

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ф.Г. Гаузе. Железобетон в XX веке/ изд. автора.– М.: 1927.– 108 с.
2. А.С. Карпунин. Железобетонные конструкции/ Изд. 2-е, перераб.– Гос. изд. лит-ры по строительству и архитектуре.– М.: 1957.– 442 с.
3. С. Чемпион. Дефекты и ремонт бетонных и железобетонных сооружений/ Пер. с англ. В.Д. Шапиро.– М.: Стройиздат, 1967.– 152 с.
4. Г. Руфферт. Дефекты бетонных конструкций/ Пер. с нем. И.Г. Зеленцева.– М.: Стройиздат, 1987.– 111 с.
5. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции.– Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003.– 139 с.
6. СНиП 2.03.01–84*. Бетонные и железобетонные конструкции.– М.: Госстрой СССР, 1985.– 79 с.
7. СНиП 2.03.11–85. Защита строительных конструкций от коррозии.– М.: Госстрой СССР, 1986.– 46 с.
8. DIN 1045–1. Tragenwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion.– Berlin, 1998.– 178 p.
9. СНБ 2.02.01–98*. Пожарно-техническая классификация зданий, строительных конструкций и материалов.– Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001.
10. BS 8110. Structural Use of Concrete – Part 1: Code for Practice and Design and Construction British Standard Institution, London, 1992.
11. EN 1992–1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode–2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building.– Brussels.– 2002, October.– 230 p.
12. PN–B–03264. Konstrukcje betonowe, zelbetowe I sprenzone. Obliczenia statyczne i projektowanie.– Warszawa, 1999.
13. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожарами/ НИИЖБ Госстроя СССР.– М.: Стройиздат, 1987.– 80 с.
14. ГОСТ 13015. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные.
15. Справочное пособие по пределам огнестойкости строительных конструкций/ Инф. бюллетень пожарной безопасности № 5.– Мн.: НИИПБиПЧС, 2002.– с. 44–116.
16. Эксплуатационная надежность зданий и сооружений. Тезисы докладов совещания-семинара.– Минск, 21–22 ноября 1995 г.– Мн.: Минстройархитектуры РБ, 1995.– 99 с.
17. В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Гузев. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты.– М.: Стройиздат, 1980.– 536 с.
18. В.Д. Терин. Совершенствование ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций// Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии.– Междунар. научно-практ. конф.– Сб. научн. трудов. Под ред. Н.П. Блещика.– Мн.: Технопринт, 2000.– с. 456–462.
19. Бабушкин В.И., Матвеев Г.М., Мчедлов–Петросян О.П. Термодинамика силикатов.– М.: 1972.
20. Васильев А.И., Подвальный А.М. Прогноз коррозии арматуры железобетонных конструкций автодорожных мостов в условиях хлоридной агрессии и карбонизации/ Бетон и железобетон.– М.: № 6, 2002.– с. 27–32.
21. Бариев Э.Р. Система противопожарного нормирования и стандартизации Республики Беларусь. Опыт и перспективы развития. Пожарно-техническая квалификация строительных материалов, конструкций и зданий (СНБ 2.02.01–98): новые требования и подходы/ Сб. докл. республ. семинара от 12–13 июля 2001 г.– Мн.: НИИ ПБиПЧС МЧС РБ, 2001.– с. 2–9.
22. Сычев В.И., Жуков В.В. Огнестойкость строительных конструкций.– М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1976.– 61 с.
23. А.Ф. Милованов. Огнестойкость железобетонных конструкций.– М.: Стройиздат, 1986.– 224 с.
24. Холмянский М.М. Сцепление арматуры с бетоном.– М.: Стройиздат, 1987.– 1987.
25. Степанова В.Ф. Проблема долговечности железобетона в современном строительстве// Бетон и железобетон, № 5, 2002.– с. 18–19.
26. СТБ «Бетоны тяжелые конструкционные» (проект).
27. Concrete Structures: Eurocode EC 2 and BS 8110 Compared.
28. BSE 206–1/BS 8500. Concrete. Performance, Production, Placing and Compliance Criteria.
29. EN 206. Concrete. Performance, Production, Placing and Compliance Criteria.

