

наиболее нагруженного краевого волокна возрастает с уровнем нагружения до 21%.

Равномерное циклическое нагружение бетона не оказывает дополнительного влияния на перераспределение напряжений по высоте сечения элемента при его последующем неравномерном нагружении.

Для теоретического описания напряженно-деформированного состояния неравномерного сжатия после циклического нагружения бетона, может использоваться метод, применяемый для однократного кратковременного нагружения с корректировкой прочности, предельной сжимаемости, кривизны диаграммы на начальном участке, а также положения нисходящей ветви.

Выполненные исследования необходимы для уточнения расчета напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных элементов при циклических нагружениях.

1.Бабич Е.М. Влияние длительных и малоцикловых нагружений на механические свойства бетонов и работу железобетонных элементов: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. – Одесса, 1995. – 43 с.

2.Барашиков А.Я., Шевченко Б.Н., Валовой А.И. Малоцикловая усталость бетона при сжатии // Бетон и железобетон. – 1985. – №4. – С.27-28.

3.Веретенников В.И., Бармотин А.А. О влиянии размеров и формы сечения элементов на диаграмму деформирования бетона при внецентренном сжатии // Бетон и железобетон. – 2000. – №5. – С.27-31.

4.ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – М.: Изд-во стандартов, 1980.

5.Дмитрюкова Е.И. Трещиностойкость и деформативность изгибаемых предварительно-напряженных элементов при повторных многократных и длительных нагрузках: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – М.: НИИЖБ, 1973. – 19 с.

6.Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М., Стройиздат: 1996. – С.116-121.

7.Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. – М., 1987. – С.4-25.

Получено 24.11.2004

УДК 624.012.45

А.Н.СИРОМЕНКО, А.Ю.КУЛАКОВ

Харьковская национальная академия городского хозяйства

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ТЕМПЕРАТУРНО-УСАДОЧНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Приводятся результаты натуральных исследований напряженно-деформирован-

ного состояния и характера трещинообразования в бетонных и железобетонных плитных элементах под воздействием усадочных или температурных деформаций в процессе возведения зданий. Разработаны рекомендации по локализации и снижению трещинообразования, позволяющие повысить эксплуатационные качества строительных объектов.

Процесс твердения бетона сопровождается возникновением и развитием в железобетонных конструкциях собственных (начальных) напряжений, обусловленных усадкой бетона. Напряженное состояние от усадки возникает, прежде всего, в армированных сечениях железобетонных элементов и конструкций, а также в статически неопределимых бетонных и железобетонных элементах и конструкциях. Это объясняется наличием арматуры, задерживающей свободную деформацию усадки, неравномерным высыханием бетона по объему элемента. Открытые поверхностные слои бетона подвержены более интенсивному влагоудалению и при этом испытывают растяжение, в то время как внутренние, более влажные зоны, препятствующие усадке поверхностных слоев, оказываются сжатыми. Напряженное состояние от усадки в статически неопределимых элементах и конструкциях возникает вследствие стремления системы в целом претерпеть линейные и угловые деформации, которым препятствуют дополнительные связи. Следствием таких начальных растягивающих напряжений являются усадочные трещины в бетоне.

При воздействии температуры в элементах происходят идентичные по сравнению с усадочными процессы распределения напряжений, приводящие к образованию трещин. При одном и том же коэффициенте температурного расширения, но при неравномерном прогреве элемента характер распределения температурных напряжений может совпасть с характером напряжений при усадке, а при условии равенства соответствующих напряжений имеем равенство усадочных ε_{st} и температурных $\Delta t \cdot \alpha_t$ деформаций

$$\varepsilon_{st} = \Delta t \cdot \alpha_t . \quad (1)$$

В работе [1] были получены зависимости (2) для определения напряжений растяжения в бетоне поперечных стен σ_{bt} и напряжений сжатия σ_b в перекрытиях применительно к монолитным железобетонным зданиям, выведенные с учетом условия совместности деформаций и условия равновесия в сечении, перпендикулярном продольной оси стены.

В случае температурных напряжений в формулах (2) деформация усадки может быть заменена деформацией от температурного воздействия:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bt} &= \frac{0,5\varepsilon_{sl}}{0,25K + 1} \cdot E'_b \\ \sigma_b &= \frac{0,25K \cdot \varepsilon_{sl}}{0,25K + 1} \cdot E'_b \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

где ε_{sl} – величина свободной деформации усадки.

