

Мордич А.И., Белевич В.Н., Симбиркин В.Н., Навой Д.И.

## КОНСТРУКЦИОННАЯ НАДЕЖНОСТЬ — ГЛАВНАЯ ОСОБЕННОСТЬ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО КАРКАСА БЕЛНИИС

25 мая 1991 года Совет Министров БССР утвердил Программу разработки новой универсальной конструктивной системы зданий на основе сборно-монолитного железобетонного каркаса с плоскими дисками перекрытий. Требовалось не только обеспечить свободные объемно-планировочные решения, снизить массу здания в 1,7...2,0 раза, но и использовать как традиционные, так и новые прогрессивные изделия и материалы. По заданию технология возведения зданий должна быть скоростной и всепогодной. Основой для начала разработки послужили собственные технические решения и исследования БелНИИС [1, 2], а также результаты анализа обширных и содержательных исследований НИИЖБ, МИСИ, ЦНИИЭПжилища, б.ЦНИИЭПтбз и др. [3-7]. На всех стадиях разработки и практического применения технические решения и результаты экспериментально-теоретических исследований БелНИИС подвергались неоднократной экспертизе в НИИЖБ и ЦНИИЭПжилища и получили положительную оценку. Для выработки и проверки расчетной модели, оценки надежности каркаса наряду с испытаниями в соответствии с ГОСТ 8829 его фрагментов и важнейших узлов в натурных размерах до разрушения, систематически проводились натурные испытания каркасов строящихся зданий на действие вертикальной и горизонтальной расчетной нагрузки. Здания этой системы представлены в серии Б1.020.1-7, утвержденной в 1999 г. приказом Минстройархитектуры Республики Беларусь. Они могут возводиться с применением продукции любой региональной базы стройиндустрии и стройматериалов СНГ, обеспечивать современные потребительские качества планировочных решений и комфорта при минимальных затратах на их возведение и эксплуатацию. В частности, по сравнению с панельными домами, прямые затраты на их возведение снижены в среднем на 50 у.е. на каждом кв. м общей площади. Указанные обстоятельства, а также технологичность зданий вызвали к системе достаточно высокий интерес потенциальных потребителей. Кроме Белоруссии, они были построены и строятся в различных регионах России (в Москве, Подмоскowie, Орле, Новгороде, Белгороде и др.). Здания успешно эксплуатируются уже на протяжении 5...9 лет. Объем применения их постоянно расширяется. В настоящее время проектирование и строительство их ведется в Петербурге (25 этажей), Нижнем Новгороде, Омске, Ростове-на-Дону, Ярославле (16...18 этажей), Озерске Челябинской области, Старом Осколе (9...10 этажей), Брянске, Подмоскowie и др.

**Конструкция каркаса и его основные особенности.** Сборно-монолитный каркас с плоскими дисками перекрытий является основным элементом конструктивной системы зданий [1]. Он включает сборные или монолитные колонны, жестко связанные с монолитными железобетонными ригелями перекрытий (рис.1). Скрытые в плоскости диска перекрытия несущие и связевые ригели выполнены неразрезными из монолитного железобетона в створах колонн на всю длину и ширину здания. В каждой ячейке перекрытия многопустотные плиты размещены группами в замкнутой железобетонной раме, образованной монолитными ригелями. По торцам плиты оперты на несущие ригели посредством монолитных бетонных шпонок, выполненных заодно с этими ригелями и размещенных в открытых по торцам плит полостям на глубину  $100 \pm 10$  мм. По бокам плиты объединены между собой межплитными швами. В случае применения типовых плит агрегатно-поточного изготовления из их торцов сделаны выпуски рабочей арматуры, заанкеренные в бетоне несущих ригелей на длину  $150 \pm 10$  мм.

При плитах безопалубочного формования, не имеющих выпусков рабочей арматуры, в межплитные швы понизу по их концам поперек несущих ригелей на длину требуемой анкеровки укладывают стержневую арматуру.

