

Анализ напряженно- деформированного состояния



МОДЕЛИ РАСТЯНУТОГО ОПОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО УЗЛА РАДИАЛЬНОЙ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ НАД ТРИБУНАМИ СТАДИОНА

При проектировании ответственных сооружений, в особенности когда применяются относительно новые конструктивные решения, часто возникает необходимость расчета некоторых ключевых фрагментов конструктивного комплекса. Речь при этом идет не о выполнении стандартного проектировочного расчета, а о параметрическом исследовании, детализация которого намного превышает стандартный уровень. Ниже представлен пример такого исследования, выполненный средствами вычислительно-го комплекса SCAD.

Необходимость проанализировать напряженно-деформированное состояние опорного железобетонного узла радиальной фермы покрытия была продиктована новизной предложенного конструктивного решения. Сложность конструкции узла и, как следствие, сложность возникающего в нем напряженно-деформированного состояния, обеспечение несущей способности узла требуют качественного анализа распределения напряжений и усилий — с оценкой обоснованности назначенного армирования и размеров бетонного сечения.

При расчетном анализе прежде всего устанавливалось распределение потока внутренних усилий (напряжений) в мес-

тах передачи на железобетонную конструкцию стены больших сосредоточенных сил (то есть в местах опирания радиальной стальной фермы покрытия).

С учетом важности рассматриваемого опорного узла при анализе его напряженно-деформированного состояния использовались следующие расчетные модели:

- укрупненная пространственная расчетная модель железобетонной конструкции блока трибун;
- пространственный фрагмент расчетной модели железобетонной конструкции блока трибун в местах опирания стальной радиальной фермы;
- плоский фрагмент расчетной модели железобетонной конструкции блока

трибун в местах опирания стальной радиальной фермы;

- пространственный фрагмент расчетной модели железобетонной конструкции блока трибун в местах опирания стальной радиальной фермы, составленный с использованием нелинейной характеристики работы бетона.

Модель железобетонной конструкции блока трибун (рис. 1) предназначена для определения напряженно-деформированного состояния его полной расчетной схемы — от постоянных, технологических, снеговых и ветровых нагрузок на сам блок и покрытие, которое опирается на этот блок.

При выполнении расчета укрупненной пространственной модели блока были приняты повышенные нагрузки от покрытия ($P_1 = 3000$ т, $P_2 = 4436$ т, $P_3 = 4918$ т). В дальнейшем из полной схемы был выделен для подробного расчета и анализа фрагмент исследуемого участка конструкции.

Этот фрагмент предназначен для подробного анализа напряженно-деформированного состояния участка опоры в местах опирания фермы покрытия. Поскольку в непосредственной близости от

