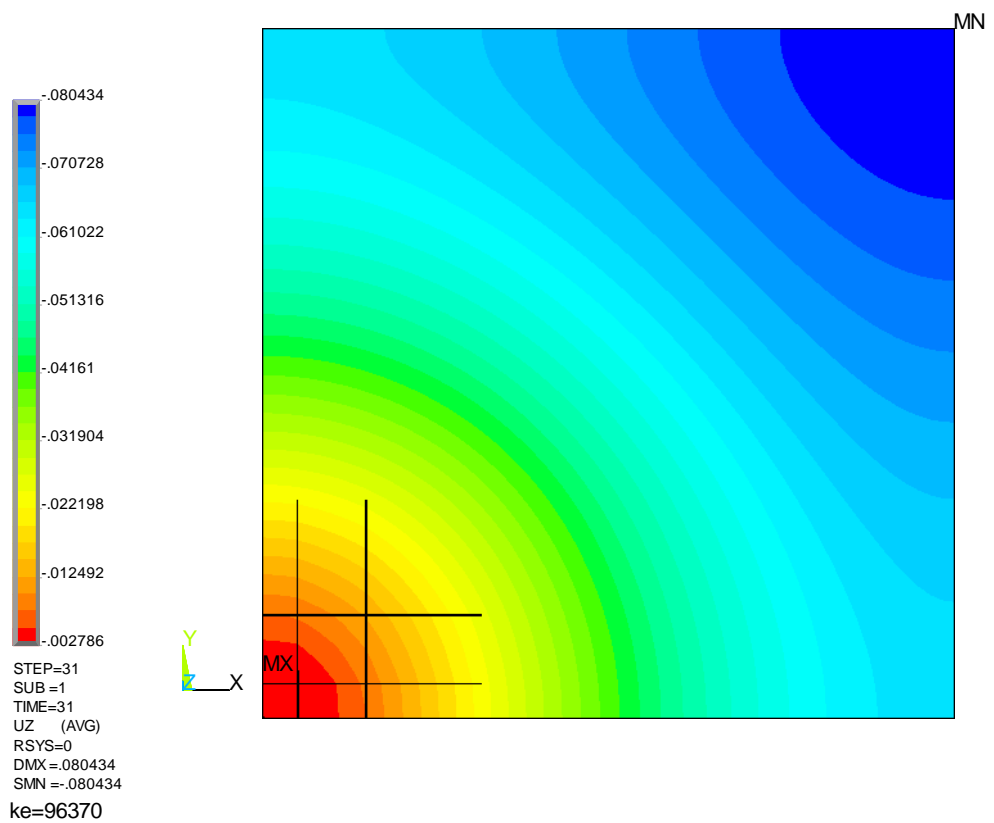


Рис. В.31 – PC83. Изополя перемещений нижней грани по оси Z (прогибов)