Модуль деформации бетона на сжатие E'_b по отношению к модулю деформации на растяжение E'_{bt} принят равным $E'_b = 2E'_{bt}$. Отношение площади сечения стенки к площади сечения перекрытий обозначены как $K = A_c/A$. Анализ приведенных зависимостей дает основание утверждать, что при $\varepsilon_{sl} = 0,0003$ напряжения в бетоне превышают предел прочности бетона на растяжение, в результате чего в стенах появляются сквозные трещины вертикального направления. Трещины в несущих поперечных стенах приводят к снижению их жесткости при действии горизонтальных нагрузок, ухудшают эксплуатационные качества сооружений. Так, появление одной трещины приводит к делению стены на две примерно равные части по длине, что влечет увеличение деформативности за счет снижения сдвиговой жесткости. Аналогичная закономерность присуща и для каркасных зданий со сборными железобетонными диафрагмами жесткости. Так, при возникновении одной трещины по длине стены деформативность последней увеличивается на 25%, а при возникновении двух трещин – на 50% [1].

Для изучения напряженно-деформированного состояния конструкций под воздействием усадки были исследованы реальные сооружения в процессе их строительства: монолитный девятиэтажный жилой дом, семизэтажный учебно-лабораторный корпус, а также спортивный комплекс в г.Харькове. Поводом для проведения исследования послужили запросы строительных организаций с просьбой установления причин появления трещин и степени их влияния на жесткость и прочность возводимых объектов.

Девятиэтажный жилой дом запроектирован с внутренними несущими продольными и поперечными стенами и возводился в зимнее и летнее время в г.Харькове в 2001-2002 гг. План расположения стен одной из секций дома показан на рис.1.

Толщина внутренних стен составляет 16 см, высота этажа 3 м. Элементы здания бетонировались в стальной опалубке высокой точности тоннельного типа. Бетон к месту укладки подавался в бадьях, вибрирование производилось глубинным вибратором, а само бетонирова-

ние велось захватками. В холодное время для ускорения твердения бетона в течение нескольких дней применялся прогрев разопалубленных конструкций калориферами. Через некоторое время после прогревания в стенах были обнаружены трещины. В процессе систематизированного наблюдения за деформациями было установлено, что влагоудаление из бетонных поверхностей стен происходит значительно интенсивней по сравнению с поверхностью бетона перекрытий, так как работа калориферов имеет направленный характер, а влага с поверхности стен в виде пара переносится под перекрытие над стенами. К моменту бетонирования захватки в перекрытиях нижнего этажа основная усадка бетона произошла, а сами перекрытия являются ограничениями деформаций для стен бетонируемого этажа. Из этой схемы деформирования следует, что стены по длине являются растянутыми, а нижнее и верхнее перекрытия сжатыми. Уровень усадочных напряжений при этом достиг предела прочности бетона на растяжение, что привело к образованию сквозных трещин в стенах.

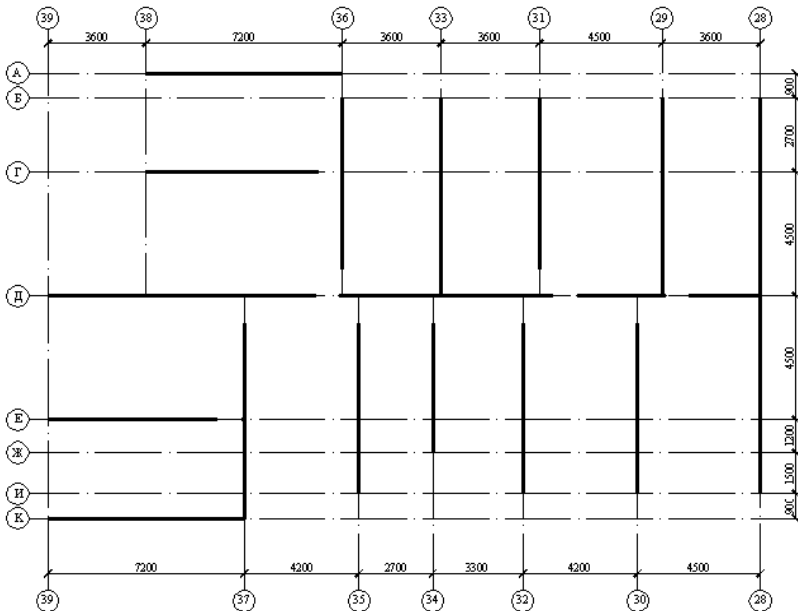


Рис.1 – План-схема несущих стен первой секции

Состав бетонной смеси подбирали в лаборатории в соответствии с условиями бетонирования в пропорции 1:1,51:3,06, по весу состав-