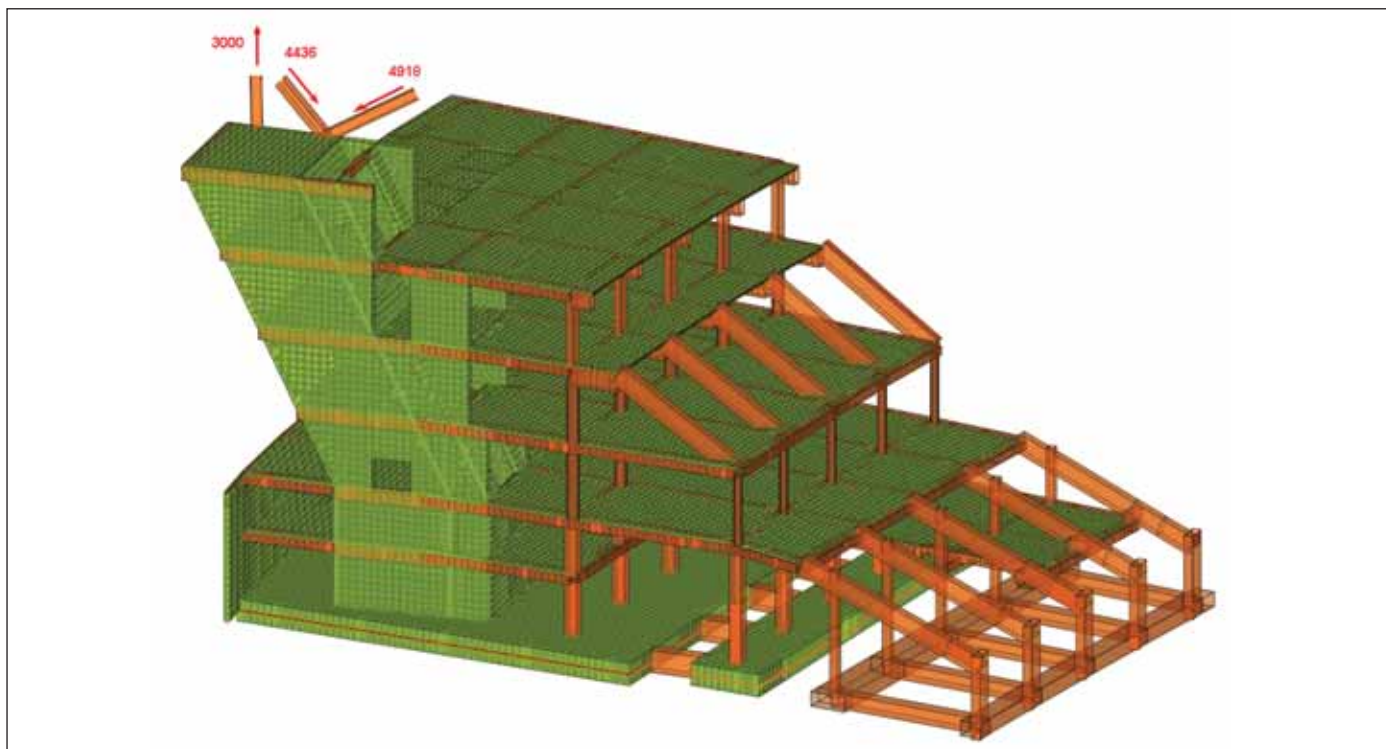


Рис. 1. Укрупненная расчетная модель блока трибун

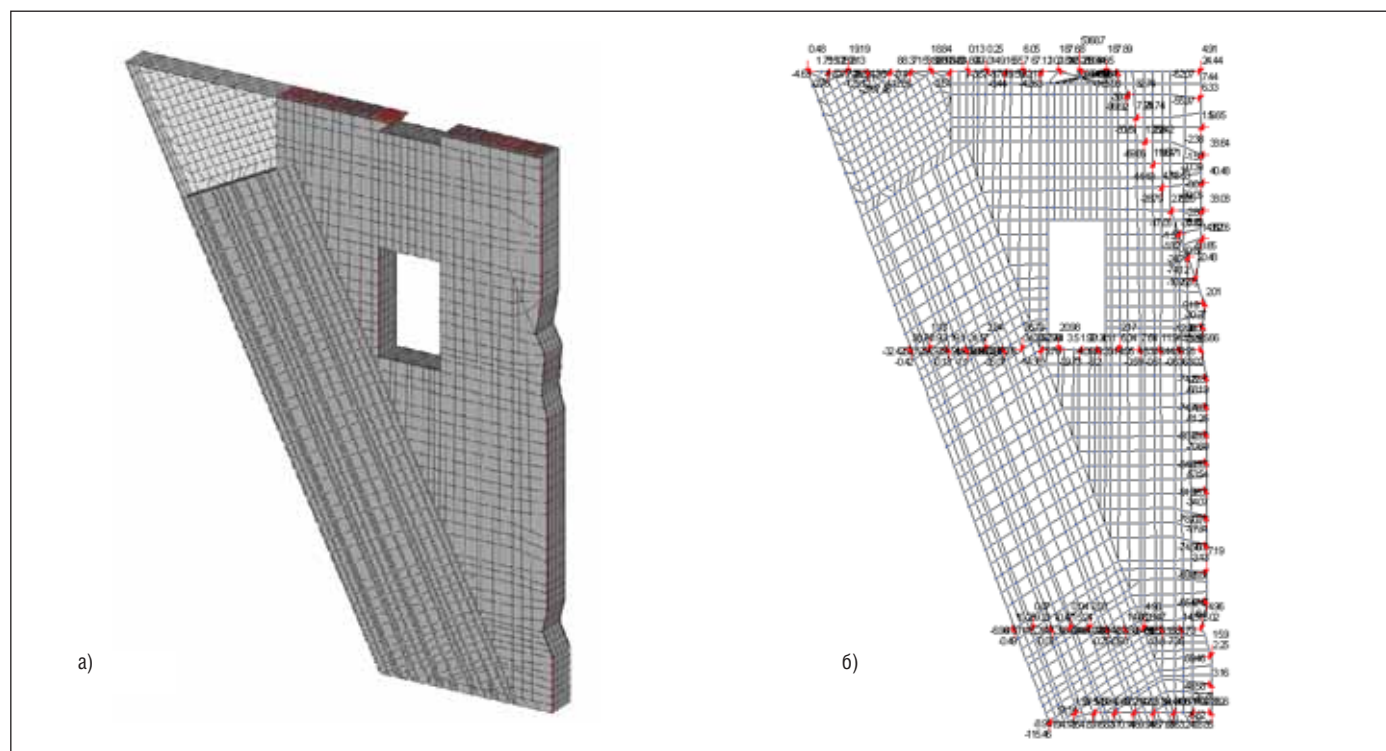


Рис. 2. Пространственная расчетная модель узла

исследуемого участка конструкции предусмотрено создание отверстий в стене, было принято решение включить в анализ взаимодействие с отверстием, что и предопределило размер фрагмента конструкции (рис. 2). Выделение произведено методом фрагментации [1], для чего с помощью функции *Нагрузка от фрагмента схемы*, реализованной в программном комплексе SCAD [2], были

определены все усилия взаимодействия между выделенным фрагментом и остальной частью схемы.