УДК 624

**Бондаренко В.М., Колчунов В.И., Воробьев Е.Д.,
Осовских Е.В., Доценко В.Н.**

К ВОПРОСУ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

Реализация в строительстве изменений к СНиП II-3-79* по теплотехнике потребовала создания и введения в хозяйственный оборот качественно новых строительных технологий, типов зданий и сооружений. Попытки быстро решить эту проблему, в том числе путем адаптации зарубежных технологий без соответствующего научно-технического сопровождения, включая весь комплекс расчетной и экспериментальной проверки, уже на стадии проектирования приводят к снижению эксплуатационных характеристик зданий, а главное – к снижению их надежности и конструктивной безопасности. Анализ отечественной практики проектирования и строительства зданий и сооружений в последнее десятилетие показал, что проектная документация выполняется чаще всего поэтапно и подвергается экспертизе далеко не в полном объеме, определенном нормативно-техническими требованиями. Особенно остро проблема безопасности и качества встает при проектировании сложных и ответственных конструктивных

систем на региональном уровне, в связи с резким сокращением в рыночных условиях деятельности крупных специализированных НИИ и проектных институтов, обеспечивавших ранее разработку и научно-техническое сопровождение ответственных и сложных проектов.

В настоящей статье рассмотрены некоторые вопросы конструктивной безопасности применительно к сборно-монолитным каркасам зданий, получающим распространение в республике Беларусь и на территории некоторых приграничных областей России (Белгородская, Орловская, Смоленская) [1, 2, 3]. Как отмечается в [4], достаточная нормативная база по проектированию таких конструкций даже в монолитном исполнении в России и Беларуси отсутствует. Это напрямую отражается на качестве проектирования таких конструктивных систем и, как следствие, – на их конструктивной безопасности.

Известно, что расчет железобетонных каркасов с плоски-

Бондаренко В.М., доктор технических наук, профессор, академик РААСН и РИА (МИКХиС)

Колчунов В.И., доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РААСН

Воробьев Е.Д., инженер, Орловский государственный технический университет

Осовских Е.В., кандидат технических наук, доцент, Московский государственный университет путей сообщения

Доценко В.Н., инженер, «Белгородгражданпроект»

