

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 624.012

**ПЛАТФОРМЕННЫЙ СТЫК МНОГОПУСТОТНЫХ  
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ПЛИТ  
БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ В УСЛОВИЯХ  
ВОЗМОЖНОГО ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ**

*ЦЫМБАРЕВИЧ Т.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

*ТУР А.В.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

Анализ работы конструкций платформенного стыка в условиях прогрессирующего обрушения выполнен для объекта № 11–БФН–11 "Разработать строительный проект энергоэффективной 10–этажной блок–секции с элементами блокировки состава 2–2–3–3 с широким шагом внутренних поперечных несущих стен." разработанный научно–исследовательским и проектно–техническим республиканским унитарным предприятием "Институт жилища НИПТИС им. Атаева С.С." Расположение наружных (НС) и внутренних стен (ВС), перегородок (ПЖ) представлено на рисунке 1.

Монтажная схема стен типового этажа секции

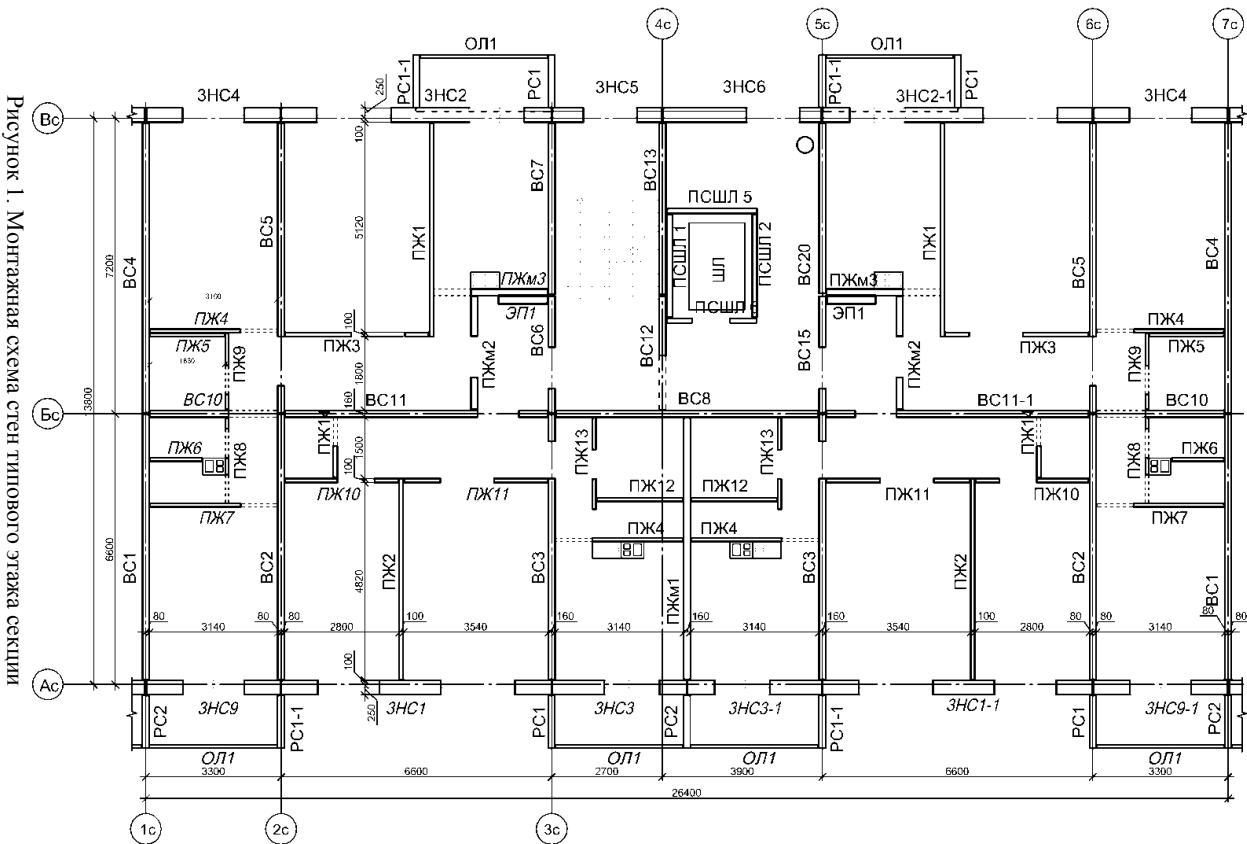


Рисунок 1. Монтажная схема стен типового этажа секции

На рисунке 1 видно, что в осях 3с–5с Ас–Бс располагаются кухни двух квартир. В случае взрыва бытового газа, взрывной волной может выключаться из работы внутренняя стена ВСЗ по оси 3с или 4с. Для анализа работы каркаса в случае локального разрушения стеновой панели выполнена математическая 3d модель всего здания. Расчет выполнен в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01–02 "Бетонные и железобетонные конструкции", на особую комбинацию сочетания нагрузок. Особая ситуация моделировалась без учета процесса локального разрушения, а принималась завершившимся процессом, выключившейся из работы стеновой панели.

Внезапное удаление промежуточной опоры учитывалось коэффициентом динамичности. Значение коэффициента динамичности принималось по работе [1], требований [2] и равен  $DIF=2,0$ .