По толщине стены конечно-элементная расчетная модель узла была составлена из пяти слоев трехмерных конечных элементов, с помощью которых моделировалась работа бетона, и из стержневых элементов, которыми моделировались работа арматуры и анкерные

болты. Мощные стальные закладные детали, передающие нагрузки от покрытия на бетон и анкерные узлы, моделировались бесконечно жесткими телами.

Стержневые элементы ориентировались по направлению расположения арматуры, но их количество не соответствовало реальному числу арматурных стержней, поэтому продольная жесткость EF подбиралась такой, чтобы со-

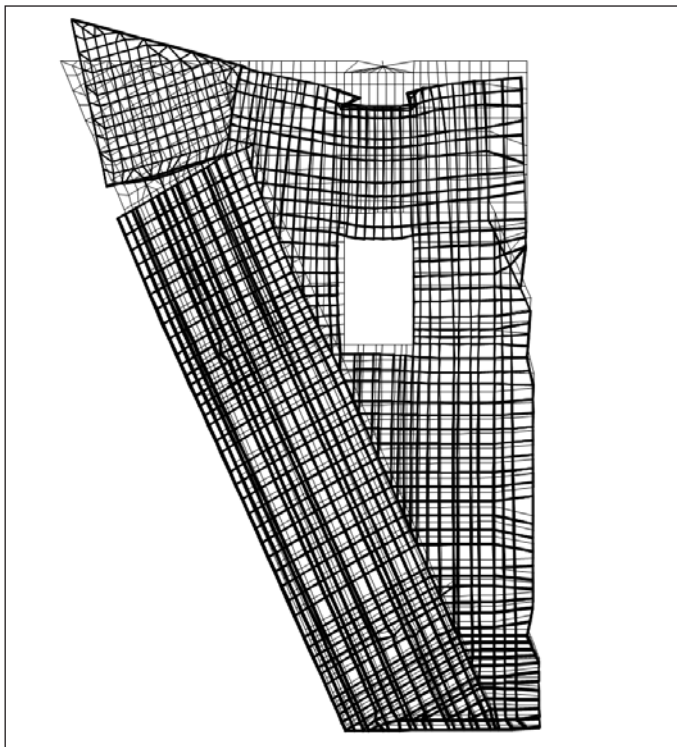


Рис. 3. Деформированное состояние (масштаб перемещений увеличен)