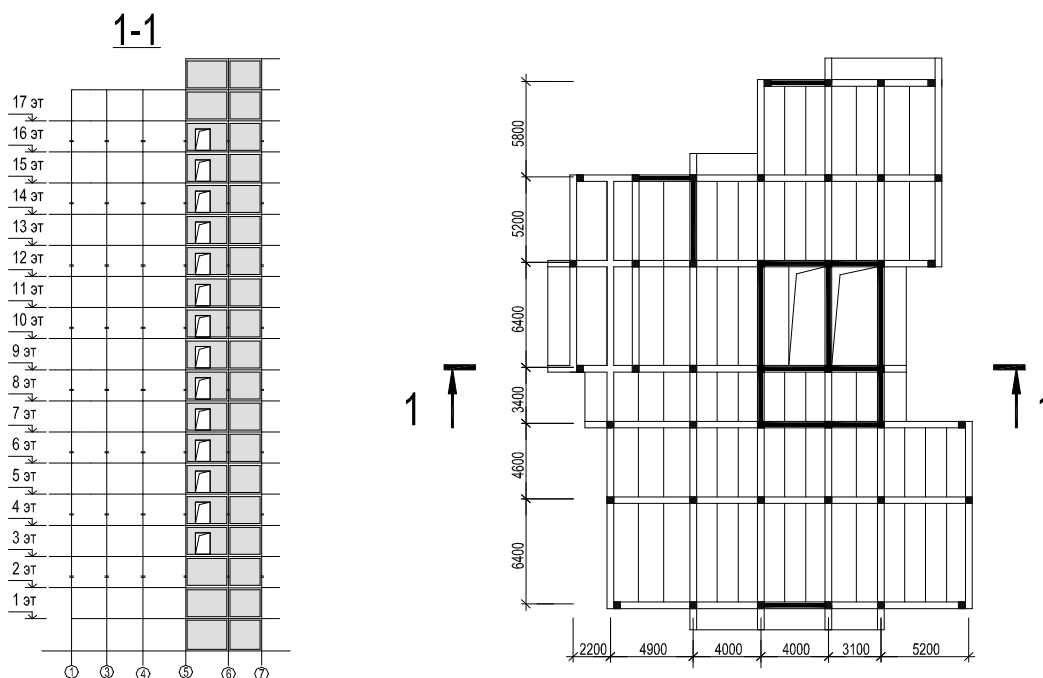


Рис. 1. Конструктивная схема рамно-связевого сборно-монолитного безригельного каркаса 18-этажного жилого дома

ми перекрытиями производят с использованием расчетных схем разных уровней от наиболее простого метода заменяющих рам [4], принятого и в международных нормативных документах [5], до сложнейших пространственных дискретно-континуальных или дискретных моделей, реализуемых на ЭВМ с применением расчетных программ высокого уровня (MicroFe, Лира и др.).

Вне зависимости от уровня расчетной схемы, каркас здания рассчитывается на действие вертикальной и горизонтальной нагрузок с передачей последней на раму – при рамной конструктивной схеме, вертикальные элементы жесткости – при связевой конструктивной схеме или же те и другие части здания – при смешанной конструктивной схеме. Определение усилий, действующих в элементах каркаса, производится по общим правилам расчета стержневых (комбинированных) систем. Однако опыт расчета сложных пространственных конструкций [6] показывает, что первостепенным и важнейшим элементом расчета является переход от принятой конструктивной схемы к адекватной из условий статики расчетной схеме. Даже в отношении достаточно разработанного и апробированного практикой проектирования и строительства метода заменяющих рам применительно к плоским перекрытиям конкретные рекомендации имеются лишь для отдельных типов конструктивного исполнения таких перекрытий, например [4]. Без соответствующих исследований они не могут быть распространены на другие типы конструктивно-технологических решений плоских перекрытий.

С позиций изложенного проанализируем некоторые результаты проведенных авторами статьи численных исследований сборно-монолитного рамно-связевого безригельного каркаса повышенной этажности, разработанного в республике Беларусь институтом БелНИИС в качестве несущих конструктивных систем жилых зданий с дисками перекрытий из многпустотных плит [2, 3, 7, 8]. Для статического расчета такого каркаса (рис. 1) на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок были рассмотрены несколько вариантов расчетных схем разных уровней, включая и схемы, принятые в работах [2, 8].

Вариант 1. Пространственная пластинчато-стержневая схема, включающая фундаментную плиту на упругом основа-

нии, колонны, несущие и связевые ригели, а также перекрытия и диафрагмы. Для ячейки, образуемой несущими и связевыми ригелями, рассмотрены две расчетные схемы сопряжения плит перекрытия: а) с каждым несущим и связевым ригелем и б) сопряжения только с несущими ригелями. Расчеты по этим схемам выполнены для двух типов конструктивных решений - с постановкой и без постановки дополнительных диафрагм жесткости.

Вариант 2. Плоские рамно-стержневые расчетные схемы [4], образуемые заменяющими рамами в двух взаимно перпендикулярных направлениях путем расчленения пространственного каркаса вертикальными плоскостями, проходящими параллельно осям колонн через середины смежных поперечных пролетов (внутренних и крайних). В результате, заменяющая рама связевого направления моделируется рядом колонн, соединенных условными ригелями, состоящими из полосы плит шириной равной расстоянию между серединами двух поперечных пролетов, примыкающих к соответствующему ряду колонн. В состав условных ригелей связевого направления включены сами связевые ригели. Заменяющая рама в направлении несущих ригелей моделируется рядом колонн, соединенных несущими ригелями.