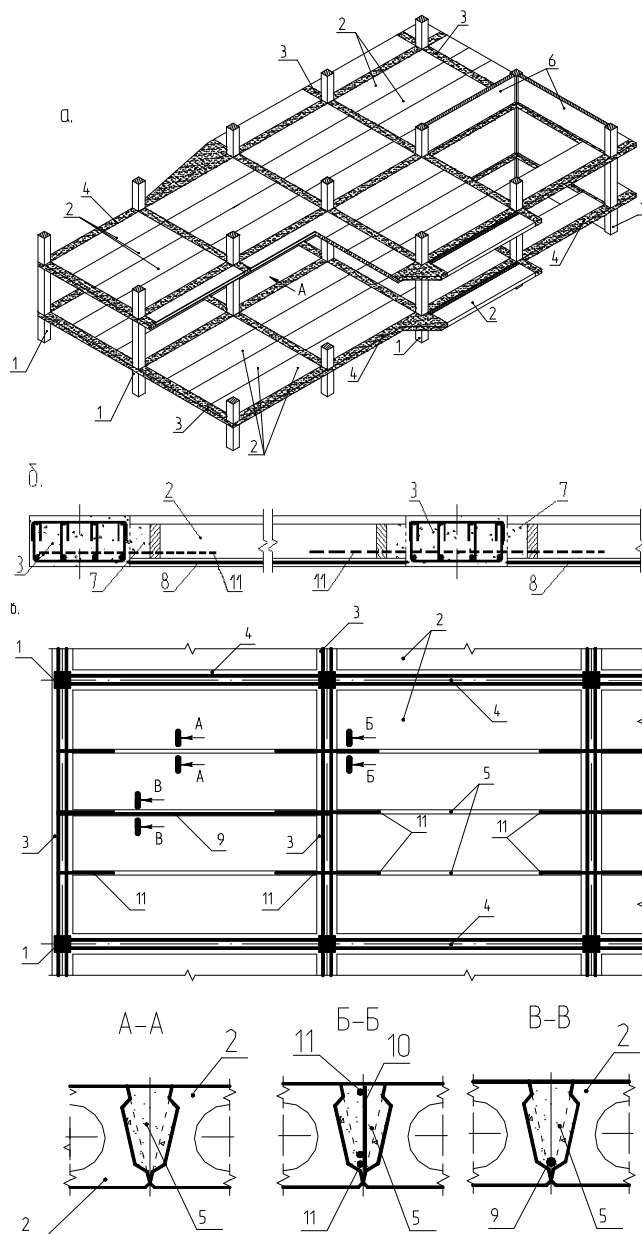


Рис. 1. Конструкция каркаса. а – общий вид каркаса; б – сечение перекрытия, вид по стрелке А, в – фрагмент плана перекрытия; г – сечения межплитных швов.

1 – колонны; 2 – сборные многопустотные плиты; 3 – несущие ригели; 4 – связевые ригели; 5 – межплитные швы омоноличивания; 6 – вертикальные диафрагмы жесткости; 7 – бетонные шпонки; 8 – арматура плит; 9 – сквозная арматура затяжек крайних ячеек перекрытия; 10 – плоские сварные каркасы с поперечной арматурой; 11 – верхняя и нижняя рабочая арматура межплитных швов поперек несущих ригелей.

Кроме того, в этих же местах в швах устанавливают определяемую расчетом верхнюю арматуру для восприятия отрицательного момента, возникающего под нагрузкой в сечениях по торцам многопустотных плит. В приопорных зонах плит в межплитных швах также устанавливают плоские сварные сетки с поперечной арматурой, включаемой в работу. Все конструктивные параметры перекрытия и каркаса в целом определяют расчетом согласно СНБ 5.03.01-02 или СНиП 2.03.01-84\* (для РФ), а методика расчета подробно представлена в Указаниях по расчету и конструированию каркаса, разработанных в БелНИИС.

Особенностью каркаса является и то, что при его расчете и конструировании учтено влияние распора, возникающего при изгибе многопустотных плит в тесненных условиях. Наличие распора  $H$  (рис.2) в крайних пролетах каркаса может вызывать изгиб в горизонтальной плоскости крайнего несущего ригеля, а совместно с вертикальной опорной реакцией и его закручивание.

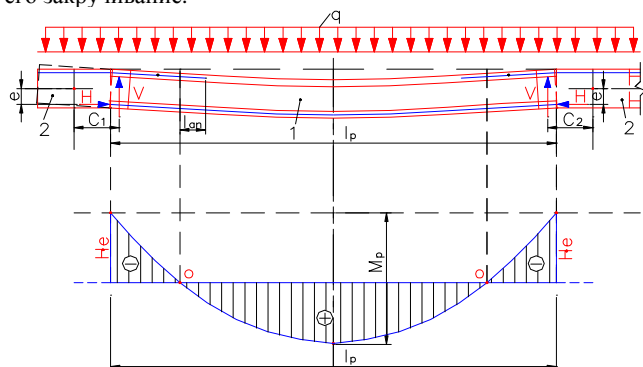


Рис. 2. Продольное сечение плиты. Эпюра изгибающего момента по пролету плиты

1 – сборные многопустотные плиты; 2 – несущие ригели.

Чтобы воспринять распор и исключить вероятность цепного разрушения каркаса, в связевых ригелях должно быть установлено достаточное количество нижней сквозной продольной арматуры. В крайних ячейках, по этой же причине, в средние межплитные швы понизу устанавливают определяемые расчетом дополнительные связи-затяжки, заанкеренные по концам в крайнем несущем ригеле и в ближайшем к нему среднем ригеле.

Учет распора также позволяет на 30...50 % сократить расход стали на армирование сборных плит. В целом каркас представляет собой пространственную многократно статически неопределимую систему. В обычных условиях строительства при высоте до пяти этажей включительно он может иметь рамную конструкцию, при большей высоте зданий – рамно-связевую.

В многоэтажных жилых и общественных зданиях с применением рассматриваемого каркаса наружные стены могут быть выполнены поэтажно опертими в виде кладки из штучных изделий, либо в виде навесных на каркас стеновых панелей. Перегородки во всех случаях выполняют поэтажно опертими.

**Основные результаты апробации конструктивной системы в строительстве.** При разработке новой конструктивной системы зданий на основе сборно-монолитного каркаса, кроме экономической эффективности, особое внимание было уделено обеспечению надежности конструктивного решения. Поэтому при освоении проектирования и строительства домов системы БелНИИС в процессе строительства их обследовали разработчики. Как правило, каркасы этих домов были испытаны статическим нагружением. Для этого была разработана и согласована с НИИЖБ методика натурных испытаний каркасов строящихся зданий серии Б1.020.1-7 на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок. Натурные испытания зданий различной высоты представляют по сути комплекс экспериментально-теоретических исследований, включающих оценку прочностных и деформационных

показателей как отдельных элементов, узлов и стыков, так и каркаса в целом. В последние годы таким исследованиям были подвергнуты, например, каркас 18-ти этажного жилого дома в г. Белгороде, в два этапа; 9-10-ти этажное жилое здание с размерами сетки колонн 7,20x7,20 м в г. Орле; перекрытия здания гаража в Москве и 10-этажного дома в г. Озерске Челябинской области и др.