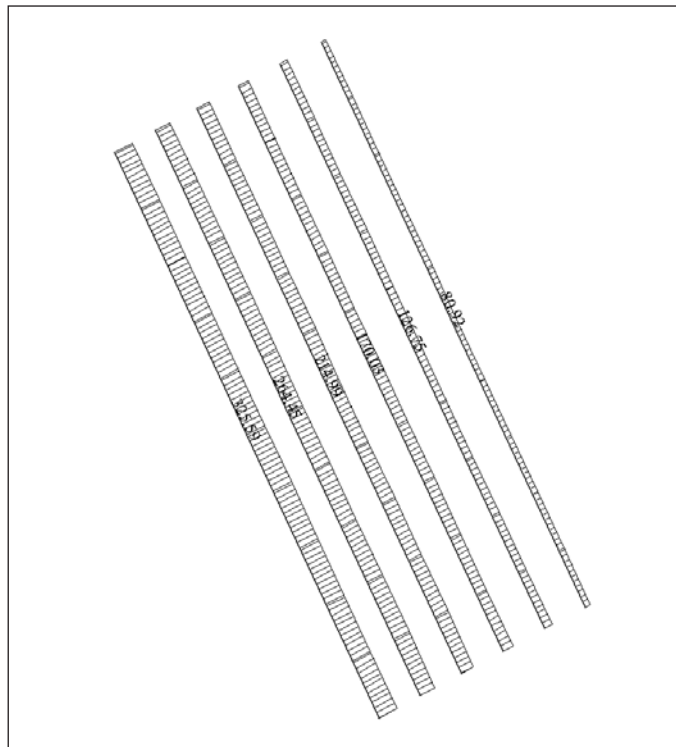


Рис. 4. Распределение усилий в анкерных болтах

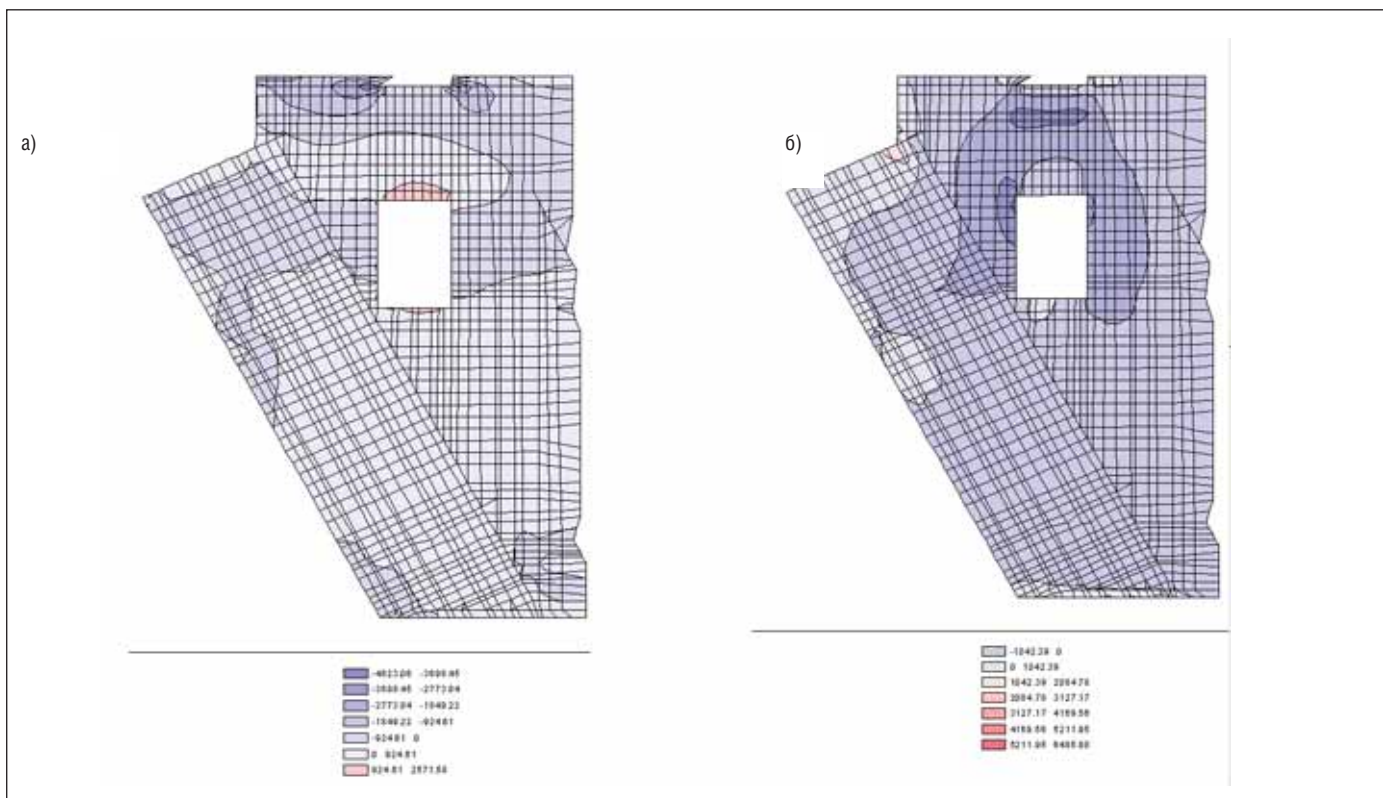


Рис. 5. Напряжения в бетоне: а – на вертикальных площадках (х); б – на горизонтальных площадках (z)

ответствовать реальной жесткости пучка стержней арматуры на соответствующем участке конструкции. Стержни, моделирующие арматуру (в отличие от стержней, моделирующих анкерные болты), присоединялись ко всем узлам конечно-элементной модели, моделируя тем самым совместную работу арматуры и бе-

тона без проскальзывания. Анкерные стержни присоединялись к верхней и нижней анкерным плитам.