ляющих с водоцементным соотношением 0,45 (в зимнее время применялась добавка "Релаксол" в количестве 1,5% от массы цемента в расчете на сухое вещество). В качестве заполнителя использовали песок Безлодовского карьера (г.Харьков) объемным весом в сухом состоянии 1340 кг/м^3 , пустотностью 28-32%, с содержанием пылевидных и глинистых веществ 0,7%, модулем крупности $M_{кр}=1,14$; щебень кременчугского карьера (поставщик ККУ "Кварц"), объемным весом 1330 кг/м^3 , пустотностью 42% при наибольшем размере частиц 20 мм, а при наименьшем – 5 мм. В качестве вяжущего применяли портландцемент (М400) Балаклейского цементного завода, активностью в возрасте 28 дней – 420 кг/см^2 , пластичностью – 118 мм. Приготовление бетонной смеси производилось БСУ завода "Свет шахтера" со следующими характеристиками: плотность 2370 кг/м^3 , осадка конуса 10-12 см, предел прочности при сжатии определен при испытании кубов с размером ребра 10 см и составляет 320 кг/см^2 .

Характерно, что трещины появились практически во всех продольных и поперечных несущих стенах, все они были сквозные, имели вертикальное направление. С помощью измерительных приспособлений были установлены их длины, местоположение относительно высоты и длины стены, они не доходили до пола и до перекрытия на $11 \div 140$ см. Микроскопом МПБ-2 была измерена ширина раскрытия трещин a_{crc} , которая в среднем составила 0,01-0,075 мм, но в некоторых перегородках она доходила до $a_{crc}=0,125$ мм и $a_{crc}=0,3$ мм. В процессе исследования трещинообразования выполнены эскизы разверток стен с обозначением направления трещин, их длины, привязки и ширины их раскрытия. Схемы наиболее характерных трещин в перегородках с учетом привязки осей (рис.1) показаны на рис.2.

Наличие трещин и характер их расположения полностью подтверждают описанный выше механизм формирования напряженно-деформированного состояния в элементах конструкции здания. Для исключения появления трещин как последствия усадки были разработаны рекомендации по обеспечению нормального температурного режима при бетонировании, а при твердении – равномерного прогрева и влагоудаления с поверхностей стен и перекрытий. При этом стены необходимо периодически увлажнять или покрывать увлажненными тканевыми экранами.

Примерно аналогичная задача для исследования влияния усадки возникла при возведении перегородок из пеноблоков на строящемся учебно-лабораторном корпусе Харьковской национальной академии городского хозяйства в 2002 г. Были применены пеноблоки размером

500x100x300 мм, плотностью $\rho=10 \text{ кН/м}^3$, прочность при сжатии до 75 кг/см^2 , на растяжение $5,7 \text{ кг/см}^2$, модуль упругости равен $9 \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2$ (блоки изготовлены ООО "Стройиндустрия", г.Харьков). К моменту выполнения работ по возведению перегородок пеноблоки на производстве не успели набрать необходимую прочность и дать полную усадку. Как следствие этого после выполнения кладки перегородок в них начали развиваться усадочные деформации, и габариты этих перегородок уменьшились, как по высоте, так и по длине. В результате появились зазоры (трещины) между стенами, перекрытиями и перегородками. Некоторые перегородки потеряли общую жесткость и устойчивость. Проведенный анализ напряженно-деформированного состояния позволил установить причину повреждений за счет усадки, а с помощью зависимостей (2) подтвердить неизбежность появления сквозных усадочных трещин в стенах вследствие превышения растягивающими напряжениями расчетного сопротивления блоков растяжению. В процессе исследования по выявлению трещин проведен анализ характера их развития и выполнены эскизы разверток стен с обозначением трещин (рис.3).