По выполненному расчету каркаса можно сделать следующие выводы, которые будут учтены при анализе конструкций платформенного стыка. Несущая способность всех элементов каркаса ограничена, следовательно, пространственная работа конструкций ячейки над локальным разрушением должна обеспечивать допустимые усилия в элементах каркаса. Обеспечить такую работу конструкций можно используя следующие методы: принцип "балки Виренделя", работа каркаса по аналогии с фермой и мембранный эффект конструкций перекрытия по методике разработанной Эллингвундом. На уровне формирования решений по обеспечению живучести каркаса рассматриваемого здания был принят метод работы конструкции по аналогии с фермой, и на уровне конструкций для элементов перекрытия работу с учетом мембранного эффекта. Что бы обеспечить работу конструкций перекрытия с возникновением мембранного эффекта, было выполнено соответствующее конструирование платформенного стыка (рис. 2).

Напряженно деформированное состояние стыков многопустотных предварительно напряженных плит безопалубочного формирования в конструктивной системе каркасных зданий и зданий с продольными и поперечными несущими стенами в условиях возможного прогрессирующего обрушения в настоящее время не исследовалось.

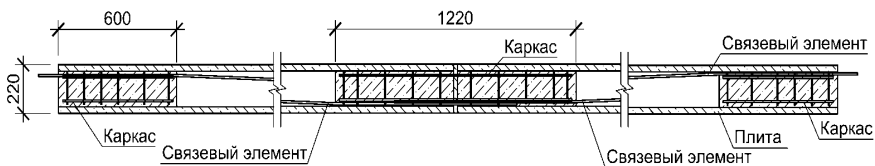


Рисунок 2. Конструирование платформенного стыка

Анализ конструкций платформенного стыка выполнен на основании математической модели, которая состоит из двух плит 1ПТМ 48.12.22–10S1400–1–W по Б1.041.1–4.08 «Плиты железобетонные многопустотные предварительно напряженные безопалубочного формования на оборудовании фирмы «Weiler–Italia» для перекрытий и покрытий многоэтажных зданий». Восприятие усилий при изменении пролета плит обеспечивается модифицированной конструктивной системой, которая имеет замоналиченные пустоты плит в пределах платформенного стыка на 600 мм в каждую сторону и стальными стержневыми–элементами связей в пустотах (рис. 2). Бетон для создания шпонок в пустотах применен класса  $C^{30}/_{37}$ . Для восприятия растягивающих усилий шпонки установлены сварные каркасы. Связевые элементы из арматуры класса S240 выполняются с трассировкой по линии главных растягивающих усилий. Расчетная конечно–элементная модель состоит из 154203 объемных элементов и 164563 узла (рис. 3).