Пример нагружения перекрытия при натурных испытаниях представлен на рис. 3. В проведенных одиннадцати испытаниях при действии приложенных нагрузок интенсивностью от 3,50 до 5,5 кПа (без учета собственной массы перекрытий) и равных нормативным, ширина раскрытия трещин в несущих ригелях в наиболее напряженных сечениях у колонн, как правило, находилась в пределах от 0,05 до 0,10 мм и не превышала 0,15 мм. При действии расчетной по прочности нагрузки уровня 5,0...6,6 кПа (без учета собственной массы перекрытий) относительные деформации бетона по сжатой грани в тех же сечениях никогда не превышали величины  $30 \cdot 10^{-5}$  (что составляет примерно 10...12% от предельной сжимаемости бетона). Величина достигнутых напряжений в рабочей растянутой арматуре по замеренным в ней деформациям при этой же нагрузке составляла в среднем 130...140 МПа, или 35...38% от расчетного сопротивления арматуры. Эти данные, документально зафиксированные в актах испытаниям с участием представителей госэкспертизы и госархстройинспекции, свидетельствуют о том, что при действии расчетных по прочности нагрузок на перекрытия каркаса уровень напряжений в рабочей растянутой арматуре и бетоне сжатой зоны не превышает 12...38% от величины расчетных сопротивлений арматуры и бетона. При совместном воздействии вертикальной и горизонтальной нагрузки в исследованных зданиях высотой до 20 этажей этот уровень напряжений согласно распределению усилий по пространственному расчету МКЭ увеличивается не более чем в 1,6 раза и составляет суммарно около 22% для сжатого бетона и 61% для растянутой арматуры. Это означает, что при действии расчетных нагрузок все, даже наиболее напряженные сечения каркаса работают упруго, практически без накопления каких-либо остаточных деформаций.



Рис. 3. Нагружение перекрытия с ячейкой 7,2x7,2 м вертикальной нагрузкой при натурных испытаниях жилого дома в г. Орле.

При испытаниях натурных фрагментов были получены такие важные параметры, как учет влияния неравномерной осадки колонн на несущую способность каркаса, влияние горизонтальных нагрузок на работу дисков перекрытий и несущую способность каркаса в целом и др. Испытания фрагментов перекрытий на длительное действие нагрузки показало, что все основные параметры их жесткости и несущей способности стабильны и могут в полной мере оцениваться методикой действующих норм. Интересные результаты получены при испытаниях свободно опертого по углам фрагмента перекрытия в виде пластинки из трех многопустотных плит, объединенных по бокам бетонными межплитными швами, а по торцам – монолитным железобетонным ригелем. Вертикальная распределенная поэтапно возрастающая нагрузка была приложена только к средней плите.

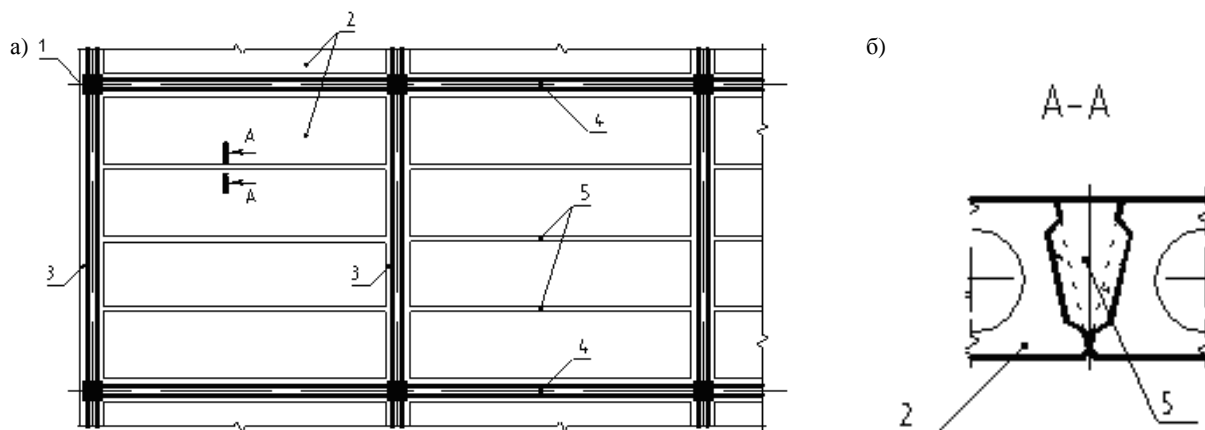


Рис. 4. Перекрытие каркаса, обсуждаемое в статье [11]; б – сечение межплитного шва; 1 – колонны, 2 – многупустотные плиты, 3 – несущие ригели, 4 – связевые ригели, 5 – межплитные швы омоноличивания.

Разрушение этого фрагмента произошло так же, как это имело бы место и в аналогично по размерам цельной пластинке, выполненной из монолитного железобетона. Исчерпание несущей способности фрагмента сопровождалось образованием по нижней поверхности плит магистральных трещин во взаимно перпендикулярных направлениях с достижением текучести в рабочей арматуре всех трех плит.