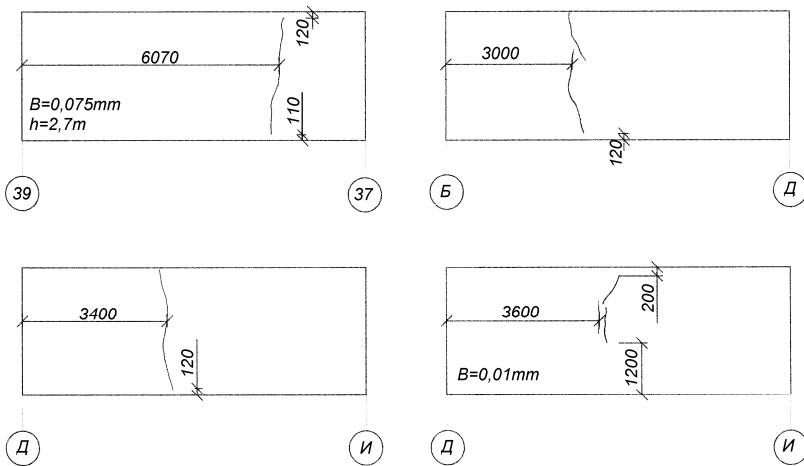


Рис.2 – Схема характерных трещин в перегородках

В качестве рекомендаций по обеспечению прочности и устойчивости перегородок было разработано решение по их креплению к стенам и перекрытиям, которое основано на использовании элементов жесткости с шагом 3 м из швеллеров №10 с двух сторон, соединенных между собой хомутами. Таким образом, перегородка длиной 9 м была

разделена на три участка (зоны).

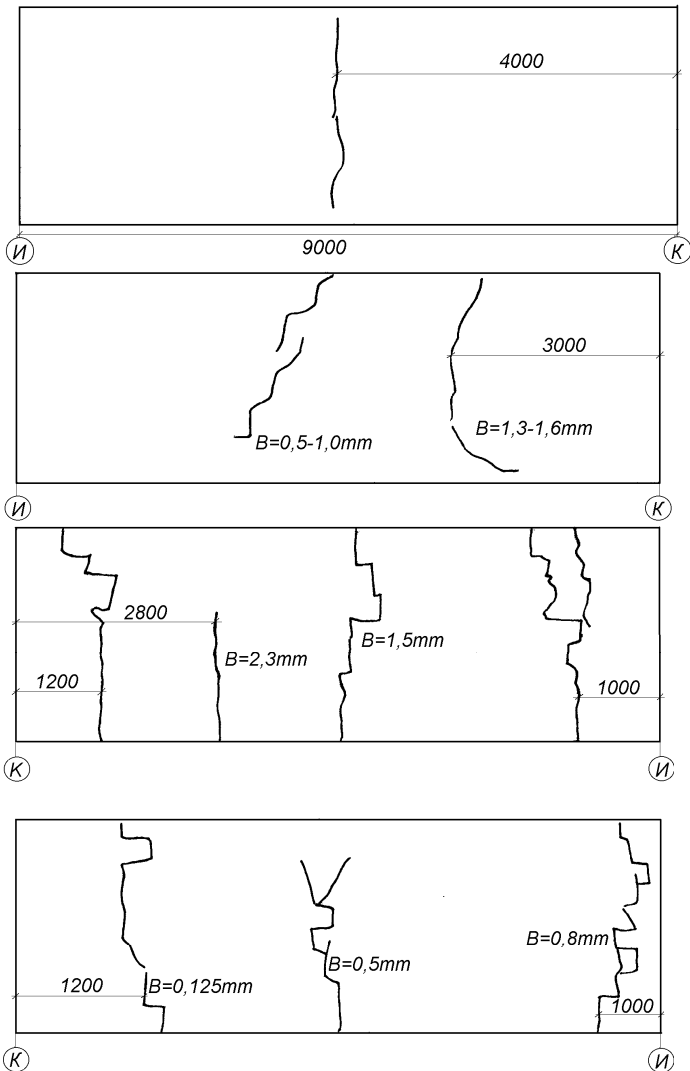


Рис.3 – Характер трещинообразования в пенобетонных перегородках и схемы расположения трещин

Расчетная схема и схема усиления представлена на рис.4.

