

А К Т

проведения натурных испытаний сборно-монолитного каркаса
серии Б 1.020.1-7 с плоскими перекрытиями из многопустотных плит
в условиях строительства 18-этажного жилого дома
по ул. Октябрьской в г. Белгороде

11 мая 2001 г.

г.Белгород

Мы, нижеподписавшиеся

- Мордич А.И. – директор института БелНИИС,
- Белевич В.Н. – зав. лабораторией несущих конструкций БелНИИС,
- Слисенко Г.С. – зам.генерального директора ЗАО «Белгородстрой Плюс» по техническим вопросам,
- Захарченко В.Я. – генеральный директор ООО «Белгородстройпроект»

в присутствии

• начальника Управления правового регулирования в строительстве Департамента строительства и транспорта Правительства администрации Белгородской области РФ – начальника ГАСН области Кельина В.Е.,

• заведующего кафедрой строительных конструкций Белгородской государственной технологической академии строительных материалов, профессора Донченко О.М.,

• зам.начальника Управления правового регулирования в строительстве Правительства администрации Белгородской области РФ – зам.начальника областной инспекции ГАСН Игуменцева А.И.,

• эксперта отдела Государственной вневедомственной экспертизы проектов и смет Доценко В.Н.,

• главного специалиста инспекции ГАСН г.Белгорода Овчаренко Н.И.,
в соответствии с х/д № 72/2-01 от 10 апреля 2001 года провели натурные испытания сборно-монолитного каркаса с плоскими перекрытиями строящегося 18-ти этажного жилого дома по ул. Октябрьской в г. Белгороде. Рабочие чертежи дома разработаны НИЭП ГП «Институт БелНИИС» - ООО «Белгородстройпроект». Испытания каркаса выполнены в соответствии с разработанной в БелНИИС и согласованной в НИИЖБ Госстроя РФ Методикой проведения в условиях строительства контрольных натурных испытаний статическим нагружением сборно-монолитного рамно-связевого каркаса многоэтажных домов серии Б 1.020.1-7.

Цель испытаний – оценка несущей способности рамно-связевого сборно-монолитного каркаса при статических нагружениях его вертикальными и горизонтальными усилиями, соответствующими эксплуатационным нагрузкам и воздействиям.

Методикой предусмотрено проведение испытаний вертикальным нагружением равномерно распределенной нагрузкой диска перекрытия каркаса в осях «Б-Д»/5-6 (см. рабочие чертежи каркаса). Кроме вертикального нагружения, предусмотрено испытание каркаса на действие горизонтальной сосредоточенной нагрузки, приложенной к диску перекрытия в уровне второго этажа в створе ряда колонн вдоль оси «Б». В связи с наличием в этом створе выполненной наружной стены, способной полностью воспринять приложенное горизонтальное усилие, последнее было приложено в створе колонн по оси «В», где отсутствовала стена.

Перед испытанием каркаса в наиболее характерных сечениях его элементов – колонн, плит перекрытия и монолитных ригелей, а также в местах их сопряжений – были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0.01 мм или 0.001 мм и прогибомеры 6 ПАО. Образование трещин в элементах каркаса фиксировали визуально, а ширину их раскрытия измеряли микроскопом МПБ-2 с ценой деления 0.05 мм, а в недоступных местах – по стыку монолитных ригелей с колоннами – индикаторами ИЧ-10.

Испытательную равномерно распределенную вертикальную нагрузку на перекрытие создавали штучными грузами в виде фундаментных блоков ФБС2.4-6-3 и передавали на диск перекрытия каркаса через деревянные прокладки, уложенные поперек плит. Нагрузку увеличивали ступенями, составляющими примерно 0,2 от расчетной по прочности. Нагружение перекрытия и раскладку грузов осуществляли поочередно. Вначале поэтапно нагружали две крайние ячейки, затем – среднюю, причем непосредственно на ригели нагрузку не прикладывали, а их нагружение происходило через сопряжения с плитами. На каждой ступени нагружения выдержка составляла не менее 20 минут для обследования состояния конструкций, фиксации и измерения ширины раскрытия трещин, регистрации показаний приборов.

После достижения вертикальной испытательной нагрузкой уровня, требуемого для оценки несущей способности каркаса по трещиностойкости и деформативности – 3,3 кПа (330 кгс/м^2) и регистрации образовавшихся в элементах каркаса трещин и прогибов, величину вертикальной нагрузки поэтапно довели до значения 5,0..5,2 кПа ($500..525 \text{ кгс/м}^2$). Величина наибольшей испытательной вертикальной нагрузки примерно соответствовала уровню расчетных нагрузок на конструкцию по прочности. После завершения нагружения каркаса вертикальной нагрузкой, к нему поэтапно в плоскости перекрытия над первым этажом вдоль оси «В» приложили горизонтальное усилие с наибольшей величиной, равной 90 кН (9,0 тс).

При визуальном освидетельствовании конструкций каркаса до испытаний, дефектов и повреждений, влияющих на несущую способность, в элементах каркаса не отмечено. Усредненная прочность бетона монолитных ригелей в возрасте 16 дней после бетонирования, определенная по контрольным кубам согласно данным лаборатории института «Белгородстройпроект», составила на день испытаний $R = 21 \text{ МПа}$, или 70% от проектной прочности $R = 30 \text{ МПа}$, соответствующей классу бетона В25.

