

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ. ПРОБЛЕМЫ МЕХАНИКИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

УДК 624.074.4

DOI: 10.22227/1997-0935.2018.1.33-43

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЙ УСИЛЕННЫХ УЗЛОВ ОПИРАНИЯ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ НА КОЛОННЫ

А.М. Лютковский, Б.С. Соколов¹

НПЦ «Реконструкция», 115280, г. Москва, ул. Автозаводская, д. 1;

¹НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д. 6

Предмет исследования: приведены некоторые результаты испытаний двух вариантов усиленных узлов опирания железобетонных перекрытий на колонны с расположением капителей на верхней поверхности плиты перекрытия.

Цели: испытания проведены с целью подтверждения рациональности и надежности проектных решений усиления.

Материалы и методы: испытания выполнены нагружением отдельных усиленных железобетонными капителями или в сочетании со стальной обоймой узлов железобетонных каркасов зданий в построечных условиях.

Результаты: получены экспериментальные данные о работе исследуемых узлов. Выполнен анализ напряженно-деформированного состояния узлов. Обсуждаются практические достоинства и недостатки таких узлов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетонное перекрытие, колонна, капитель, узел опирания, результаты натурных испытаний

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Лютковский А.М., Соколов Б.С. Опыт проектирования и испытаний усиленных узлов опирания монолитных железобетонных перекрытий на колонны // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 1 (112). С. 33–43.

EXPERIENCE OF DESIGNING AND TESTING STRENGTHENED JOINTS OF SUPPORT OF CAST-IN-SITU REINFORCED CONCRETE FLAT SLABS ONTO COLUMNS

A.M. Lyudkovsky, B.S. Sokolov¹

Scientific Technical Center “Rekonstruktsiya”, 1 Avtozavodskaya st., Moscow, 115280, Russian Federation;

¹Research and Design Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev
(NIIZhB named after A.A. Gvozdev), JSC Scientific Research Center “Stroitel'stvo”,
6 2nd Institut'skaya st., Moscow, 109428, Russian Federation

Subject: in this paper, the results of some tests are presented for two variants of strengthened joints of support of reinforced concrete flat slabs onto columns with the arrangement of capitals on the upper surface of the flat slab.

Research objectives: the tests were conducted to confirm the rationality and reliability of the design solutions of reinforcement.

Materials and methods: the tests were performed by loading selected joints of reinforced concrete building's frameworks under construction conditions. The joints were strengthened by reinforced concrete capitals or in combination with the steel girdle.

Results: the experimental data on the response of joints under study was obtained. The analysis of the stress-strain state of the joints was carried out. Practical advantages and disadvantages of such joints were described.

KEY WORDS: reinforced concrete flat slab, column, cap, supporting joint, full-scale test results

FOR CITATION: Lyudkovsky A.M., Sokolov B.S. Opyt proektirovaniya i ispytaniy usilennykh uzlov opiraniya monolitnykh zhelezobetonnykh perekrytiy na kolonny [Experience of designing and testing strengthened joints of support of cast-in-situ reinforced concrete flat slabs onto columns]. Vestnik MGSU [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2018, vol. 13, issue 1 (112), pp. 33–43.

ВВЕДЕНИЕ

В практике проектирования и строительства бывают ситуации, когда приходится выполнять усиление конструкции еще до окончания строительных работ. В особо сложных случаях правильность смелых инженерных решений приходится проверять натурными испытаниями.

ООО «НПЦ «РЕКОНСТРУКЦИЯ» на ряде объектов провело усиление узлов опирания капителями, устраиваемыми снизу плиты, — принятые технические решения заказчиков не удивили; на других объектах были применены капители, расположенные поверх плиты, что сопровождалось вопросами. Иногда чтобы различать эти технические решения, применяют термины «подкапитель» (обычная капитель) и «надкапитель».

Однако у проектировщиков при проведении контрольных расчетов опорных узлов железобетонных каркасов, усиленных как с устройством подкапителей, так и при устройстве надкапителей, возникали одни и те же вопросы, связанные с обеспечением работоспособности и надежностью усиления.

Для подтверждения рациональности принятых решений потребовалось проведение испытаний. В построечных условиях выполнены испытания двух вариантов усиленных узлов опирания железобетонных перекрытий на колонны. Из необходимости сохранения одинаковых уровней потолка в пролете и на опорах были приняты решения выполнить усиления капителями, расположив их на верхней поверхности железобетонных плит. На рис. 1, 2 представлена конструктивная схема с монолитной железобетонной верхней капителью — объект № 1 [1]. На рис. 3 — схема с плоской металлической верхней капителью — объект № 2 [2].

ОПИСАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ

Объект № 1. Железобетонная плита, узел опирания на колонну которой представлен на рис. 1, является покрытием стилобатной части жилого комплекса. Шаг колонн сечением 400×400 мм — $8,1 \times 8,1$ м. Фундаментом является монолитная железобетонная плита толщиной 1 м.

Железобетонные конструкции выполнены из бетона класса В25. Армирование — арматурой класса А-III и А-I.

Усиление выполнено следующим образом. Колонны стилобатной части усилены металлическими обоймами из четырех уголков $\angle 100 \times 100 \times 8$, соединенных планками. Сверху и снизу уголки объединяются воротниками из таких же уголков, через которые передаются нагрузки от покрытия на фундаментную плиту. Зазоры между металлическими воротниками и бетонными поверхностями зачеканиваются цементно-песчаным раствором. Перекры-

тие усилено набетонкой 150 мм с устройством над колоннами железобетонных утолщений высотой 600 мм (включая накладную плиту) и размерами в плане 2400×2400 мм. Накладная плита толщиной 150 мм имеет соединение с существующей плитой перекрытия железобетонной шпонкой вокруг колонн по квадрату размером от $3,6 \times 3,6$ до $2,0 \times 2,0$ м. Соединение выполнено посредством сварки арматурных стержней со вскрытием верхнего слоя бетона существующей плиты на глубину 100 мм с шириной полосы 800 мм вокруг каждой колонны. Снимаемый слой бетона вокруг зоны утолщения накладной плиты, внутрь существующей, выполняет роль шпонки, позволяющей воспринимать горизонтальные сдвигающие деформации от действия поперечной силы в близости опорной зоны перекрытия.

