

цеглини разом, а потім із зростанням навантаження поступово розпо-всюджувались по всій висоті зразка, що призводило до розчленування кладки тріщинами і втрати несучої здатності простінка. У простінках з металевими в'язями руйнування стінки відбувалося аналогічно.

Експериментальні результати свідчать, що руйнівне навантажен-ня досліджуваних простінків із цегляними в'язями перевищує норма-тивне значення [1] при $e_0=0$ см у 1,64 раза і при $e_0=6$ см у 1,48 разів, а простінків з металевими в'язями при розташуванні в'язів через п'ять рядів цегли за висотою у 1,9 рази і при розташуванні через три ряди у 2,29 раза. Отже, фактична несуча здатність багат шарових цегляних стін значно більша за несучу здатність, яку можна одержати за дію-чими нормами [1]. Для стін з металевими в'язями вплив кількості й розміщення в'язей на міцність кладки нормами не передбачений [1].

Деформації, що виникають у стінках кладки за висотою, майже однакові між собою і більші від теоретичного значення [1] при $G/R_0=0,5$ на $3 \cdot 10^{-4}$, а при $G/R_0=1$ на $3,8 \cdot 10^{-4}$. Відхилення стінок бага-тошарової кладки від осі початкового положення майже однакові, що вказує на позитивну дію в'язей.

Як показали експериментальні дослідження, у розрахунок бага-тошарових стін за діючими нормами [1] потрібно внести корективи, що відобразатимуть вплив кількості й розміщення гнучких в'язей, ексцентриситету прикладання зусиль.

1. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.

2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций к СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования // ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.

3. Вахненко П.Ф. Кам'яні та армокам'яні конструкції. – К.: ІСДО, 1993. – 260 с.

Отримано 21.01.2000

© Міщенко Р.А., 2000

УДК 621.792.053

М.С.ЗОЛОТОВ, канд. техн. наук, В.А.МЕЛЬМАН

Харьковская государственная академия городского хозяйства

ВЛИЯНИЕ НЕКОТОРЫХ ФАКТОРОВ НА ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, СОЕДИНЕННЫХ МОДИФИЦИРОВАННЫМИ АКРИЛОВЫМИ КЛЕЯМИ

Приводятся результаты сравнительных испытаний бетонных элементов с предвари-тельной трещиной и соединенных модифицированными акриловыми клеями.

В связи с применением акриловых клеев разных составов, в том

числе модифицированных различными добавками, для ремонта и восстановления железобетонных конструкций [1-4] возникла необходимость проведения экспериментов по определению прочности и деформативности таких конструкций. Сравнивали характеристики бетонных элементов с предварительной трещиной и составных, соединенных модифицированными акриловыми клеями. Эксперименты показали следующее.

После склеивания акриловым клеем составных элементов образцов их прочность на сжатие по сравнению с образцами с сухим швом (предварительная трещина) повысилась, хотя и была ниже, чем целых. Установлена зависимость прочности составных элементов от толщины клевого шва в виде

$$R_{br} = \gamma_{br} \cdot R_b,$$

где γ_{br} – коэффициент, учитывающий влияние клевого шва на прочность бетона. Прочность склеенных образцов снижается под влиянием полимерного клея, деформативность которого выше, чем у бетона.

Изменчивость прочности склеенных образцов ниже, чем у образцов с предварительной трещиной. Выборочный коэффициент вариации δ_σ составил 5%. Можно предположить, что изменчивость прочности склеенных образцов практически не отличается от таковой у целых образцов.

При испытании составных склеенных образцов отмечено, что высокая деформативность клея, модуль упругости E_o которого в 3-8 раз ниже, чем у бетона, способствует увеличению деформаций в зоне клевого шва. Анализ свидетельствует, что зона повышенной деформативности распространяется в обе стороны от стыка на расстояние, равное половине меньшего размера поперечного сечения склеиваемого образца.

Важной характеристикой податливости стыка является интегральный модуль упругости E_m . Его можно определить по формуле

$$E_m = \frac{E_b}{1 + \frac{b}{l} \left(\frac{E_b}{E_{b1}} - 1 \right) + \frac{t}{l} \left(\frac{E_b}{E_{bo}} - 1 \right)},$$

где E_{b1} и E_{bo} – модуль упругости бетона соответственно в зоне влияния клевого шва и клевого состава; l – расстояние между клевыми швами; t – толщина клевого шва; b – длина зоны влияния

клевого шва.