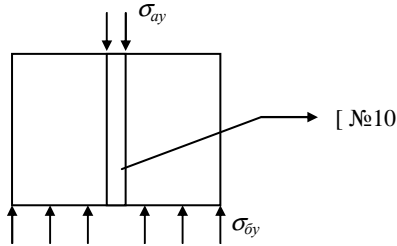


Рис.4 – Расчетная схема и схема усиления

Дальнейшее наблюдение за их состоянием позволило установить эффективность мероприятий по усилению. После выполнения отделочных работ трещины в перегородках не возникали.

Характерные явления наблюдались и в плитных ростверках фундаментов при строительстве здания спорткомплекса «Локомотив» в г.Харькове. Основанием для фундаментов под стальной большепролетный каркас служит железобетонное свайное поле. Было выполнено обследование и наблюдение за состоянием фундаментов, которые бетонировались в январе - марте 2004 г.[2]. Конструкция фундаментов-ростверков представлена на рис.5.

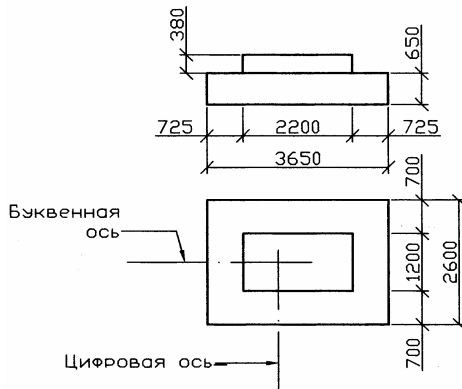


Рис.5 – Конструкция исследуемых фундаментов-ростверков

Бетонирование фундаментов производилось при перепадах температуры наружного воздуха от $+5\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $-13\text{ }^{\circ}\text{C}$. Это определило условия бетонирования разогретой бетонной смесью до температуры $+30...+50\text{ }^{\circ}\text{C}$ и применение электродного прогрева в процессе набора прочности. После окончания прогрева фундаменты в зависимости от температуры воздуха или оставались открытыми и набирали проч-

ность в естественной среде, или набирали прочность в тепляках (конструкцию посыпали опилками и накрывали теплоизолирующим материалом).

После бетонирования первых фундаментов и окончания электропрогрева были зафиксированы трещины по боковым поверхностям ростерков на всю высоту плиты. Характерные схемы их расположения показаны на рис.6.

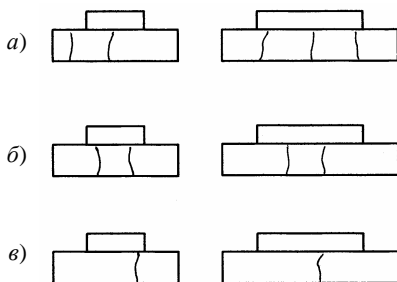


Рис.6 – Характерные схемы расположения трещин по боковым поверхностям фундаментов

При систематизированном наблюдении за набором прочности бетона плит во времени было установлено, что в период интенсивного электропрогрева трещины на боковых поверхностях имели максимальную ширину раскрытия до 0,3-0,35 мм. В дальнейшем, по мере остывания фундамента ширина трещин уменьшалась до 0,1 мм, а в некоторых фундаментах зафиксировано полное закрытие, что свидетельствует о превалирующем влиянии на напряженно-деформированное состояние фундаментных плит температурных напряжений и в меньшей степени усадочных.

Для проведения численного анализа возникновения растягивающих напряжений использовали программный комплекс SCAD. Разделив исследуемую фундаментную плиту на конечные элементы, была смоделирована расчетная схема при воздействии температурных нагрузок. Одновременно с выбором расчетной схемы задавали сечения для оценки характера напряженно-деформированного состояния плиты. Расчетная схема и заданные сечения приведены на рис.7.

В расчетной модели предполагается эквивалентность напряженно-деформированного состояния за счет температурной нагрузки и от усадочных действий, температурная нагрузка в виде приращения температуры $t=20$ °С прикладывалась равномерно по высоте средней части плиты (на рис.7 обозначена точками). Кроме того, рассмотрены слу-

чаи с различным количеством трещин по боковым поверхностям.