Технические требования к помещению гаража не позволили сделать капители по нижней поверхности плиты перекрытия.

Нагрузка на колонну от собственной массы перекрытия и набетонки с учетом веса песка, керамзита и армированной бетонной подготовки под асфальт составила 25,44 кПа. В процессе испытаний предстояло догрузить узел нагрузкой, эквивалентной распределенной нагрузке на перекрытие 23,60 кПа.

Объект № 2. Железобетонная плита, фрагмент которой показан на рис. 3, является перекрытием в составе железобетонного каркаса жилого здания. В связи с увеличением нагрузок на перекрытие с 9,8 до 14,0 кПа было принято решение усилить опорные узлы металлическими капителями и армированными набетонками (см. рис. 1). Фундаменты здания и колонны имели достаточный (не менее 30 %) резерв несущей способности.

Капители из металлических уголков ($\angle 250 \times 100 \times 16$) крепили к вертикальной арматуре колонн и к горизонтальной арматуре армированных набетонок, устраиваемых вокруг колонн. Металлические капители соединялись на сварке с арматурой колонн. К капителям приваривалась арматура в двух направлениях. Для обеспечения сцепления металлических капителей и арматуры с плитой перекрытия набетонка выполнялась из специального клеевого состава и устанавливались вертикальные химические анкера. Размеры армированных набетонок были подобраны из конструктивных соображений, чтобы обеспечить анкеровку дополнительной арматуры, воспринимающей возникающие над опорой усилия растяжения. Армирование набетонок было принято $\varnothing 10$ А500С с шагом 150 мм. Толщина набетонки 50 мм была принята равной толщине выравнивающей стяжки, заданной в проекте здания, с тем, чтобы элементы усиления не были видны после завершения строительных работ.

Необычная конструкция усиления потребовала проведения натурных испытаний усиленных узлов опирания перекрытий на колонны. Были испытаны один узел без усиления с опиранием перекрытия на