При расчете пространственного фрагмента была разработана детальная трехмерная конечно-элементная расчетная модель узла опирания покрытия (рис. 2а), находящегося в самоуравнове-

женном состоянии под действием сил взаимодействия и нагрузок от покрытия (рис. 2б).

По результатам расчета были получены значения реакций во внешних связях, практически равные нулю, а картина напряженно-деформированного состояния (НДС) узла показала следующее:

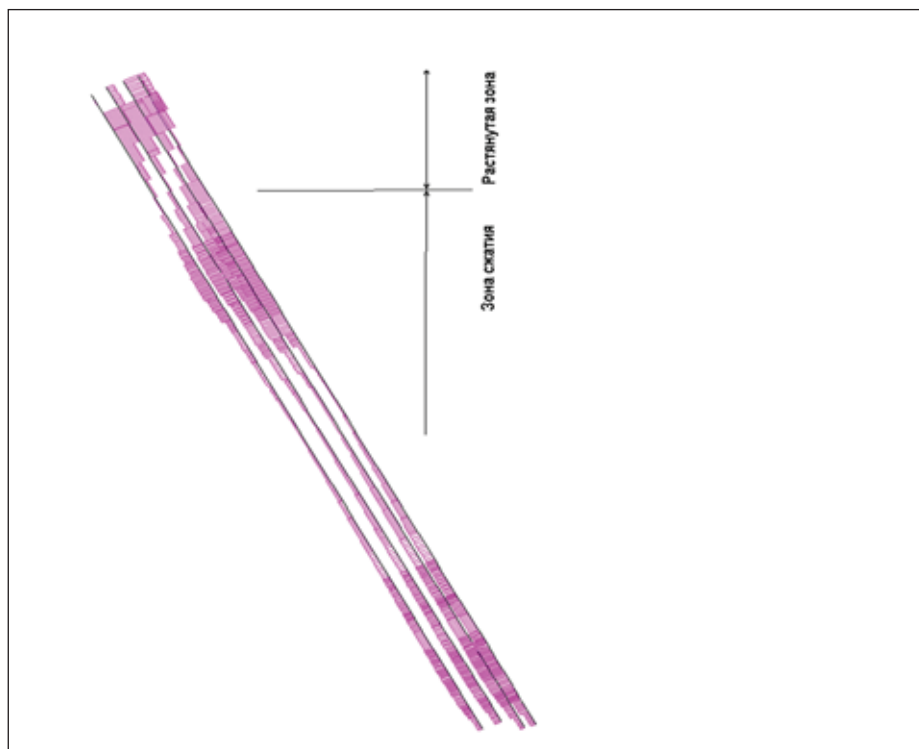


Рис. 6. Усилия в арматуре наружных слоев

а) не подтвердились предположения проектировщиков о передаче горизонтальной компоненты усилий на бетон по центру вертикальной площадки и о равномерной передаче усилий на анкерные болты. На это указывает поворот закладной детали (рис. 3), образование клиновидной

щели между закладной деталью и бетоном стены, а также неравномерное распределение усилий в анкерных болтах (рис. 4);

б) бетон в исследуемом районе в основном оказался сжатым (рис. 5), через это сжатие он передает усилие с нижней анкерной плиты на внешнее

армирование. Зоны растяжения, где можно ожидать появления трещин, относительно невелики;

- с) внешняя арматура растянута только в верхней зоне. В других местах, расположенных под нижней анкерной плитой, эта арматура включается в работу стены на сжатие (рис. 6);
- д) по толщине стены НДС меняется весьма незначительно.

На основе результатов расчета трехмерной модели и с учетом однородности этой модели по толщине была сформирована двумерная расчетная модель, которая позволила отследить направления главных растягивающих напряжений (схему трещинообразования), а также выполнить проверку армирования.

Двумерная модель набрана из конечных элементов плоского напряженного состояния и стержневых элементов. Последними (как и в трехмерной модели) моделировались анкерные болты и арматура, элементы плоского напряженного состояния моделируют работу бетона. При построении модели все стержни, моделирующие арматуру и анкерные болты, были приведены к одной плоскости.

Расчет плоской модели показал схему ориентации площадок, по которым действуют максимальные по модулю главные напряжения (рис. 7). Кроме того, в этой модели была подобрана арматура (рис. 8): она оказалась меньшей по площади, но близкой по значениям к той, которая предусмотрена авторами проекта.