Челтек2020v21\_2139

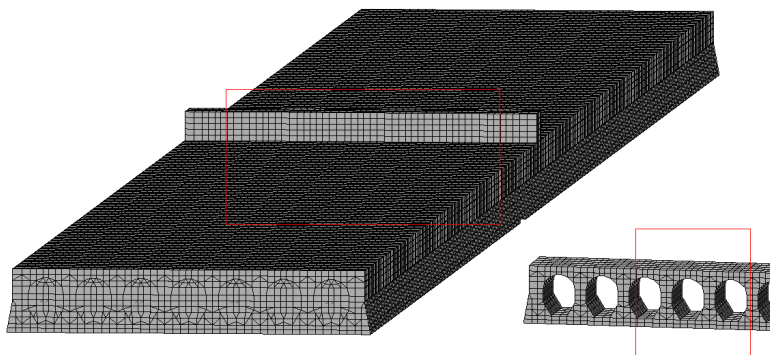


Рисунок 3. Конечно–элементная модель

Выполнен физически нелинейный расчет с заданием характеристик бетона по 21-ому закону нелинейного деформирования (экспоненциальный закон нормативной прочности), элементы арматурных каркасов, связи задавались процентом армирования в объемных КЭ непосредственно примыкающих к армирующему стержню. Решено несколько задач, в которых варьировались граничные условия, длина шпонки, расположение и количество связей. В результате были определены следующие параметры системы: жесткое защемление плит, длина шпонки 600 мм, 2 стержня Ø16 S240 расположенные в крайних пустотах.

Ниже описано напряженно-деформированное состояние элементов расчетной модели в условиях максимального предельного состояния.

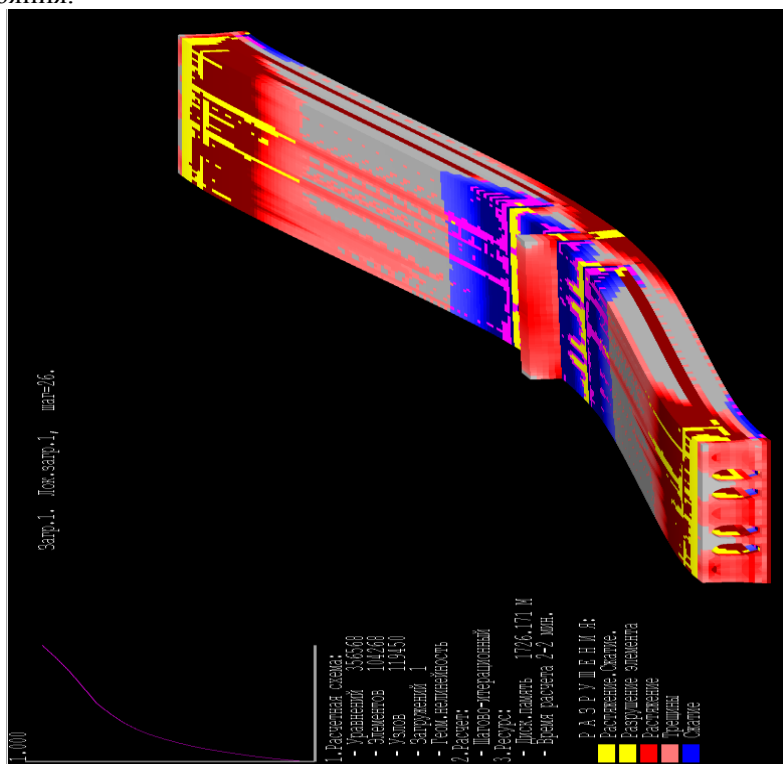


Рисунок 4. Видовое окно нелинейного решателя при полном приложении нагрузки к элементам испытываемых конструкций

Мозаика главных напряжений представлена на рисунке 5. Цветовая индикация главных напряжений в окне решателя представлена на рисунке 4. Значение главных сжимающих напряжений составило  $2240 \text{ т/м}^2$ , значение главных растягивающих напряжений составило  $184 \text{ т/м}^2$ .