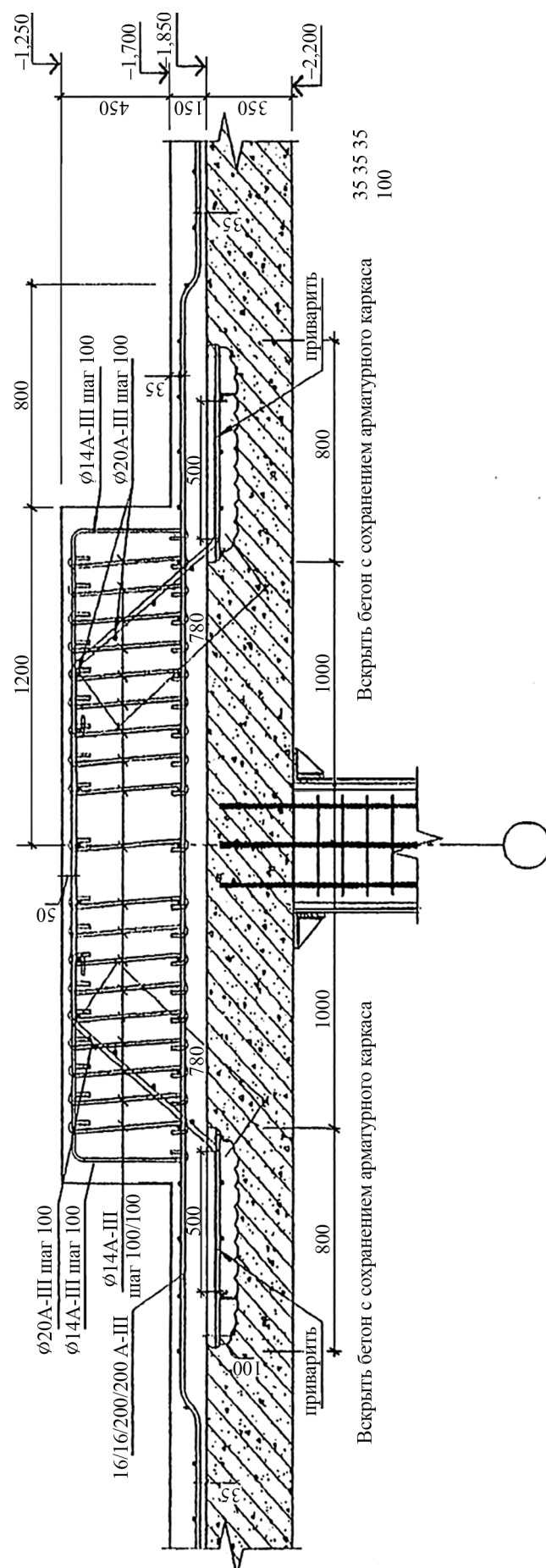


Рис. 1. Конструкция узла усиления плиты на продавливание

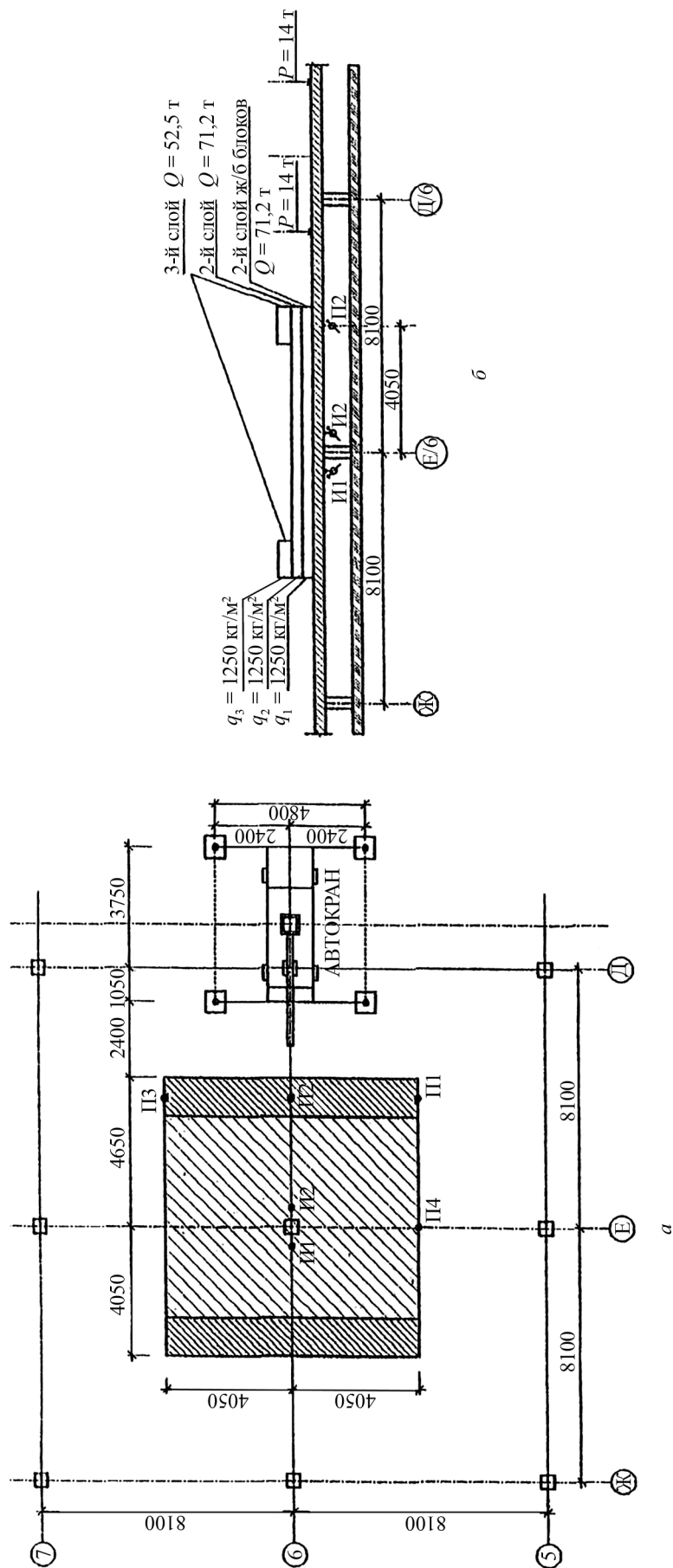


Рис. 2. Схема приложения нагрузок в натурном испытании узла опирания монолитной плиты покрытия подземного гаража: а — план; б — разрез по оси 6; И1 и И2 — индикаторы, фиксирующие смещение плиты покрытия рядом с колонной; П — прогибомеры.

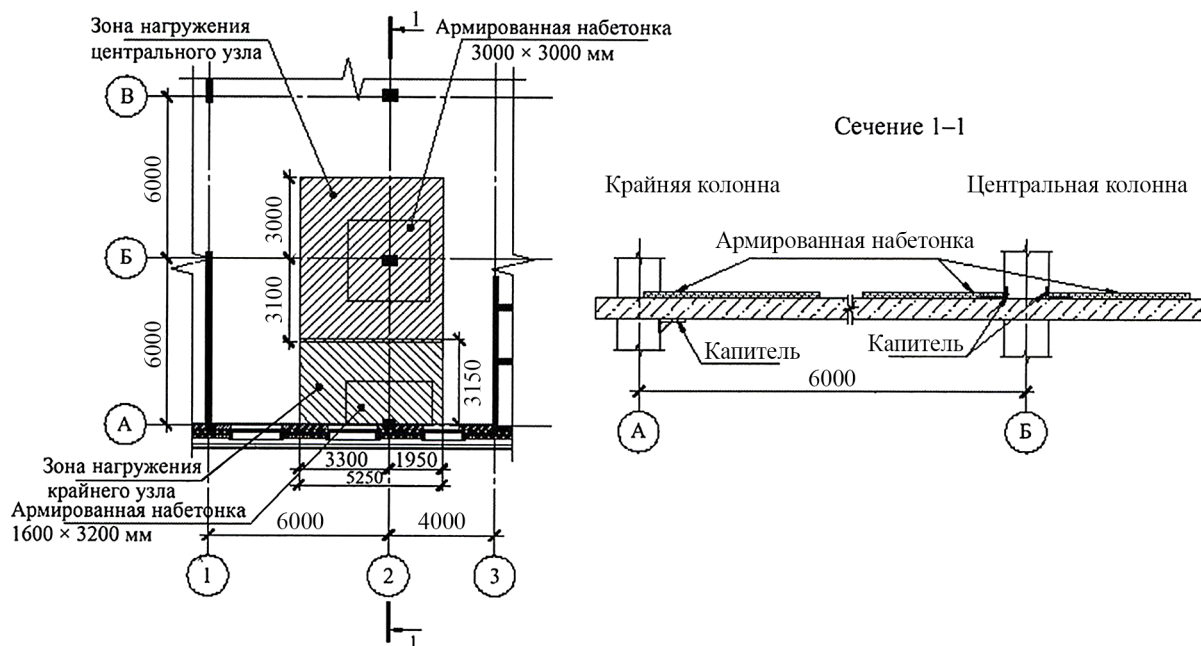


Рис. 3. Фрагмент конструкций зданий: план набетонки и схема нагружений

центральную колонну сечением 400×400 мм и четыре усиленных узла: два центральных с опиранием на колонны 400×550 мм и два крайних (фасадных) с опиранием на колонны 400×400 мм.

МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ

Методика испытаний на обоих объектах была идентична.

Нагрузки в процессе испытаний прикладывались на площади, размеры которой определялись половиной пролетов перекрытия в направлениях буквенных и цифровых осей (см. рис. 2, 3). На объекте № 1 площадь приложения нагрузки составила $72,9 \text{ м}^2$ (рис. 2). На объекте № 2 для центральных узлов площадь нагружения составила 32 м^2 , для крайних узлов — 16 м^2 .