По принятым вариантам расчетных схем каркас здания рассчитывали на действие вертикальной и горизонтальной нагрузок. Для пространственных расчетных схем расчет на горизонтальную нагрузку был выполнен в двух взаимно перпендикулярных плоскостях, а также на действие нагрузки, ориентированной под углом к главным осям здания. В соответствии с действующими нормами, учтена пульсационная составляющая горизонтальной нагрузки по заданным направлениям.

Учитывая объем статьи, ограничимся анализом результатов статического и конструктивного расчета только элементов плоского перекрытия рассматриваемого каркаса здания, образованного из типовых сборных многпустотных плит и монолитных перекрестных ригелей. Стыковое сопряжение многпустотной плиты с несущим ригелем конструктивно выполнено согласно [2, 3, 7, 8] в виде бетонных шпонок, устроенных на глубину 100 мм в открытых полостях плит и выпусками рабочих стержней пустотных плит, заведенных в монолитный несущий ригель на длину 150 мм.

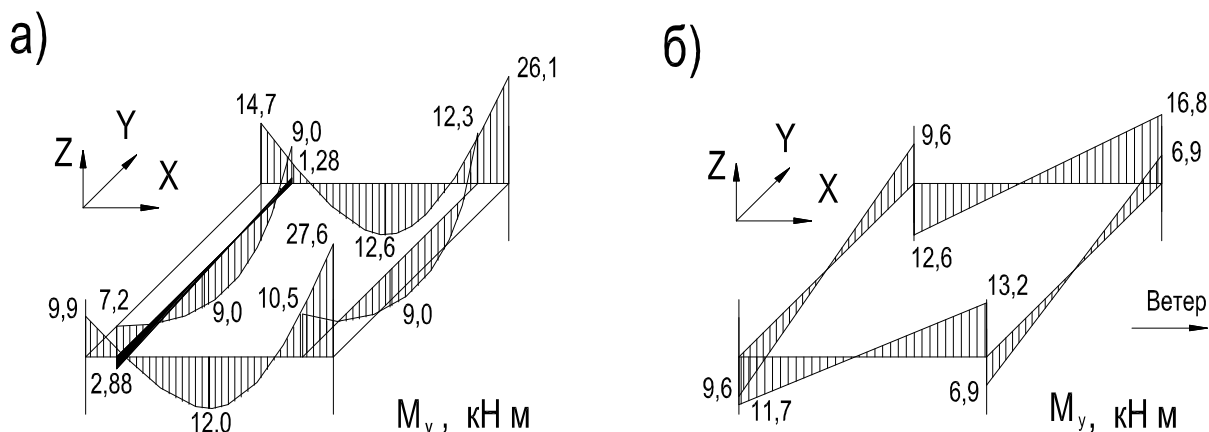


Рис. 2. Эпюры моментов в плитах, несущих и связевых ригелях из расчета с использованием расчетной схемы 1-го уровня на действие вертикальной (а) и горизонтальной нагрузки в направлении по оси x (б).