В результате испытаний было установлено следующее:

1. При действии на перекрытие каркаса равномерно распределенной испытательной нагрузки равной $q=3,3$ кПа (330 кгс/м²), что в соответствии со СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» соответствует нормативной для жилых помещений, максимальные прогибы в середине пролета изгибаемых элементов составили:

- в несущем ригеле по оси «Г» с максимальной длиной $5,2$ м - $f=2,20$ мм;
- в связевом ригеле длиной $6,4$ м по оси 5 в ячейке $6,4 \times 5,2$ м - $f=1,35$ мм;
- в середине ячейки каркаса, ограниченной осями «В»-«Г»/5-6 - $f=2,50$ мм

2. При действии на перекрытие равномерно распределенной нагрузки, равной $5,2$ кПа (525 кгс/м²), наибольшие относительные деформации сжатого бетона по верхней грани несущих ригелей составили $\epsilon_{\max}=33 \times 10^{-5}$, что значительно меньше предельной сжимаемости бетона перед разрушением $[\epsilon_{ult}]=(300-350) \times 10^{-5}$ для изгибаемых элементов.

3. При нагрузке $3,3$ кПа (330 кгс/м²) в местах сопряжения несущих монолитных ригелей с колоннами, характеризующихся максимальным значением отрицательного опорного изгибающего момента, ширина раскрытия трещин на уровне рабочей арматуры составила в стыках: «Б»/6 - $0,01$ мм, «В»/6 - $0,06$ мм, «В»/5 - $0,06$ мм, «Г»/6 - $0,08$ мм.

Наибольшая ширина раскрытия трещин составила $a_{\text{крс}}=0,08$ мм, (согласно табл.2 СНиП 2.03.01-84* предельно допустимая ширина раскрытия трещины при действии кратковременных нагрузок равна $0,4$ мм, и с учетом требования п.Б12 ГОСТ 8829-94 контролируемая ширина трещин должна составить $0,4 \times 0,7=0,28$ мм). Полученная наибольшая ширина раскрытия трещин не превышает значения контролируемой.

В пролетных сечениях несущих ригелей перекрытия по их нижней грани максимальная ширина раскрытия трещин не превышала $0,10$ мм. В связевых ригелях и многопустотных плитах видимых трещин по нижней грани не обнаружено.

4. При максимально достигнутом уровне испытательной нагрузки, равной $5-5,20$ кПа ($500-525$ кгс/м²) прогибы в тех же элементах, указанных выше в п.1, составили соответственно:

- в несущих ригелях - $f=2,3$ мм,
- в связевых ригелях - $f=1,71$ мм,
- в плитах перекрытий - $f=3,1$ мм,

что не превышает предельно допустимого прогиба для изгибаемых элементов $[f]=1/200=5200/200=26$ мм, (п.2 –табл.19 СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» (Дополнение. Раздел 10. Прогибы и перемещения).

5. При нагрузке на диск перекрытия, равной $2,33$ кПа (233 кгс/м²), в ячейке, ограниченной осями «Г»-«Д» - «5-6», по верхней поверхности перекрытия в контактном шве плиты с ригелем вблизи колонны по оси Г/6 образовалась трещина. Длина ее распространения от колонны к середине ригеля составила $15-20$ см, ширина раскрытия $a_{\text{крс}}=0,1$ мм. При действии вертикальной нагрузки, соответствующей нормативной ($3,3$ кПа),

наибольшая ширина раскрытия этой трещины составила 0,2 мм, что меньше контролируемой (см. выше п.3).

6. При действии на диск перекрытия горизонтального усилия, равного 90 кН (9 тс) смещений каркаса относительно точек, закрепленных на местности, а также сдвигов между смежными элементами перекрытия не зафиксировано.

7. Отчет о проведенных испытаниях с полными техническими данными и анализом результатов будет представлен до 1 августа 2001 г.

ВЫВОДЫ

На основании проведенных испытаний и полученных результатов можно заключить, что несущий каркас серии Б1.020.1-7 18-этажного жилого дома по ул. Октябрьской в г. Белгороде удовлетворяет требованиям СНИП 2.03.01-84*, ГОСТ 8829-94 по жесткости БИ, трещиностойкости, имеет требуемые запасы прочности и может использоваться по назначению.

Директор института БелНИИС

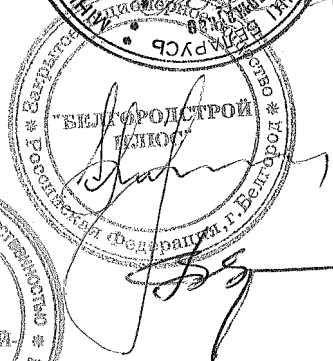


А.И. Мордич

Заведующий лабораторией
несущих конструкций БелНИИС

В.Н. Белевич

Зам. генерального директора
ЗАО «Белгородстрой Плюс»



Г.С. Слисенко

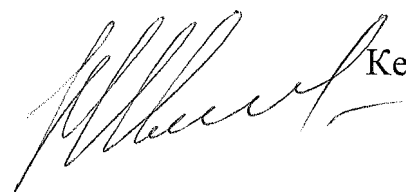
Генеральный директор
ООО «Белгородстройпроект»



В.Я. Захарченко

Присутствовали при испытаниях и подтверждают соответствие проведенных испытаний Методике, согласованной с НИИЖБ Госстроя РФ,

Начальник Управления правового
регулирующего в строительстве
Департамента строительства
и транспорта Правительства
администрации Белгородской области РФ –
начальник ГАСН области



Кельин В.Е.

Заведующий кафедрой
строительных конструкций
Белгородской государственной
технологической академии
строительных материалов, профессор



О.М. Донченко

Зам.начальника Управления
правового регулирования
в строительстве Правительства
администрации Белгородской
области РФ – зам. начальника
областной инспекции ГАСН

А.И.Игуменцев

Эксперт отдела Государственной
вневедомственной
экспертизы проектов и смет

В.Н.Доценко

Главный специалист
инспекции ГАСН г.Белгорода

Н.И.Овчаренко

11 мая 2001 г.

г.Белгород