Нагружение узлов проводилось кратковременной статической нагрузкой. В процессе испытаний фиксировались трещины и их развитие, измерялись прогибы. Трещины и прогибы сопоставлялись со значениями, допускаемыми нормами, и с результатами расчетов МКЭ.

Сложности проведения натурных испытаний в построечных условиях не позволили применять необходимые приборы для возможности полноценного анализа напряженно-деформированного состояния испытанных узлов.

На объекте № 1 нагрузки в процессе испытания прикладывались на площади — $8,1 \times 9 \text{ м}$ (рис. 2, 4). Статическая нагрузка $1912,9 \text{ кН}$ интенсивностью $26,56 \text{ кПа}$ была реализована укладкой на поверхность покрытия бетонных фундаментных блоков ФБС $2,4 \times 0,4 \times 0,6 \text{ м}$. Вес одного фундаментного

блока $12,26 \text{ кН}$. Блоки укладывались самоходным подъемником массой $6,8 \text{ т}$ и краном массой $26,8 \text{ т}$. Прогибы покрытия фиксировались приборами часового типа.

На объекте № 2 нагружение велось мелкоштучными керамзитобетонными блоками. Один этап был принят равным одному слою блоков, что соответствовало распределенной нагрузке на площадке нагружения $1,4 \text{ кПа}$. Нагрузка на узел на одном этапе нагружения получилась для центральных узлов $44,8$ и $22,4 \text{ кН}$ — для крайних узлов.

Максимальная опытная нагрузка на центральный узел составляла $313,8$ и $156,9 \text{ кН}$ — на крайний узел. Нагрузка на центральный узел, включая массу перекрытия и перегородок, составила $541,32 \text{ кН}$.



Рис. 4. Общий вид строительной площадки со стороны оси 5 с полной нагрузкой на испытываемый узел

До начала испытаний были зафиксированы трещины на верхней и на нижней поверхностях перекрытий. После приложения нагрузки отрисованные картины трещин на нижней поверхности были скорректированы с учетом их развития в процессе нагружения.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ И ИХ АНАЛИЗ

Объект № 1. Графики прогибов приведены на рис. 5. Максимальные прогибы плиты перекрытия по оси колонн: по оси б — 1,6 мм, по оси Е — 2,6 мм. Максимальный пролетный прогиб в середине плиты: прогибомер П1 — 3,02 мм, прогибомер П3 — 2,03 мм. Значение максимального прогиба по отношению к пролету составляет $w/L = 1/2682$. Жесткость плиты очень высока.

Плита работала упруго при нагружении и при разгрузке. Трещины в растянутой зоне плиты не обнаружены. Увеличение прогибов при разгрузке, которая длилась 16 ч, составило 0,2 мм, или 14 %, по прогибомеру П2, и 0,5 мм, или 38 %, по прогибомеру П3. Остаточные деформации по обоим прогибомерам одинаковые — 0,3 мм, что составило 19 % для П2 и 17 % для П3 от полных прогибов.

Появление остаточных деформаций явилось следствием проявления быстронатекающей ползучести, для учета которой нормами рекомендован понижающий коэффициент 0,85 к модулю деформации бетона¹. С учетом точности натурных экспериментов полученные экспериментальные результаты следует считать удовлетворительными.

Согласно показаниям индикаторов И1 и И2 (точность измерения 0,001 мм) имело место взаимное перемещение конструкции стальной обоймы, опирающейся на фундаментную плиту, и нагруженной железобетонной колонны. Взаимные перемещения (проскальзывания бетонного стержня внутри сталь-

ной обоймы) составили по приборам: И1 — 0,479 мм; И2 — 0,524 мм. Замеренные перемещения характеризуют укорочение колонны при нагружении.

Увеличение размера площади нагружения по оси б на 0,6 м (в сторону оси Д) плюс размещение вдоль оси б крана массой 28 т, стоящего практически вплотную к грузам (фундаментным блокам), создало нагружение не только зоны над колонной Е/б, но и всей зоны Е/б–Д/б. Увеличение жесткости плиты на последнем этапе нагружения (третий ряд блоков двумя полосами — см. рис. 3, 4) объясняется тем, что нагрузка была приложена неравномерно и перераспределилась на колонну Д/б.

Объект № 2. Повышенное трещинообразование и соответственно большие прогибы были зафиксированы в неусиленном узле (рис. 6), несмотря на то, что прочность бетона в этом узле на 32 % выше, чем в усиленных узлах.

Узлы с плоскими капителями по результатам расчетов были близки к образованию пластических шарниров в плите.

Локальное разрушение тонкой плиты на опоре, если прочность на продавливание обеспечена, характеризуется образованием радиальных и кольцевого пластических шарниров. Разрушение с образованием пластических шарниров носит пластический характер в отличие от хрупкого разрушения при продавливании. В узле с высокой капителью пластический шарнир не обнаруживался.

Узел с высокой капителью (объект № 1) лучше воспринимает внецентренное сжатие, так как в нем высота сжатой зоны велика и напряжения в ней при фактическом сочетании нагрузок значительно меньше предельно допустимых значений.

Натурные испытания узлов железобетонных каркасов, усиленных верхними капителями, как железобетонными, так и металлическими, проводились на объектах, построенных по прошедшим экспертизу проектам. Нагрузки принимались по своду правил СП 20.133330.2011². При проектировании были

¹ СП 63.133330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

² СП 20.133330.2011 Нагрузки и воздействия.