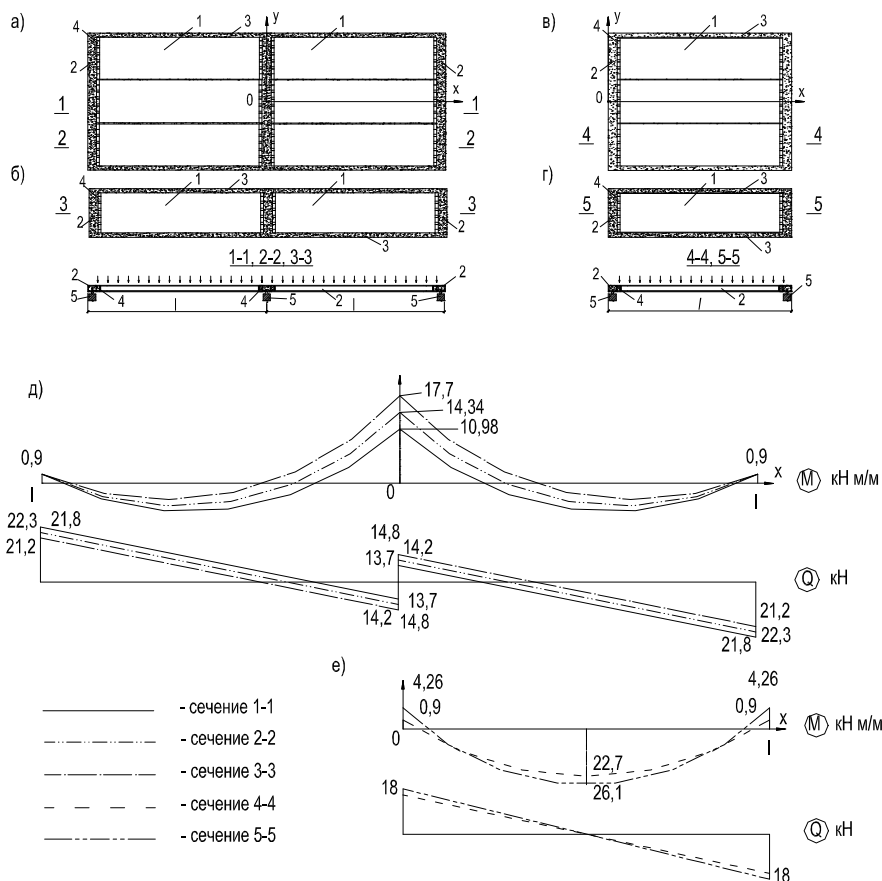


Рис. 3. Схемы испытаний фрагментов (а-г) и эпюры изгибающих моментов, поперечных сил (д,е) в плитах фрагментов при нагрузке 6 кПа:

1 - панель; 2 – торцевой участок несущего ригеля; 3 – связевой ригель; 4 – бетонные шпонки; 5 – опорные устройства.

Для определения усилий в стыковом соединении многопустотной плиты с несущим ригелем применена более детальная, чем в составе каркаса расчетная схема второго уровня, с использованием стержневых и пластинчатых КЭ. При этом моделировали два фрагмента перекрытия, охватывающие систему “плита - несущий ригель - связевые ригели”. Сопряжение плит с ригелями в обоих рассчитанных фрагментах было принято таким же, как и в опытных фрагментах [3, 7]. Первый (фрагмент 1) включал две одиночных плиты, рас-

положенные по длине друг за другом (два пролета) и окаймленные по коротким сторонам монолитными железобетонными несущими ригелями, по длинным – связевыми ригелями. Второй (фрагмент 2) отличался от первого тем, что включал по три плиты в каждом пролете, также окаймленных по контуру каждого пролета несущими и связевыми ригелями (см. рис. 3). Передача нагрузки с плит на ригели осуществлялась посредством шпоночного соединения.

Параллельно были рассчитаны два однопролетных фрагмента (1а) и (2а), которые моделировали опытные фрагменты, описанные в работах [3,7]. Опирались фрагменты 1 и 1а было принято шарнирным и выполнялось с помощью шарнирно-подвижной и шарнирно-неподвижной опор, расположенных по всей длине монолитных участков торцевых и промежуточных ригелей. Опирались фрагменты 2 и 2а было точечным, соответственно на четыре или шесть точек по углам каждого пролета.

Согласно опытным данным [3,7], нагружение фрагментов производилось кратковременной вертикальной нагрузкой до разрушения. Опирались монолитных участков торцевых ригелей по всей их длине было шарнирно-подвижным с одной стороны и шарнирно-неподвижным – с другой стороны.

В расчетных моделях перекрытия моделировалось коробчатой пространственной системой, образованной плоскими конечными элементами оболочки, что обеспечивало учет конструктивной ортотропии многопустотных плит. В обоих вариантах один из ригелей был крайним. При этом сопряжение плит между собой, а также с несущими и связевыми ригелями моделировали связями, расположенными в уровне полог плит и работающими на растяжение (сжатие) и сдвиг.

Расположение рассчитываемого фрагмента в составе перекрытия было определено по результатам расчета всего каркаса, с применением расчетной схемы первого уровня.