Чтобы разрушить ячейку перекрытия в своей плоскости даже при незаполненных швах, как показали испытания, требуется приложить горизонтальную нагрузку в 3,9 раза, а при заполненных межплитных швах – в 16,8 раза больше, чем расчетная нагрузка, прикладываемая к этажу здания на высоте 70 м для ветровых условий, например, Белгорода. Это подтверждено результатами натурных испытаний 18-ти этажного жилого дома, испытанного на действие горизонтальной нагрузки на уровне 2-го яруса каркаса. Усилие, равное расчетной ветровой нагрузке на уровне 17 этажа (93 кН), было сосредоточено приложено в плоскости перекрытия вдоль свободного ряда колонн с эксцентриситетом относительно монолитного ядра жесткости. Приборы с ценой деления 0,01 мм, установленные по диагоналям ячеек каркаса на базе 7,94 м, даже не смогли зафиксировать деформаций, вызванных в плоскости диска перекрытия расчетным горизонтальным усилием.

Чтобы не допустить возможных ошибок, разработчики систематически подвергают опытные и расчетные положения разрабатываемой системы зданий апробации на крупнейших научно-технических конференциях в Москве, Петербурге, Минске, Берлине и др. с участием крупных отечественных и зарубежных ученых и специалистов, например [2, 9...10]. Сведения, включающие технические решения и методы их теоретической оценки и расчета, всегда вызывали интерес и получали положительную оценку. Проектная документация домов серии Б1.020.1-7, несмотря на полное соответствие ее требованиям норм, неоднократно подвергалась дополнительной экспертизе. Так, документация трехсекционного 10-ти этажного жилого дома в г. Подольске в 2002 году была тщательным образом рассмотрена в ЦНИИЭПжилища. На основе самостоятельных расчетов экспертами было признано, что рабочая документация конструктивной части этого дома «соответствует требованиям действующих нормативных документов и обеспечивает необходимую деформативность несущих конструкций». Аналогичную экспертизу проектной документации с самостоятельным расчетом конструкций 16-ти этажного здания делового центра по ул. Правды в г. Москве и четырехсекционного 9-ти этажного жилого дома серии в г. Старый Оскол в 2003 году выполнил НИИЖБ. В заключении НИИЖБ конструктивная система и расчетная модель каркасов домов также была одобрена.

Конечно, нетрадиционное конструктивное решение каркаса не всегда встречает понимание с первого взгляда. Даже крупные специалисты, базируясь на разрозненных данных, не

всегда понимают сущность каркаса. Например, в работе [11] авторы вольно или невольно подменили его похожей конструкцией и пришли к неверным выводам. Вместо действительной (см. рис. 1в, г), они анализировали похожую, но существенно отличающуюся от нее конструкцию, представленную на рис. 4, содержащую кроме того грубые нарушения требований норм проектирования железобетонных конструкций.

В рассмотренной конструкции полностью отсутствовало требуемое армирование межплитных швов. Такая конструкция под нагрузкой может иметь хрупкое разрушение, т.к. некоторые сечения перекрытий, например, по торцам плит (см. рис. 4б) не содержат арматуры. К нашей серии рассмотренная конструкция отношения не имеет.

Для подтверждения действительной несущей способности и характера разрушения каркаса подробнее остановимся на результатах последних испытаний фрагмента каркаса до разрушения [12]. Нетрадиционное опирание многупустотных плит на несущие ригели с использованием бетонных шпонок (см. рис.1б) для образования плоского потолка в перекрытиях потребовало самых тщательных экспериментальных исследований. Необходимо было полностью исключить возможность преждевременного разрушения шпоночных стыков в составе перекрытия и не допустить передачу изгибающего момента, возникающего под нагрузкой по торцам плит (см. рис.2), на шпонки. Ранее проведенные испытания показали, что во всех возможных случаях приложения нагрузки разрушение шпоночных стыков плит без выпусков арматуры происходило при коэффициенте безопасности (согласно ГОСТ 8829) в пределах от 1,8 до 3,58 при наибольшем требуемом  $C=1,6$ . Испытания отдельных плит, опертых посредством шпонок на несущие ригели также показали, что при действии на них вертикальной нагрузки, разрушение в первую очередь происходит в середине плиты по нормальному сечению. Установленная в межплитные швы продольная арматура полностью исключает опасность хрупкого разрушения сечения по торцам плит с бетонными шпонками. Сказанное подтверждено результатами выполненных в БелНИИС натурных испытаний до разрушения двух фрагментов каркасов рассматриваемой конструкции. Разрушение их произошло от достижения напряжениями в рабочей арматуре несущих ригелей предела текучести с последующим раздроблением в этих сечениях сжатого бетона.