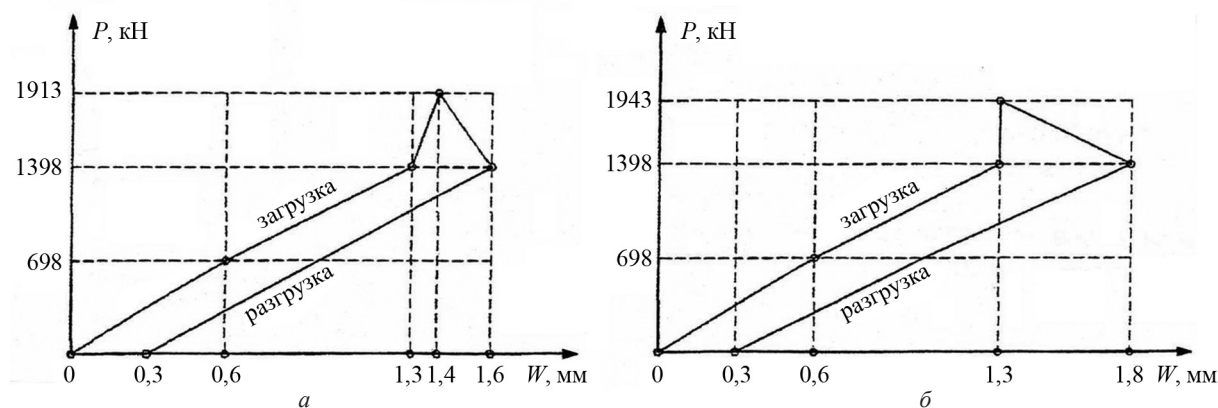


Рис. 5. Графики прогибов: а — межколонные прогибы плиты (прибор П2); б — прогиб центра плиты (прибор П3)

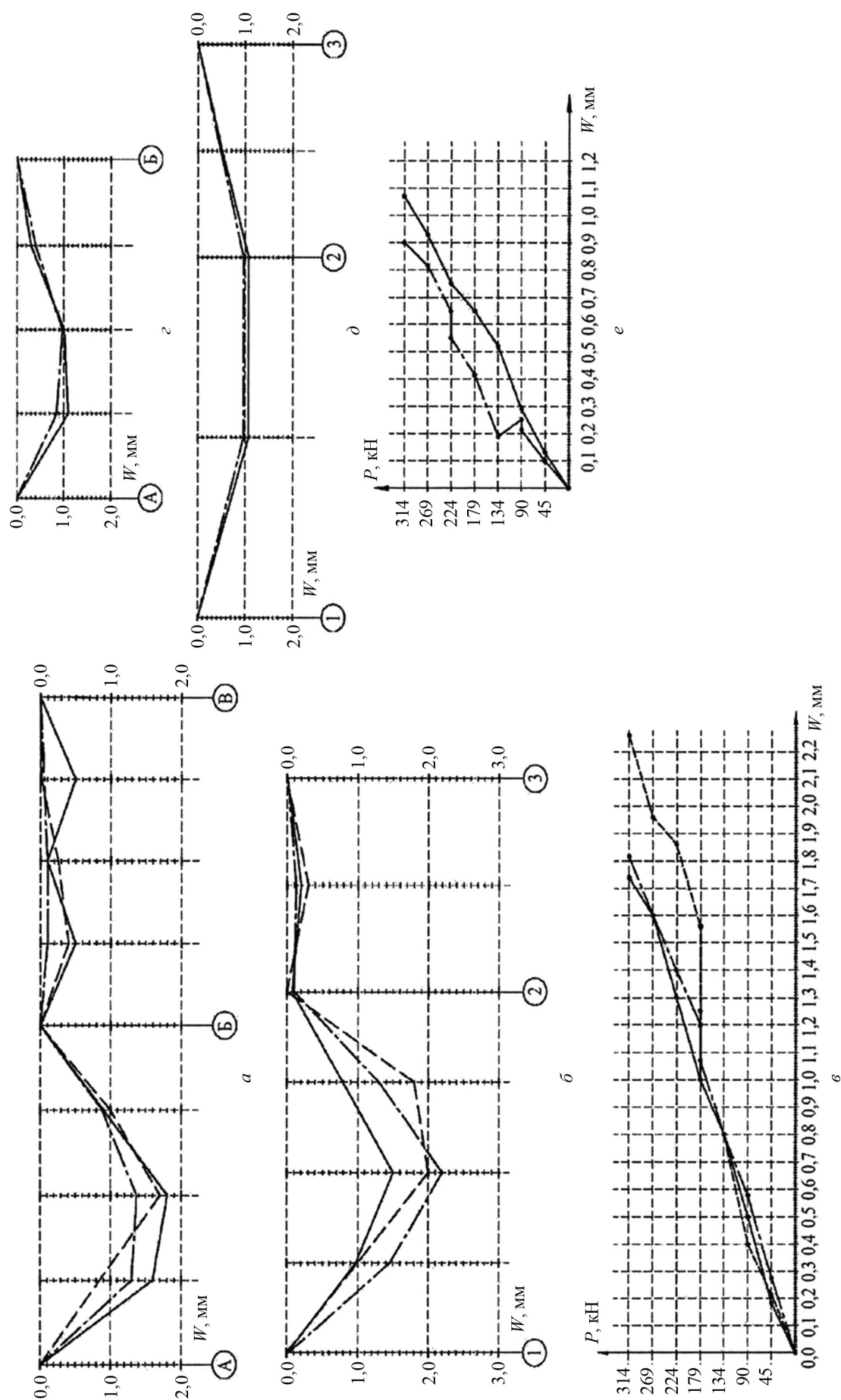


Рис. 9. Прогибообразование: пунктирная линия — узлы без усилия на отметке + 39,600; сплошная линия с точкой — узлы с усилием на отметке + 13,200; прогибы по сечениям: а — отметка +9,900; б — отметка +13,200; в — отметка +13,200; г — отметка +13,200, крайние узлы: з — отм. +9,900; д — отм. +13,200; е — оси А/2

проведены расчеты каркасов МКЭ, а подлежащие усилению узлы были рассчитаны на продавливание по СП 63.13330.2012. Представляется, что значения моментов в узлах, полученные МКЭ и используемые в расчетах на продавливание, были завышены. Контрольное испытание локальной статической кратковременной нагрузкой узла без усиления не привело к его разрушению и не показало опасных повышенных деформаций. Следует отметить, что в плите вокруг колонны имелась сеть трещин, образовавшихся до начала испытаний. Картина трещин была близка к радиально-кольцевой схеме. Однако ряд экспериментов, проведенных в лабораторных условиях, показал, что первоначально появляющиеся радикальные трещины на верхней поверхности плиты не оказывают существенного влияния на процесс разрушения, которое происходит от продавливания формированием «конуса продавливания».