Некоторые результаты статического расчета в виде эпюр изгибающих моментов в плитах, несущих и связевых ригелях, полученные с применением описанных двухуровневых расчетных схем, приведены на рис. 2.

Анализируя эти данные, можно отметить следующее. Значения изгибающих моментов, возникающих в элементах диска сборно-монолитного перекрытия при расчете по пространственной расчетной схеме от действия вертикальной и горизонтальной нагрузок соизмеримы между собой. Это свидетельствует о том, что для рассматриваемой смешанной конструктивной схемы и назначенных сечений несущих элементов каркаса применение упрощенных расчетных схем и, соответственно, схем испытаний фрагментов и отдельных элементов конструкций и узлов по упрощенным схемам должно быть всесторонне обосновано. Подтверждением сказанному является и то, что усилия полученные в элементах диска перекрытия с использованием расчетной схемы второго уровня в виде точечно опертого фрагмента (см. рис. 2 и 3.) значительно отличаются от усилий, полученных из расчета по пространственной расчетной схеме.

Еще большие количественные и даже качественные расхождения наблюдаются при сравнении результатов расчета по пространственной расчетной схеме с данными расчета по

результатов по этим схемам, причем не в запас прочности, достигают 100 % и более. Уместно заметить, что результаты расчета по методике [3] значительно, причем также не в запас отличаются от результатов расчета каркаса с использованием описанной выше расчетной схемы второго уровня только на вертикальную нагрузку.

Сопоставление результатов статического расчета по различным вариантам пространственных расчетных схем первого уровня также показало существенные отличия в величинах расчетных усилий. Однако количественные различия результатов этих расчетов были значительно меньшими, чем различия в результатах, полученных для расчетных схем первого и второго уровня. Результаты этих расчетов для рассматриваемого конкретного каркаса показали необходимость установки дополнительных (по отношению к принятым в первоначальном проекте) диафрагм жесткости, поскольку назначаемые в проектах сечения колонн каркаса этого типа для зданий повышенной этажности недостаточны.

Для сопоставления результатов расчета сборно-монолитного диска перекрытия рассматриваемого каркаса с результатами испытаний фрагментов этих перекрытий были вычислены расчетные значения перемещений и деформации

бетона плит и ригелей. Согласно [3,7] фрагмент сборно-монолитного перекрытия рассматриваемого типа при испытании моделировался двумя конструктивными схемами.

Первая представляла собой фрагмент перекрытия, состоящий из одной многопустотной панели, заключенной в железобетонную обойму из двух связевых ригелей по продольным краям панели и участком несущего ригеля на ширину торца панели. Плита по торцам была соединена с несущим ригелем бетонными шпонками за счет заполнения монолитным бетоном пустот плит, открытых перед бетонированием на глубину 100 мм. Этот фрагмент был испытан вертикальной нагрузкой, передаваемой в пределах грузовой площади плиты по балочной схеме со, свободным опиранием монолитных участков торцевых ригелей по всей длине на шарнирно-подвижную и шарнирно-неподвижную опоры.

Вторая конструктивная схема представляла собой фрагмент в виде аналогичной железобетонной обоймы с заключенными в ней тремя панелями, соединенными с несущими ригелями на таких же шпонках. Замоноличивание швов между панелями и швов между крайними панелями и связевыми ригелями осуществлялось в процессе испытаний поэтапно. Вначале нагружалась средняя панель при незамоноличивании швах, затем поэтапно замоноличивались вначале межплитные швы, затем все остальные швы. Испытание этого фрагмента осуществлялось при его опирании на точечные опоры по углам. Полученные из пространственного расчета (расчетной схемы первого уровня) при действии вертикальной и горизонтальных нагрузок значения деформаций бетона в зоне контакта панелей с монолитным ригелем значительно (более 50 %) превышают предельную деформативность бетона плит при растяжении.