Кроме проведенных экспериментальных исследований, в мае 2004 г. в г. Старый Оскол в полном соответствии с методикой ГОСТ 8829-94 было проведено испытание до разрушения фрагмента каркаса зданий серии Б1.020.1-7 кратковременным поэтапно возрастающим вертикальным нагружением. Все основные параметры и размеры фрагмента были приняты из реального каркаса строящегося 9-этажного жилого дома (рис. 5) с дисками перекрытий, образованными плитами без-



опалубочного формования «Тэнсиланд». Фрагмент состоял из двух ячеек с размерами в плане по осям колонн  $6,6 \times 4,0 + 6,0 \times 4,0$  м и был выполнен в ООО «Индустрия строительства» из изделий этого предприятия. Конструкции дома рассчитаны на полную расчетную вертикальную нагрузку по I группе предельных состояний  $q = 8,82$  кПа, (полезная 5,2 кПа), а величина полной нормативной нагрузки составляла 7,5 кПа (полезная 4,2 кПа). Поскольку в соответствии с планировочными решениями на обеих ячейках фрагмента предусмотрено размещение сантехузлов с повышенными нагрузками, в ячейке с пролетом 6 м были применены плиты под полезную расчетную нагрузку 9,8 кПа, а в другом пролете – такие же плиты, но под полезную нагрузку 7,8 кПа. Плиты имели в качестве рабочего армирования проволочную арматуру диаметром 5 мм по ГОСТ 7348 с предельным напряжением по сертификату 1390 МПа. Сборные колонны сечением  $40 \times 40$  см содержали 4 стержня диаметром 25 мм из стали класса А500с и бетон прочностью на сжатие  $\bar{R}_k = 34,2$  МПа. Монолитные ригели имели бетон такой же прочности. Рабочее армирование их было выполнено из стали класса А500с с пределом текучести от 630 до 770 МПа по испытаниям образцов различных диаметров, что превышает расчетные характеристики этой стали. Испытания фрагмента каркаса проведены в присутствии консультантов ГАСН и Госэкспертизы проектов Белгородской области РФ к.т.н. А.И. Демьянова и к.т.н. П.В. Сапожникова.

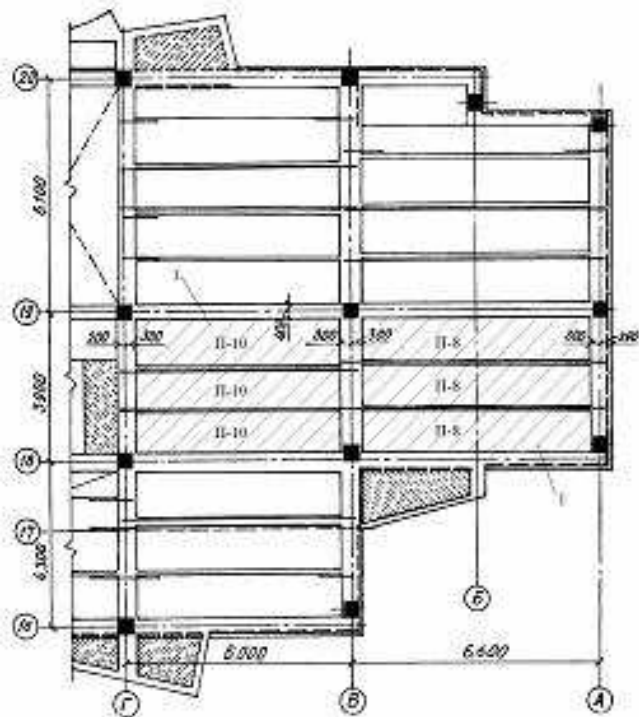


Рис. 5. Фрагмент сечения каркаса жилого дома в г. Старый Оскол Белгородской области.

Испытания были осуществлены нагружением ступенями примерно по 1/15 от разрушающей нагрузки с требуемой выдержкой во времени на каждом этапе и характерных уровнях. Нагрузку создавали штучными грузами в виде бетонных фундаментных блоков, располагавшихся только над плитами. Общий вид фрагмента каркаса при наибольшей приложенной нагрузке приведен на рис. 6.

Для замеров деформаций были применены механические приборы бПАО и индикаторы часового типа ИЧ-10 и ИГМ с ценой деления 0,01 и 0,001 мм. Приборы поверены в УП БелГИМ. Замеры деформаций производили до уровня нагружения, равного 13,25 кПа (без учета собственного веса), после чего приборы были демонтированы.



Рис. 6. Общий вид фрагмента каркаса при наибольшей нагрузке.

Разрушение фрагмента произошло при величине приложенной на перекрытие нагрузки  $q_u = 22,86$  кПа от текучести нижней арматуры в середине пролета и верхней – у колонн несущего ригеля по оси А (рис.7). Из рисунка видно, что по низу перекрытия образовалась система перекрестных трещин: вдоль средней плиты – крупные, разветвляющиеся на более мелкие у несущих ригелей, и поперек плит меньшего раскрытия в середине их пролета. Поверху диска перекрытия трещины появились в местах наибольшего по величине отрицательного момента и их положение совпало в ряде мест со швами. Фактический коэффициент безопасности согласно ГОСТ 8829-94 относительно плит повышенной несущей способности (9,8 кПа) составил  $C = \frac{22,86 + 3,43}{9,8 + 3,43} = 1,98$ , где кроме