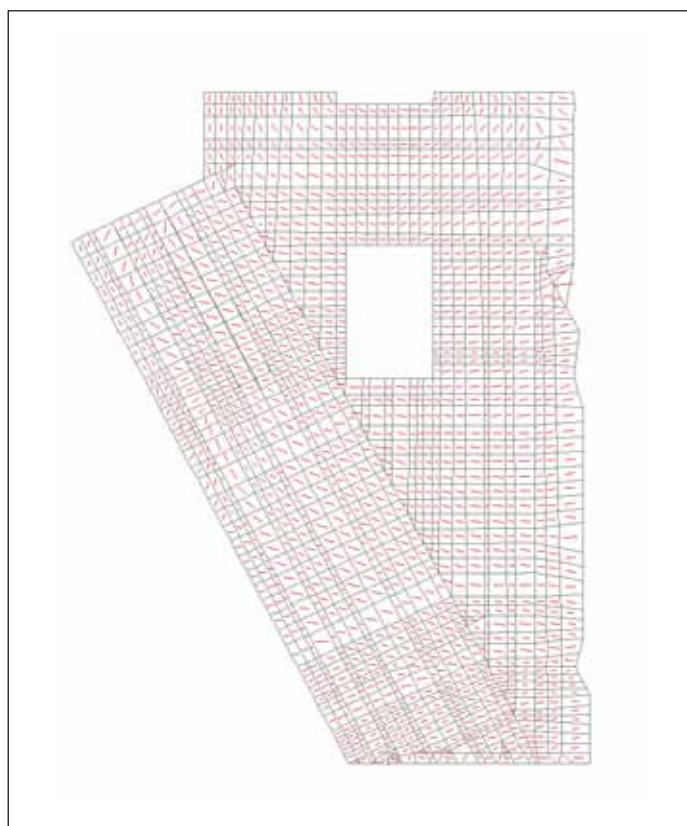


Рис. 7. Направления главных площадок



Рис. 8. Подобранная арматура

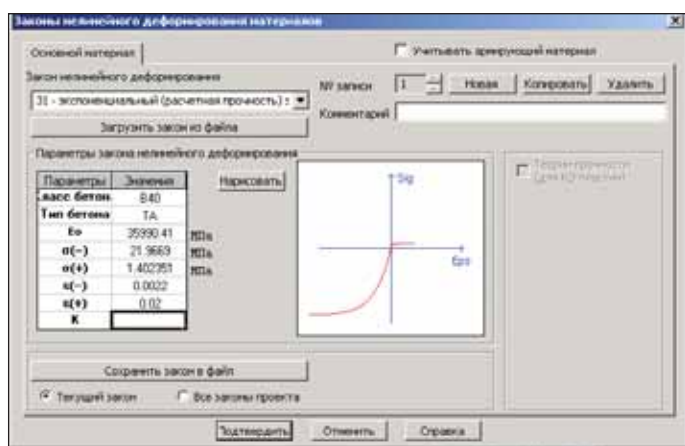


Рис. 9. Принятая в расчете диаграмма деформирования бетона

Для получения дополнительных данных о напряженно-деформированном состоянии узла был выполнен расчет модели с использованием для моделирования бетона типа жесткости, учитывающего нелинейную работу материала (нелинейную диаграмму "деформация — напряжение") (рис. 9). При выполнении этого расчета использовался программный комплекс "Лира" (версия 9.4) [3].

Расчет выполнялся пошагово, с контролем напряжений и деформаций на каждом шаге расчета. Использование такого расчета позволяет достаточно обоснованно учесть изменение модуля де-