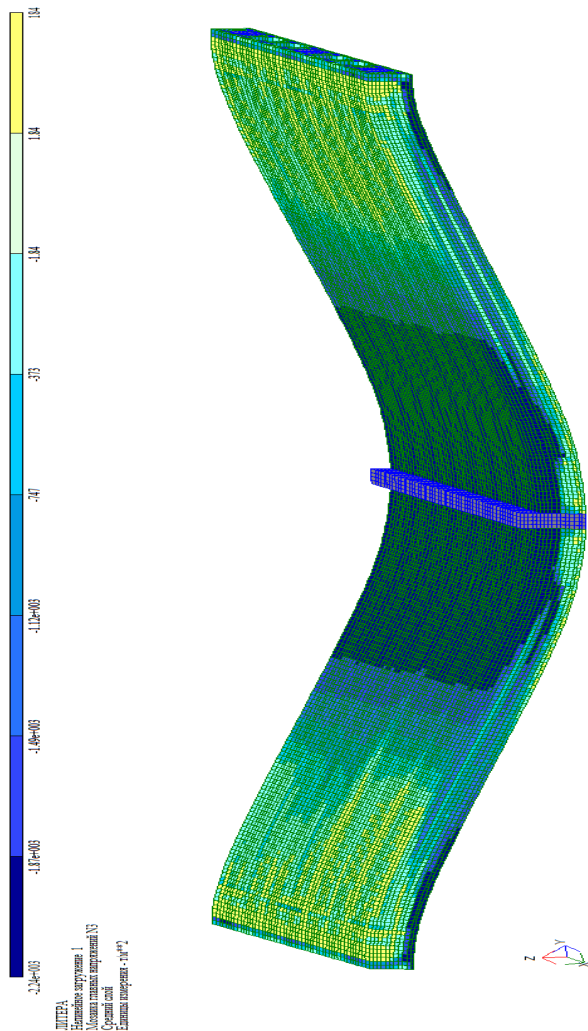


Рисунок 5. Мозаика главных напряжений

Вертикальные перемещения расчетной модели составили 380 мм (рис. 6) (значения в мм).

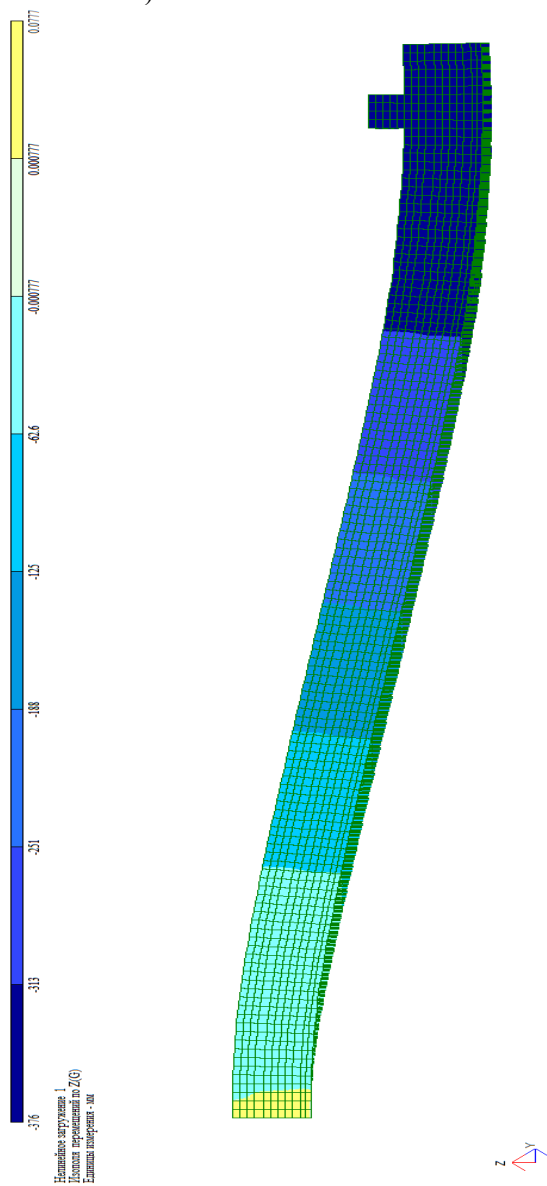


Рисунок 6. Вертикальные перемещения

Нормальные напряжения вдоль оси  $Y$  в  $\text{т/м}^2$  представлены на рисунке 7.