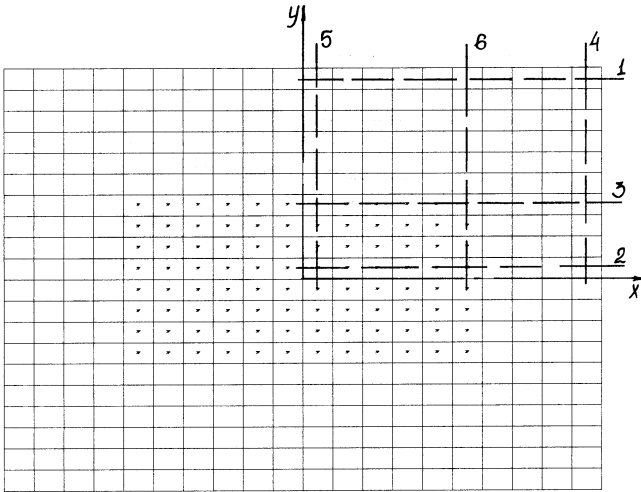


Рис.7 – Расчетная схема и заданные сечения плиты

Из анализа полученных данных следует, что при нагревании средней в плане части плиты фундамента наружные ее грани вдоль осей x и y оказываются растянутыми. К середине длины граней (начало координат) напряжения достигают максимальных значений, а вид кривых их изменения имеют синусоидальный характер. Аналогичная картина наблюдается и для сечений 2 и 5 с той лишь разницей, что напряжения в бетоне будут сжимающими. Такая закономерность формирования напряженно-деформированного состояния по полю плиты вполне логично раскрывает природу появления вертикальных трещин, зафиксированных в процессе проведения обследования (рис.6).

Проведенные дополнительные расчеты свидетельствуют, что при напряжениях растяжения в бетоне 1,15 МПа, равных началу трещинообразования ($R_{bt,ser}$ В15) в плите появляются первые трещины, при этом температурный перепад составляет $\Delta t = 8,8$ °С.

Учитывая стохастический характер процесса возникновения трещин в бетоне плит, рассмотрены случаи с одной, двумя или тремя трещинами на длине фундамента вдоль оси x . Несмотря на ряд особенностей трансформации напряженного состояния следует отметить, что наружные грани плиты остаются растянутыми, хотя величина напряжений в них существенно снижается. Появление новых трещин становится невозможным, что наблюдалось в натурном эксперименте.

На основании приведенного анализа разработаны рекомендации, позволяющие исключить появление трещин в конструкциях фундаментов в условиях зимнего бетонирования, обеспечивая тем самым равномерное распределение напряжений от усадки или температурных нагрузок. Было рекомендовано:

1. Укладываемую бетонную смесь нагревать до $+30^{\circ}\dots+50^{\circ}\text{C}$, при этом необходимо обеспечить минимальное влагоудаление с боковых поверхностей, желательнее использовать тепляки и внешнюю боковую поверхность периодически увлажнять горячей водой ($t=+60^{\circ}\dots+80^{\circ}\text{C}$, через каждые 4 часа).

2. При температурах ниже -7°C необходимо учитывать все приведенные выше рекомендации с одновременным равномерным подогревом бетона.

3. Равномерность нагрева необходимо обеспечить за счет рекомендуемой схемы установки электродов, при которой нагревание идет от внешней поверхности к центру фундамента. В этом случае бетон получает равномерные сжимающие напряжения.

После использования данных рекомендаций в дальнейшем нами не было зафиксировано трещин на забетонированных конструкциях фундаментов, что свидетельствует об их температурном характере и правильности принятых рекомендаций.

Проведенные исследования по влиянию температурно-влажностных деформаций в бетоне на напряженно-деформированное состояние как отдельных конструктивных элементов, так и здания в целом дают возможность объективно оценить эксплуатационные качества сооружений, повысить их надежность и долговечность.

1. Псурцева Н.А., Сироменко А.Н., Молодченко-Серебрякова Т.Г., Лугченко Е.И., Кулаков А.Ю. Оценка напряженно-деформированного состояния зданий жилищно-гражданского комплекса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Вип. 10. – Рівне: Вид-во УДУВГП, 2003. – С. 195-201.

2. Молодченко Г.А., Кулаков А.Ю., Сироменко А.Н. Заключение о прочностных характеристиках плитных фундаментов-ростверков на строящемся объекте Дворца спорта «Локомотив». Анализ напряженно-деформированного состояния фундаментов в условиях зимнего бетонирования. – Харьков: ХНАГХ, 2004. – С. 34.

Получено 15.11.2004