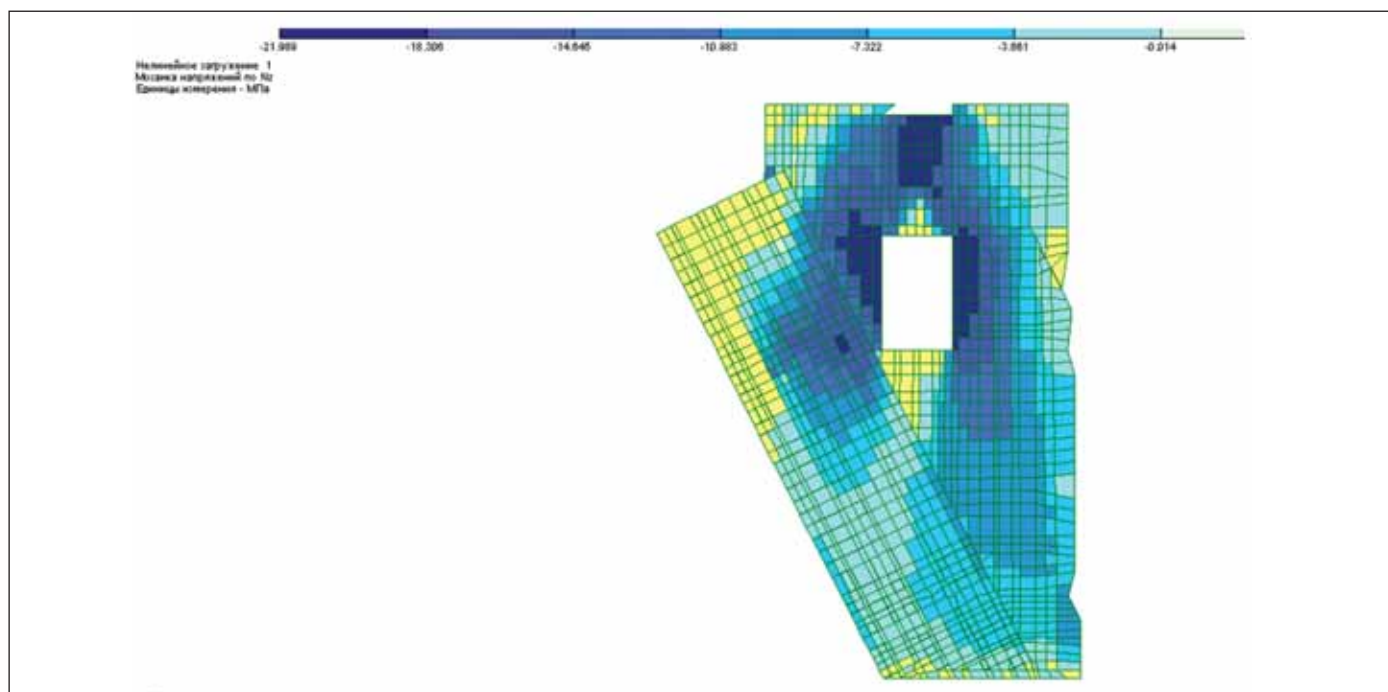


Рис. 10. Распределение вертикальных напряжений

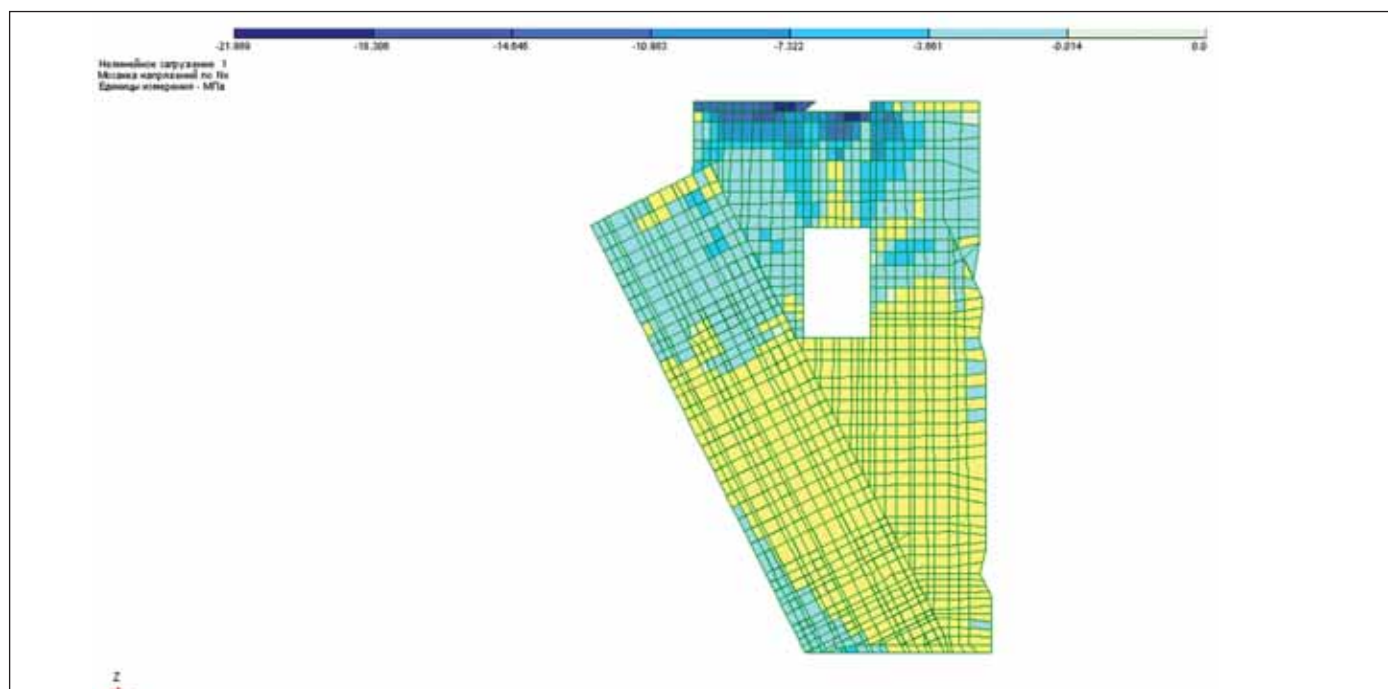


Рис. 11. Распределение горизонтальных напряжений (вдоль X)