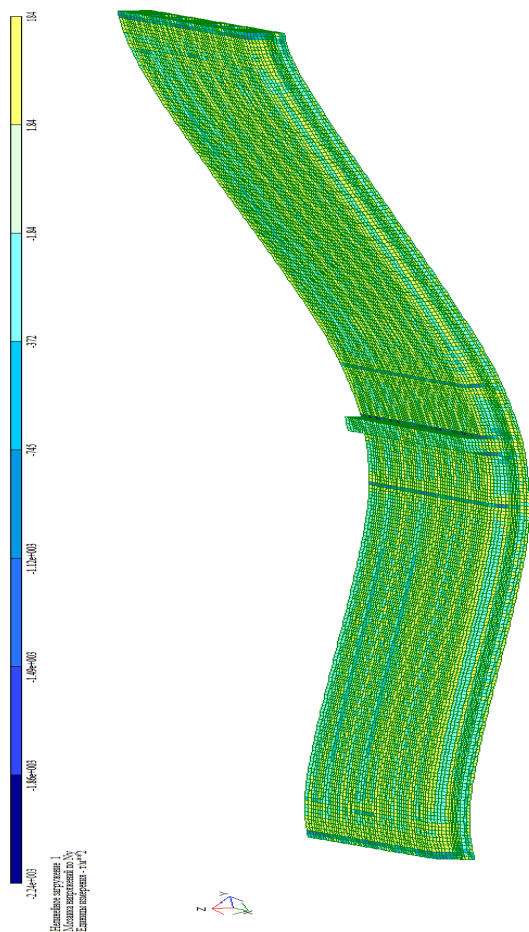



Рисунок 7. Нормальные напряжения вдоль оси  $Y$  в  $\text{т/м}^2$

Связи, включаясь в работу, воспринимают динамические усилия, а так же перераспределяют действующую нагрузку от плиты на соседние стены. Одновременно с выключением из работы сжатой зоны бетона в узле локального обрушения происходит нарастание усилия в связевых элементах. Напряженно-деформированное состояние связевых элементов приведено на рисунке 8.



Наибольшие нагрузки:  
 Элемент 1  
 Элемент 2  
 Элемент 3

  
 Максимальное усилие: 6,4638

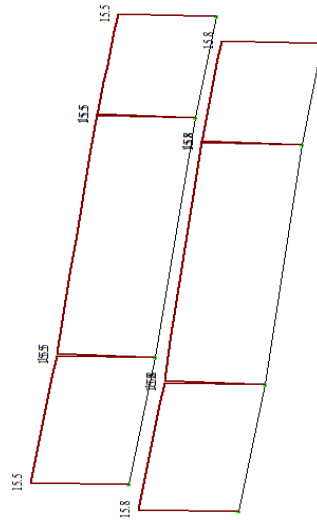
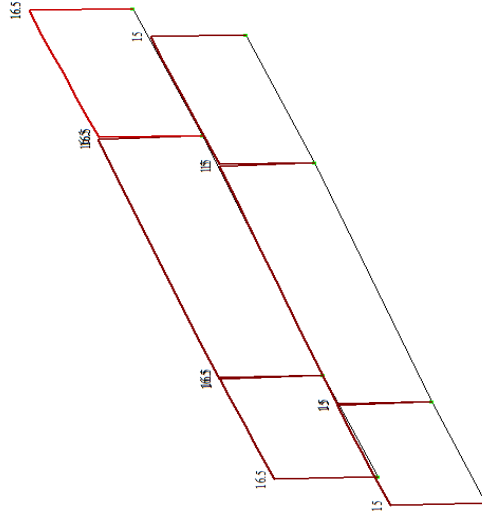


Рисунок 8. Осевые усилия в связевых элементах.

Таким образом, определено на основании анализа напряженно деформированного состояния, что узел обеспечивает восприятие усилий при изменении расчетной схемы и не допускает развитие возможного прогрессирующего обрушения.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Тур А.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки: дис. канд. тех. наук: 05.23.01 / А.В. Тур. Брест, 2012.
2. Unified Facilities Criteria – Design of Building to Resist Progressive Collapse: UFC 4–023–03. – January, 2010.