приведенных выше значений 22,86 и 9,8 кПа, 3,43 кПа – расчетная нагрузка от собственной массы перекрытия. Достигнутая величина  $C$  превышает требуемый по ГОСТ для первого случая разрушения коэффициент безопасности  $C = 1,35$ . Развитие прогибов несущих и связевых ригелей под приложенной нагрузкой (без учета собственного веса) в пределах произведенных замеров подтверждает упруго-пластический характер разрушения диска перекрытия (рис.8). Можно видеть, что при уровне контрольных нагрузок по жесткости ( $g_I = 6,2$  кПа) наибольшая величина прогиб несущих ригелей не превышала 1,02 мм при допустимой нормами  $1/200 = 20,0$  мм. Первые трещины в сечениях несущих ригелей образовались после достижения величины нагрузки на перекрытие  $g_{срс} = 6,8$  кПа, что больше контролируемой по жесткости и трещиностойкости нагрузки  $g_I = 6,2$  кПа. График перемещений связевых ригелей несколько отличается от описанного выше в связи с отличиями в характере его работы под нагрузкой, по величине пролета и несущей способности примыкающих плит. Так в меньшем пролете при уровне нагрузки, контролируемой по жесткости, прогибы были незначительными (0,05 мм). Связевые ригели практически не включались в работу на изгиб. В большем пролете с плитами меньшей несущей способности развитие прогибов отмечалось с первых этапов нагружения, но их величина также незначительна. При нагрузке  $g_I = 6,2$  кПа она достигала значений 1,53 и 1,82 мм, что значительно меньше допустимых  $1/200 = 30,0$  мм. Первыми в сборных плитах появились видимые продольные трещины при нагрузке  $g = 7,3$  кПа, а поперечные образовались в них при нагрузке  $g = 11,9$  кПа. В целом приведенные данные по величинам разрушающей нагрузки, трещинам и прогибам показывают, что сборно-монолитный каркас удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829-94 по прочности, жесткости и трещиностойкости и обеспечивает требуемую безопасность.

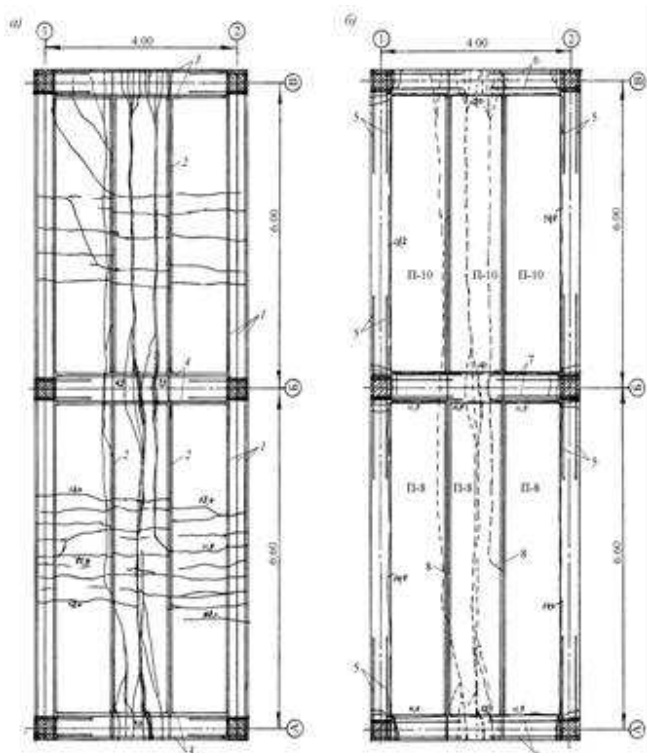


Рис. 7. Картина трещин в диске перекрытия и характер разрушения; а - армирование и вид диска перекрытия после разрушения снизу, б - то же сверху, 1 - арматура связевого ригеля, 2 - затяжка, 3 - нижняя арматура крайнего несущего ригеля, 4 - то же среднего ригеля, 5 - верхняя приопорная арматура связевых ригелей, 6 - то же крайнего несущего ригеля, 7 - то же среднего несущего ригеля, 8 - верхний стержень межплитного шва.

Для полного понимания работы конструкции каркаса под нагрузкой представляет практический интерес дополнительно рассмотреть по результатам замеров графики развития деформаций наиболее сжатой грани бетона и напряжений в растянутой рабочей арматуре характерных сечений несущих ригелей, а также в сечениях по торцу плит при наличии верхней арматуры в межплитных швах. Напряжения в арматуре определены по фактическим диаграммам « $\sigma$ - $\epsilon$ » примененной арматуры. На рис.9 приведен указанный график для сечений несущего ригеля по оси А (рис. 7), разрушение сечений которого привело к исчерпанию несущей способности фрагмента. Из графика видно, что при уровне нормальных нагрузок ( $g_I = 6,2 \text{ кПа}$ ) напряжения в рабочей арматуре, как в середине пролета, так и у колонн не превышали 25 МПа, а относительные деформации бетона сжатой грани были менее  $20 \times 10^{-5}$ . На уровне расчетных нагрузок  $g_{II} = 7,8 \text{ кПа}$  напряжения в рабочей арматуре возросли до величины 200 МПа в середине пролета, и до 35 МПа у колонн, а деформации бетона по наиболее сжатой грани увеличились до  $30 \times 10^{-5}$  в середине пролета и до  $50 \times 10^{-5}$  - у колонн. Дальнейшее приращение напряжений и деформаций с ростом нагрузки было менее интенсивным, чем сразу после образования трещин. В целом приведенные данные соответствуют напряженно-деформированному состоянию несущих ригелей, полученному при натурных испытаниях каркаса строящегося здания, выполненных ранее кафедрой Строительных конструкций Старооскольского технического университета. Следует только заметить, что при испытаниях фрагмента отсутствовало разгружающее влияние примыкающих конструкций каркаса и полученные при его испытаниях величины деформаций и напряжений были несколько (на 5...7%) завышены по сравнению с полученными в условиях реального здания.