Загр.1. Лок.загр.1, шаг=10.

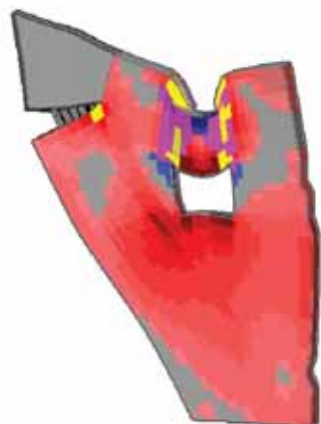


Рис. 12. Распределение растянутых зон по сечениям узла

формирования в зависимости от действующих напряжений, а также исключить из работы бетонные элементы, растягивающие напряжения в которых превышают расчетное сопротивление бетона на растяжение, и разрушающиеся при сжатии (если такие появятся).

На рис. 10 и 11 приведено распределение напряжений полученных в результате расчета, а на рис. 12 показаны изополя участков, на которых превышено значение расчетного сопротивления бетона растяжению.

Как видно на иллюстрациях, полученные при расчете значения напряжений и зон, требующих армирования, достаточно хорошо согласуются с результатами линейных расчетов на основе как трехмерной, так и плоско-напряженной (двумерной) расчетных схем.

При этом:

- напряжения в арматуре не превысили расчетного сопротивления арматуры на растяжение;
- напряжения в бетоне (за исключением мест концентрации усилий) не превышают расчетного сопротивления бетона на сжатие, а значения деформаций в бетоне — своих предельных значений при сжатии. На это указывает отсутствие зон разрушения бетона при сжатии;
- отсутствие зон разрушения бетона вдоль арматурных стержней указывает на обеспечение совместной работы бетона и арматуры.

Выводы

1. Вариантные расчеты моделей узла опирания радиальной фермы покры-

Полученные при расчете значения напряжений и зон, требующих армирования, достаточно хорошо согласуются с результатами линейных расчетов на основе как трехмерной, так и плоско-напряженной (двумерной) расчетных схем



тия позволили получить достаточно полные данные о его напряженно-деформированном состоянии.

2. Анализ результатов расчетов показал следующее:
 - распределение усилий и деформаций в месте крепления растянутой стойки фермы несколько отличается от предусмотренного проектом. На это указывает поворот опорной металлической пластины. Выявленное отличие не является критерием надежности работы узла, а требует лишь учета при оценке работы узла, что и было сделано в расчетах;
 - содержание армирования в узле (по направлению и количеству) соответствует распределению напряжений,

полученному при расчете;

- напряжения в бетоне не превышают расчетного сопротивления бетона на сжатие;
 - обеспечена совместная работа бетона и арматуры в узле.
3. Качественная оценка напряженно-деформированного состояния опорного железобетонного узла радиальной фермы покрытия стадиона подтверждает обоснованность его конструктивных решений.
 4. Узел запроектирован на восприятие нагрузок от покрытия, которые примерно на 30% превышают проектные. Можно утверждать, что проектные решения приняты в запас надежности узла.
 5. Учитывая появление клиновидного зазора между закладной деталью и железобетонной стеной (рис. 3), омоноличивать это место нецелесообразно, поскольку здесь в бетоне омоноличивания возможно раскрытие трещин.

Литература

1. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / Изд. 3-е, переработанное и дополненное. — М.: ДМК Пресс, 2007. — 600 с. (Серия "Проектирование").
2. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Малиаренко А.А., Микитаренко М.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD. — М.: Издательство АСВ, 2004. — 592 с.
3. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. — К.: Факт, 2005. — 344 с.

*Александр Гурковский,
к.т.н., НИИСК
Эдуард Криксунов,
к.т.н., СКАД СОФТ*

*Михаил Микитаренко,
к.т.н., УкрНИИ ПСК*

*Анатолий Перельмутер,
д.т.н., СКАД СОФТ*

*Владимир Холькин,
УкрНИИ ПСК*