Качественный анализ результатов расчетов по расчетным схемам первого и второго уровней показал, что по общей картине напряженно-деформированного состояния предлагаемый в [2,3,7,8] вариант сборно-монолитного перекрытия не отличается от характера НДС в аналогичных каркасах с монолитными плитами, опертыми на колонны, что, кстати, подтверждают и сами авторы разработки [2]. Однако, в силу существенно меньшей жесткости исполненного описанным образом диска перекрытия, при наличии в нем конструктивной анизотропии (из-за применения пустотных панелей, многочисленных стыков и сопряжений, а также усадочных трещин) трещиностойкость отдельных участков этого перекрытия в эксплуатационной стадии значительно ниже монолитного. Сама конструкция стыка, в котором при наличии изгибающих моментов отсутствует верхняя арматура продольного направления, не рассчитана на восприятие всех усилий, действующих в этом стыке. Так, например, наличие распора плит в их продольном направлении, учет которого предложен в методике [3], также свидетельствует об отсутствии какой-либо связи между верхней гранью плиты и несущим ригелем. Более того, при отсутствии конструктивной связи между верхними полками плит и несущим ригелем включение в состав сечения несущего ригеля прилегающих полог сборных плит не соответствует требованиям действующих норм. Работа сборно-монолитного перекрытия, точно опертого на колонны, предполагает наличие крутящих моментов в угловых зонах ячеек перекрытия и, как следствие, в конечном итоге возможную схему разрушения по «конверту». В примененных в предлагаемом сборно-монолитном перекрытии типовых плитах отсутствует адекватное расчетное и конструктивное армирование, равно как и отвечающее конструктивным требованиям норм армирование стыкового сопряжения плит с несущим ригелем, что не исключает возможности внезапного обрушения перекрытия [9].

Сравнительно малые сечения и, как следствие, крайне низкая жесткость ригелей в рассматриваемом сборно-монолитном перекрытии, предполагают интенсивное насыщение их рабочей арматурой, поскольку армирование в

первую очередь определяется здесь требованиями второй группы предельных состояний. Так, для рассмотренного выше в качестве примера 18-этажного здания, армирование ненапрягаемой арматурой класса А-III, согласно данных расчета, достигает 9.11%. Уменьшение процента армирования этих ригелей за счет применения высокопрочной арматуры класса А-IV, А-V [7] приводит к тому, что уже при монтажной нагрузке неизбежно образование трещин с раскрытием более 0.25 мм. В стадии же эксплуатации расчетная ширина раскрытия трещин в наиболее напряженных приопорных зонах ригелей достигает еще больших значений. Более того, трещины здесь неконтролируемы из-за недоступности этих участков под выравнивающим слоем и полом.

Если же провести оценку остаточного ресурса по напряжениям в сжатой зоне ригеля от полной эксплуатационной нагрузки и ширине кратковременного раскрытия трещин от этой нагрузки по одной из существующих в настоящее время методик, то приходим к следующему. При расчетной ширине раскрытия трещин $a_{ср} = 0,30$ мм величина остаточного ресурса составит $H_{сер} = 1,422$ бит. Из этого следует, что рассматриваемая конструкция уже на стадии начала эксплуатации попадает в ряд конструкций, требующих усиления.

Приведенный анализ напряженно-деформированного состояния конструктивного решения диска сборно-монолитного перекрытия позволяет сделать следующие выводы.

1. Предложенный вариант сборно-монолитного перекрытия имеет существенные конструктивные недоработки при рассмотрении его в качестве диска перекрытия, опертого на точечные опоры. Так, в соответствии с требованиями действующих нормативных документов, должна быть разработана методика расчета и конструирования сборных плит этого перекрытия на восприятие всех основных усилий, действующих в плитах с учетом условий их сопряжения и опирания. Соответственно, необходимо разработать альбом технических решений и рабочих чертежей этих плит с указанием условий опирания при заводских испытаниях, а также контрольных значений параметров жесткости, трещиностойкости и прочности в соответствии с требованиями ГОСТ 8829. Ссылки же на многопустотные плиты типовых серий некорректны, поскольку совершенно очевидно, что эти конструкции разработаны для других схем нагружения и граничных условий и, соответственно, имеют другие схемы испытаний и значения контрольных параметров прочности, жесткости и трещиностойкости.