ОСОБЕННОСТИ РАЗРУШЕНИЯ ПЛИТЫ ОТ ПРОДАВЛИВАНИЯ

В российских нормах проектирования железобетонных конструкций принята за основу схема разрушения плит от продавливания в виде выделения конуса или пирамиды продавливания с углом наклона образующей, равным 45° , в отличие от положенного в основу европейских норм Модельного кодекса *fib* [3], где угол наклона образующей конуса принят в пределах $30...35^\circ$. В значительном количестве экспериментов образующая конуса продавливания имела ломаное очертание. Например, в испытаниях [4] при разрушении выделялся не просто конус, а сочетание двух конусов: нижний с углом образующей к вертикали $15...20^\circ$ и верхний с углом образующей к горизонтали $15...20^\circ$. Естественно, в реальности, эти два конуса плавно объединены кривой. Наиболее выраженным это явление наблюдалось в испытаниях преднапряженных плит [5], в которых узкая часть конуса продавливания вырождалась в цилиндр или близкую к нему фигуру. Характер поверхности цилиндрической части конуса продавливания свидетельствует о том, что по этой поверхности происходил срез в стесненных условиях обжатия по нормали к поверхности цилиндра. В обычных железобетонных плитах с двойным армированием это явление сложнее увидеть, так как проявляется нагельный эффект от присутствия арматуры поперечной к поверхности среза. Однако это не изменяет принципиально важной особенности процесса разрушения: разрушение по цилиндрической поверхности получается пластичным, а не хрупким, как по наклонной поверхности. При разрушении с выделением конуса продавливания одновременно происходит отрыв по наклонной поверхности и начинается пластичный процесс среза в условиях обжатия по цилиндрической (или близ-

кой к цилиндру) поверхности. Далее происходит смещение конуса продавливания относительно плиты со скольжением по цилиндрической поверхности и разрушением бетона конической части, повисающей на арматуре.

Преднапряжение повышает сопротивление плиты продавливанию [6]. Иногда обсуждается возможность использования преднапряженных вставок в опорных зонах плиты — преднапряженных скрытых капителей. Но для этого препятствием являются технологические сложности.

В качестве поперечной арматуры в опорных зонах, кроме традиционных решений [7], применяются иногда сварные каркасы (см. Объект № 2), а также дорогостоящие импортные каркасы заводского изготовления, представляющие собой, например, арматурные стержни диаметром $10...12$ мм, длиной 200 мм и собранные в блок из шести штук при помощи двух арматурных стержней на точечной сварке.

Более перспективным, по нашему мнению, является предложение использовать в качестве скрытых капителей вставки из прокатных профилей.

АНАЛИЗ РАСЧЕТОВ И СОПОСТАВЛЕНИЕ С ЭКСПЕРИМЕНТАМИ

Расчеты каркаса были проведены тремя независимыми организациями. Использовались различные программные комплексы МКЭ, реализующие плитно-стержневые модели в линейной постановке. Результаты расчетов не были противоречивы, все расчеты показали необходимость усиления каркаса.

Следует отметить, что распространенные расчетные программные комплексы, реализующие МКЭ, при использовании плитно-стержневых расчетных моделей несущих строительных систем не позволяют достоверно оценить влияние ряда конструктивных особенностей усиления по следующим причинам.

1. Фактическое напряженное состояние узловых соединений перекрытия с колонной имеет сложный объемный характер как в теле колонны, так и в области примыкания перекрытия к колонне. Общее представление о картине напряженного состояния узла сопряжения колонны с плитой перекрытия дают эпюры нормальных и касательных напряжений в центральном сечении узла, полученные линейным расчетом (рис. 7). Картина напряженного состояния характеризуется неравномерностью распределения напряжений, наличием зон их высокой концентрации, высокой зависимостью картины распределения напряжений в узле от величины изгибающих моментов.

2. При использовании плитно-стержневых моделей следует учитывать проявление сингулярности, приводящей к резкому искажению картины внутрен-

них усилий вблизи узла сопряжения моделирующего колонну стержневого и плитных элементов. С целью снижения этого эффекта следует использовать предлагаемые различными программными комплексами специальные способы корректного учета реальных размеров сопрягаемых в узле конструктивных элементов. Однако и при их использовании картина распределения изгибающих моментов и поперечных сил вблизи колонны нередко оказывается довольно далекой от достоверной [7].

3. В массовой проектной практике расчеты напряженно-деформированного состояния несущих систем выполняются в линейной постановке. При этом нет учета перераспределения усилий в соответствии с изменением жесткостей вследствие трещинообразования. В отдельных случаях это может привести к существенным ошибкам в армировании опорных и пролетных зон перекрытий, а также в оценке работы перекрытий на продавливание. Так, в плитно-стержневых моделях с капителями, учитываемыми толщиной КЭ в сочетании с эксцентриситетом смещения в них срединной плоскости плиты перекрытия, при использовании оболочечных КЭ возникает эффект распорности. Распорность обнаруживается, как правило, во внутренних ячейках перекрытия; если не используется постнапряжение, то в крайних ячейках при обычных соотношениях жесткостей перекрытий и колонн распорность перекрытия снимается горизонтальными деформациями колонн внешних рядов. Результаты линейного рас-

чета показывают, что наличие распорности радикально снижает количество требуемой продольной арматуры плиты, однако при учете физической нелинейности влияние этого эффекта может существенно снижаться.

4. В плитно-стержневых моделях прямое корректное детальное моделирование элементов усиления технически невыполнимо ввиду условности формы применяемых типов конечных элементов.