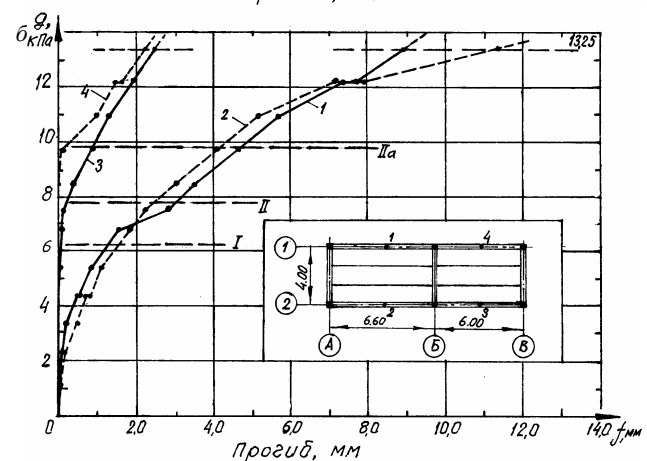
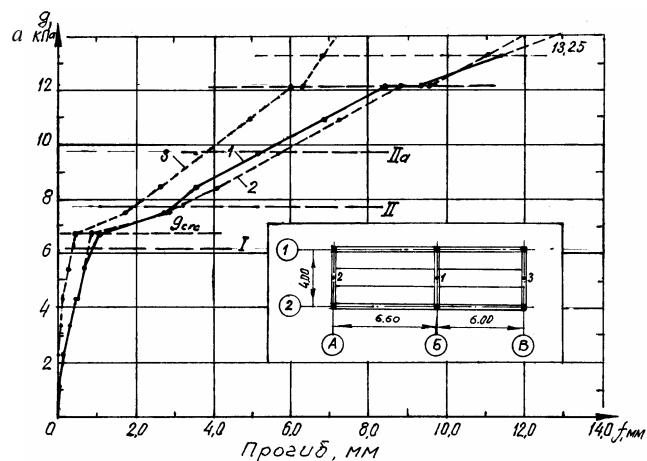


Рис. 8. Прогибы в середине пролета несущих (а) и связевых (б) ригелей: I - уровень нормативных нагрузок 6,2 кПа, II - уровень расчетных нагрузок по прочности для плит П-8, IIa - то же для плит П-10.

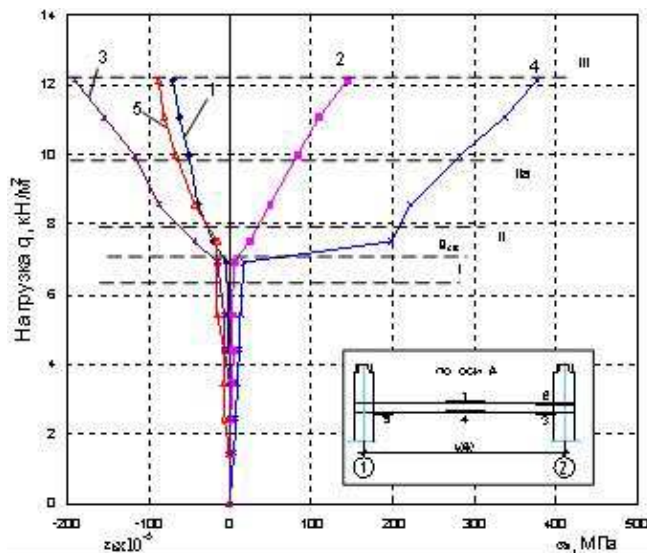


Рис. 9. Развитие деформаций сжатого бетона и напряжения в рабочей арматуре под приложенной нагрузкой в характерных сечениях крайнего несущего ригеля.

Развитие напряжений под нагрузкой в верхней арматуре межплитных швов и деформаций бетона понизу в стыке торцов плит с несущим ригелем представлено на рис.10. Из приведенных на графике данных видно, что верхняя рабочая арматура межплитных швов сразу же с начала нагружения полностью включается в работу. При нормативных (I) и повышенном



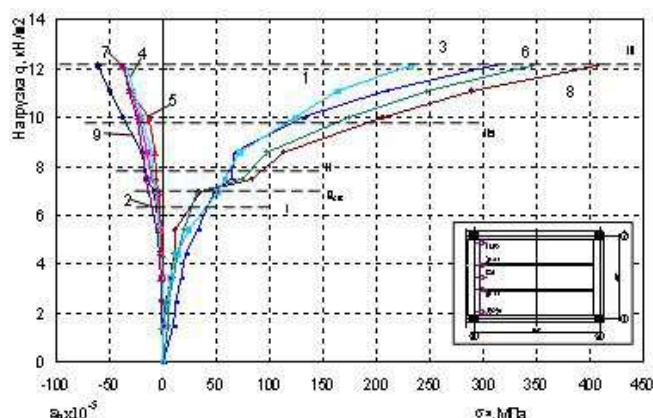


Рис. 10. Развитие деформаций нижней сжатой грани и напряжений в верхней арматуре межплитных швов в сечении по стыку торца плит с несущими ригелями.

расчетном ( $\Pi_a$ ) уровнях нагрузок, напряжения в верхней арматуре межплитных швов не превышают соответственно 38 и 185 МПа. Даже к окончанию замеров при нагрузке  $g=13,25$  кПа, эти напряжения составили 405 МПа, что меньше предела текучести, равного 630 МПа. Величина деформаций сжатого бетона по нижней грани сечения незначительна и во всем диапазоне измерений она не превышает  $70 \times 10^{-5}$ . Рассмотренный график деформирования указывает на упруго-пластический характер работы армированного сечения по торцу плит с несущими ригелями. Верхняя арматура межплитных швов и бетон в этом сечении эффективно включены в работу и обеспечивают полное восприятие момента, возникающего в нем под нагрузкой. При этом бетонные шпонки полностью освобождены от воздействия этого момента и тем самым исключена опасность хрупкого разрушения стыкового соединения.