2. Поскольку рассмотренное конструктивное решение противоречит по ряду важнейших показателей требованиям действующих норм (армирование ригелей и плит, анкеровка сборных плит, прочность шпоночного сопряжения плит с несущими ригелями и др.), то в соответствии с действующим порядком введения в хозяйственный оборот градостроительной и проектной документации, новых конструктивных разработок, в том числе ввозимых из-за рубежа (постановление

Правительства РФ №1008 от 27.12.2000) необходимо проведение полномасштабной государственной экспертизы этой разработки и освидетельствование технического состояния уже построенных на территории Российской Федерации зданий рассмотренного типа.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия Б1.020.1-7. Сборно-монолитная каркасная система МВБ-01 с плоскими перекрытиями для зданий различного назначения: БелНИИС.-Мн.: Минсктиппроект. 1999.
2. Алявдин П.В., Мордич А.И., Симбиркин В.Н. Пространственный расчет сборно-монолитных каркасов многоэтажных зданий с плоскими перекрытиями.// Компьютерное моделирование и проектирование пространственных конструкций. Тезисы докладов научной сессии 18-20 декабря 2001 г. М.: МОО «Пространственные конструкции», 2001.-с. 21-22.
3. Белевич В.Н. Прочность и деформативность многопустотных плит в составе сборно-монолитного диска перекрытия// Сб. тр. Международной научно-практической конференции «Бетон и железобетон в третьем тысячелетии».- Ростов-на-Дону: РГСУ, 2000.-с.72-80.
4. Залесов А.С., Чистяков Е.А. Расчет и конструирование монолитных каркасов с плоскими перекрытиями.// Ресурсосберегающие конструктивно-технологические решения зданий и сооружений: Сб. докл. Междунар. конф. «Промышленность стройматериалов и стройиндустрия, энерго- и ресурсосбережение в условиях рыночных отношений».- Белгород: Изд. БелГТАСМ, 1997. ч. 6-7.-с.8-12.
5. ENV 1992-1-1: Eurocod 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and Rules for Buildings. European Prestandard. June 1992.
6. Александров А.В., Карпенко Н.И., Травуш В.И., Долоткин Д.Б., Жуков К.А. Особенности напряженно-деформированного состояния оболочечно-стержневого каркаса современного высотного здания.// Известия вузов. Строительство.-1998.-№3.-с.132-137.
7. Мордич А.И., Вигдорчик Р.И., Белевич В.Н. Многоэтажные здания по серии Б1.020.1-7 со сборно-монолитными каркасами и плоскими перекрытиями из многопустотных плит.// В сб. «Современные архитектурно-конструктивные системы зданий и сооружений, новые строительные материалы и технологии».- Минск: НПО «Стринко», 2000.-с.3-22.
8. Мордич А.И., Белевич В.Н. Работа многопустотных плит в составе сборно-монолитного диска перекрытия каркаса МВБ-01.// Будівельні конструкції, № 50.- Киев: 1999.-с.177-183.
9. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил. Монография. Брест.: изд. БГТУ, 2000.- 400 с.

УДК 666.972

Кардунян Г.С., Батудаева А.В.

ВЫСОКОПРОЧНЫЕ БЕТОНЫ ИЗ САМОВЫРАВНИВАЮЩИХСЯ СМЕСЕЙ

По общепринятой терминологии [1] под самовыравнивающимися подразумеваются смеси, способные укладываться в опалубку без вибрации и равномерно распределяться во всем ее объеме даже при наличии густорасположенной арматуры при сохранении однородности. Определяющим свойством

таких смесей является их удобоукладываемость, не требующая принудительного уплотнения. В свою очередь, удобоукладываемость – это комплексное свойство, являющееся результирующим двух противоположных по своей природе свойств свежеприготовленной массы [2]:

Кардунян Галина Суменовна, к.т.н., доцент каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Батудаева А.В., аспирант Научно-исследовательского института бетона и железобетона, г. Москва, РФ.