Перспективным путем преодоления указанных выше проблем при моделировании рассматриваемых узлов является использование объемных конечных элементов с выполнением расчета в физически нелинейной постановке.

Следует, однако, заметить, что детальное моделирование элементов усиления в моделях из объемных элементов является достаточно сложным и трудоемким процессом. В практических проектных расчетах, выполняемых в настоящее время, как правило, на пространственных моделях несущей системы здания совместно с фундаментом и основанием, объем решаемой задачи становится весьма значительным и требующим больших ресурсов, в особенности при учете нелинейности.

В этом случае целесообразно разделить решение на два этапа. На первом этапе следует выполнить расчет напряженно-деформированного состояния несущей системы здания с использованием пространственной плитно-балочной модели. На следующем этапе выполняется расчет сложных уз-

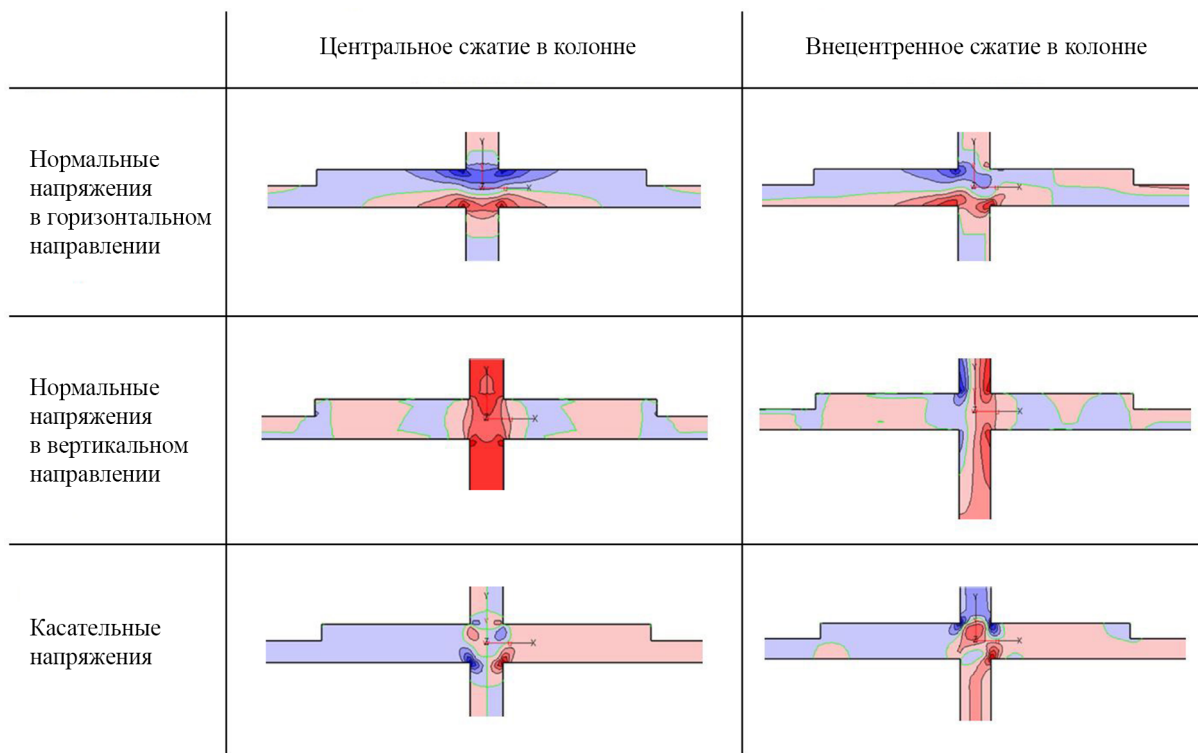


Рис. 7. Качественная картина напряженного состояния узла сопряжения колонны с плитой перекрытия при центрально и внецентренно сжатой колонне

лов на детальных расчетных моделях из объемных конечных элементов с использованием в качестве граничных условий рассматриваемых фрагментов результатов расчета первого этапа.

ВЫВОДЫ

1. Практика проектирования и устройства усиления узлов железобетонных каркасов на продавливание верхними капителями, как железобетонными объемными, так и металлическими плоскими, доказала их технологичность. Натурные испытания подтвердили надежность примененных таких конструктивных решений усиления. Надо отметить, что натурные испытания, как правило, не доводятся до разрушения конструкций, так как усиление узлов производится с необходимым запасом $\gamma_n = 1,2$. Поэтому выявить реальную форму разрушения не удается.

2. Результаты испытаний показали очень маленькие прогибы перекрытий. Для жилых и офисных зданий при пролетах около 5...6 м жесткость перекрытий толщиной 20 см избыточна. При рациональном армировании достаточно толщины перекрытий 17...18 см. Однако на опорах плита должна быть усилена капителями или жесткими вставками для обеспечения несущей способности на продавливание.

Жесткие вставки в узлах на продавливание в сравнительно тонких плитах выгодны: экономия бетона на толщине плит; упрощается технология установки поперечной арматуры в узле, так как на-

грузка снижается на 5...7 %; сохраняются гладкими потолок и пол.

Нелинейные расчеты показывают, что «надкапитель» — не эффективное решение по расходу арматуры.

Однако и «подкапитель» является металлоемким решением, поскольку выполняется, как правило, почти полностью из металла. К тому же приходится на колонне выполнять металлическую обойму, так как иначе не удастся опереть подкапитель на существующую железобетонную колонну.

3. Нормы и рекомендации по конструированию [4] требуют установки большого количества часто расположенной поперечной арматуры в плите вокруг опоры для обеспечения прочности плиты на продавливание. Выполнение этих требований на стройке технологически сложно. Поэтому можно рекомендовать применение скрытой капители в виде жесткой вставки, например, из четырех швеллеров.