#### Вывод

Основные результаты экспериментально-теоретических исследований и натурных испытаний, представленные в настоящей статье, показывают, что сборно-монолитный каркас многоэтажных зданий серии Б1.020.1-7 (системы АРКОС) удовлетворяет требованиям ГОСТ 8829-94 и норм проектирования железобетонных конструкций по прочности, жесткости и трещиностойкости, и в зданиях серии Б1.020.1-7 полностью обеспечены условия конструктивной безопасности.

УДК 624.012.45

**Бабицкий В.В.**

## КОНТРОЛЬ КОРРОЗИОННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При оценке коррозионного состояния стальной арматуры железобетонных конструкций решаются две различные по трудности реализации, наличию способов и инструментов задачи. В течение так называемого инкубационного периода (период сохранения бетоном своих защитных по отношению к стали функций), задача состоит в выявлении момента перехода стальной арматуры из пассивного в активное состояние. А после активации стали и начала коррозионного процесса необходимо количественно оценивать степень коррозионного поражения арматуры. Пассивна стальная арматура либо активна – достаточно точно выявляется электрохимическими методами, в частности, после анализа хода анодных поляризационных кривых и измерения стационарного потенциала стали. Применительно к металлу, не защищенному слоем

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Мордич А.И., Вигдорчик Р.И., Белевич В.Н., Залесов А.С. Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий. Бетон и железобетон, 1999, №1, с. 2...4.
2. Мордич А.И., Садох В.Е. Сборно-монолитные плоские перекрытия из многупустотных плит//Материалы XXIV Международной конференции по бетону и железобетону «Кавказ-92»/19-26 апреля 1992 г. – М.: Стройиздат, 1992.
3. Пространственная работа железобетонных конструкций//Сборник трудов № 90. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1971. – 391 с.
4. Айвазов Р.Л., Лапицкий И.В. Сборные перекрытия, опертые по контуру и работающие с поперечным распором//Бетон и железобетон, 1991. – № 11. – с. 7-9.
5. Семченков А.С., Третьяков Б.И., Макаренко С.К. Расчет прочности сборных дисков перекрытий связевого каркаса//Бетон и железобетон, 1987. – № 10. – с. 21-23.
6. Лишак В.И., Киреева Э.И., Саарян В.В. Совместная работа многупустотных преднапряженных плит//Бетон и железобетон, 1987. – № 1. – с. 29-31.
7. Семченков А.С. Испытание сборных перекрытий, опертых по контуру//Бетон и железобетон, 1981. – № 1. – с. 11-13.
8. Мордич А.И., Белевич В.Н., Симбиркин В.Н., Николаев А.А. Исследования сборно-монолитного каркаса 18-этажного жилого дома серии Б1.020.1-7 на воздействие вертикальных и горизонтальных нагрузок//Сб. тр. Международной научно-технической конференции «Пространственные конструктивные системы зданий и сооружений, методы расчета, конструирования и технологии возведения». – Мн.: Стринко, 2002. – с. 123-150.
9. Алявдин П.В., Мордич А.И., Симбиркин В.Н. Пространственный расчет сборно-монолитных каркасов многоэтажных зданий с плоскими перекрытиями//Тезисы докладов научной сессии «Компьютерное моделирование и проектирование пространственных конструкций», Москва, 18-20 декабря 2001, МОО «Пространственные конструкции», Госстрой РФ, ГУП ЦНИИСК и др. – с. 21-22.
10. Мордич А.И., Симбиркин В.Н. Совместная работа при эксплуатации рамно-связевых каркасов и стеновых ограждений многоэтажных зданий//Избр.тр. Международной конференции «Проблемы надежности машин и конструкций». Предс. программного комитета В.В. Болотин, Минск, 24-26 сентября 2002. – М., 2003. – с. 115-123.
11. Бондаренко В.М., Колчунов В.И., Воробьев Е.Д. и др. Конструкционная безопасность каркасов жилых зданий//Бюллетень строительной техники, 2004. – № 1. – с. 8-11.
12. Мордич А.И., Белевич В.Н., Симбиркин В.Н., Навой Д.И. Опыт практического применения и основные результаты натурных испытаний сборно-монолитного каркаса БелНИИС//Бюллетень строительной техники, 2004 – № 8. – с. 8-12.

бетона, методики исследования достаточно отработаны, точны, позволяют выявлять многочисленные влияющие факторы [1]. Усилиями ученых НИИЖБа в практику коррозионных исследований внедрены разнообразные электрохимические методы оценки состояния армированных образцов [2]. На основании метода снятия анодных поляризационных кривых разработан и нормативный документ – СТ СЭВ 4421-83. К сожалению, данный стандарт имеет некоторые недостатки, не позволяющие в полной мере реализовать информативность потенциостатического метода.

В Республике Беларусь разработан более совершенный, на наш взгляд, стандарт [3], устранивший ряд недочетов предыдущего нормативного документа. Сама техника снятия анодных поляризационных кривых базируется на традиционной

**Бабицкий В.В.**, кандидат технических наук, доцент каф. строительных материалов и изделий Белорусского национального технического университета.

Беларусь, БНТУ, 220013, г. Минск, пр. Ф. Скорины, 65.