4. Распространенные расчетные программные комплексы МКЭ, применяемые при проектировании строительных конструкций, не позволяют достоверно оценить влияние ряда конструктивных особенностей. Поэтому для подтверждения достаточности несущей способности усиленных узлов следует проводить натурные испытания. По мере накопления опыта экспериментальных и расчетно-теоретических исследований работы рассматриваемых узлов возможна разработка обоснованных методик их расчета и рекомендаций по назначению расчетных параметров для использования в расчетах плитно-балочных расчетных моделей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кудряшов С.Ю., Людковский А.М. Опыт усиления плиты покрытия подземной автостоянки армированной набетонкой // Бетон и железобетон. 2011. № 1. С. 13–16.
2. Людковский А.М. Опыт усиления железобетонного каркаса плоскими капителями, установленными сверху перекрытия // Вестник МГСУ. 2015. № 4. С. 80–89.
3. *fib Model Code for Concrete Structures* 2010. Berlin : Ernst & Sohn, 2013. 402 p.
4. Болгов А.Н., Сокуров А.З., Алексеенко Д.В. Продавливание промежуточных узлов сопряжения плита — колонна, усиленных вклеенной поперечной арматурой // Бетон и железобетон. 2014. № 3. С. 10–13.
5. Людковский А.М. О моделировании работы массивных железобетонных элементов АЭС при

действии концентрированных нагрузок // Вопросы атомной науки и техники. Серия: Проектирование и строительство. 1986. Вып. 3.

6. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. М. : ФГУП ЦПП, 2007. 170 с.

7. Соколов Б.С., Пасхин Д.В. Расчетный анализ при экспертизе проектных конструктивных решений и оценке технического состояния строительных конструкций // Прошлое и современное состояние исследований, проектирования и строительства тонкостенных пространственных конструкций (к 85-летию НИИЖБ им. А.А. Гвоздева) : тез. докл. науч. сессии МОО «Пространственные конструкции» и научного совета РААСН «Пространственные конструкции зданий и сооружений». М., 2013. С. 46–47.

Поступила в редакцию 5 марта 2017 г.

Принята в доработанном виде 2 октября 2017 г.

Одобрена для публикации 25 декабря 2017 г.

ОБ АВТОРАХ: **Людковский Андрей Михайлович** — кандидат технических наук, директор, НПЦ «Реконструкция», 115280, г. Москва, ул. Автозаводская, д. 1, stroybis@mail.ru;

Соколов Борис Сергеевич — кандидат технических наук, почетный строитель РФ, заведующий лабораторией, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, moo-shell@mail.ru.

REFERENCES

1. Kudryashov C.Yu., Lyudkovskiy A.M. Opyt usileniya plity pokrytiya podzemnoy avtostoyanki armirovannoy nabetonkoy [Experience of Strengthening of Roof Slab of Underground Parking Using Reinforced Concrete Layer]. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2011, no. 1, pp. 13–16. (In Russian)
2. Lyudkovskiy A.M. Opyt usileniya zhelezobetonnogo karkasa ploskimi kapitelyami, ustanovlennymi sverkhу pereкрыtiya [The experience of strengthening reinforced concrete frame by flat capitals, installed on the top of slabs]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2015, no. 4, pp. 80–89. (In Russian)
3. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin, Ernst & Sohn, 2013. 402 p.
4. Bolgov A.N., Sokurov A.Z., Alekseenko D.V. Prodavlivanie promezhutochnykh uzlov sopryazheniya plita — kolonna, usilennykh vkleennoy poperechnoy armaturoy [Punching of intermediate joints plate-column, reinforced with glued lateral reinforcement]. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2014, no. 3, pp. 10–13. (In Russian)
5. Lyudkovskiy A.M. O modelirovanii raboty massivnykh zhelezobetonnnykh elementov AES pri deystvii kontsentriruyemykh nagruzok [Modelling of behavior of massive reinforced concrete elements of NPS under concentrated loads]. *Voprosy atomnoy nauki i tekhniki. Seriya: Proektirovanie i stroitel'stvo* [Problems of Atomic Science and Technology. Series: Design and construction]. 1986. Issue 3. (In Russian)
6. Tikhonov I.N. *Armirovanie elementov monolitnykh zhelezobetonnnykh zdaniy* [Reinforcement of elements of monolithic reinforced concrete buildings]. Moscow, FGUP TsPP, 2007. 170 p. (In Russian)
7. Sokolov B.S., Pashkin D.V. Raschetnyy analiz pri ekspertize proektnykh konstruktivnykh resheniy i otsenke tekhnicheskogo sostoyaniya stroitel'nykh konstruktsey [Calculation analysis in the examination of design solutions and assessment of the technical condition of building structures]. *Proshloe i sovremennoe sostoyanie issledovaniy, proektirovaniya i stroitel'stva tonkostennykh prostranstvennykh konstruktsey (k 85-letiyu NIIZhB im. A.A. Gvozdeva) : tez. dokl. nauch. sessii MOO «Prostranstvennye konstruktssii» i nauchnogo soveta RAASN «Prostranstvennye konstruktssii zdaniy i sooruzheniy»* [Past and current state of research, design and construction of thin-walled spatial structures (on the occasion of the 85th anniversary of A.A. Gvozdev Research Institute for Concrete and Reinforced Concrete): abstracts of the papers of scientific session of the IPO “Spatial Structures” and the Scientific Council of the RAASN “Spatial Structures of Buildings and Installations”]. Moscow, 2013, pp. 46–47. (In Russian)

Received March 5, 2017.

Adopted in final form on October 2, 2017.

Approved for publication on December 25, 2017.

ABOUT THE AUTHORS: **Lyudkovskiy Andrey Mikhailovich** — Candidate of Technical Sciences, Director, Scientific Technical Center “Rekonstruktsiya”, 1 Avtozavodskaya str., Moscow, 115280, Russian Federation, stroybis@mail.ru;

Sokolov Boris Sergeevich — Candidate of Technical Sciences, Honorable Builder of the Russian Federation, Head of Laboratory, Research and Design Institute for Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (NIIZhB named after A.A. Gvozdev), AO Scientific Research Center “Stroitel'stvo”, 6 2nd Institutskaya str., Moscow, 109428, Russian Federation, moo-shell@mail.ru.