Опытные величины модуля упругости бетона в зоне 2 (рис.1), определенные по значениям деформаций бетона, измеренных с помощью тензодатчиков с базой 50 мм, которая соответствует длине этой зоны, составили в среднем 95, 90 и 85% модуля упругости целых элементов E_b при толщине клевого шва t соответственно 2, 4 и 8 мм.

Анализ полученных данных показывает, что изменение деформативности бетона происходит под влиянием больших поперечных деформаций клевого шва. Об этом свидетельствует снижение границ микротрещинообразования бетона склеенных образцов.

Опытные величины параметров $\sigma_{сrc1} / R_b$ уменьшились на 10, 25 и 33%, а $\sigma_{сrc2} / R_b$ — на 8, 12 и 28% при толщине клевого шва соответственно 2, 4 и 8 мм.

Известно, что коэффициент полных поперечных деформаций бетона может достигать 0,4 (редко 0,5), если максимальные предельные величины поперечных деформаций ε_r равны 0,8-1%. В наших испытаниях с ростом толщины клевого шва t величина ν в склеенных образцах достигала 0,7 при предельных поперечных деформациях, составляющих около 1,5%. Это объясняется влиянием высокой прочности клея на растяженность бетона в поперечном направлении призм.

Предельные продольные относительные деформации бетона целых и склеенных образцов обладали значительной изменчивостью, поэтому различий между ними не выявлено. Во всех образцах их величины изменялись в пределах 2,0-2,6%.

Прочность составных бетонных элементов с предварительной трещиной составила в среднем 82% от прочности целых элементов. Снижение прочности, очевидно, происходило в связи с нарушением сплошности структуры бетона при раскалывании образцов на две половинки, а также из-за образования в стыке неоднородного напряженного состояния с высокой концентрацией напряжений.

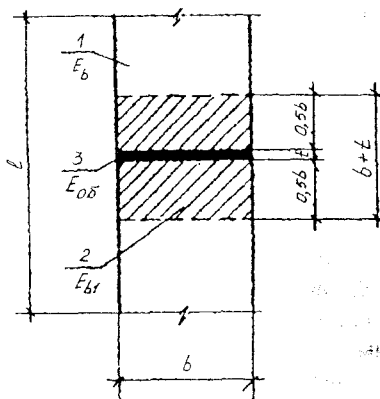


Рис.1 — Схема зон деформирования клевого соединения:

- 1 — бетон;
- 2 — зона влияния клевого шва;
- 3 — клевой шов

Исследования показали, что предварительное кратковременное и длительное растяжение элементов при последующем их сжатии может привести к уменьшению прочности бетона до 23%. Это объясняется перераспределением усилий в составляющих бетона и возникновением в нем собственных структурных напряжений за счет развития и необратимости быстротекущих деформаций ползучести цементного камня, проявляющихся вследствие растягивающих напряжений высокого уровня. Прочность составных бетонных элементов с предварительной трещиной отличалась повышенной изменчивостью (рис.2).

Выборочный коэффициент вариации составил 7,4% по сравнению с 4,4% для целых образцов.

В зоне, близкой к сечению с предварительной трещиной, на первых этапах нагружения продольные и поперечные деформации бетона превышали соответствующие деформации целых образцов (рис.3). Модуль упругости бетона E_{b1} составных элементов, вычисленный по величинам продольных деформаций,

измеренных теплодатчиками сопротивления с базой 50 мм, наклеенными у шва, был на 10-15% ниже, чем в целых образцах. Значения параметров нижней и верхней границ микротрещинообразования σ_{crc1}/R_b и σ_{crc2}/R_b , определенные по изменению поперечных и продольных деформаций бетона у шва, для составных элементов снизились на 15-20%. Увеличение продольных деформаций на первых этапах нагружения свидетельствует об уплотнении разрыхленного при раскалывании образца бетона.

При разрушении составных образцов с предварительной трещиной предельные продольные и поперечные относительные деформации бетона соответственно равны $\varepsilon_1 = 1,7\%$ и $\varepsilon_2 = 0,7\%$ и ниже, чем у целых, у которых $\varepsilon_1 = 2,2\%$ и $\varepsilon_2 = 1,0\%$. Это также подтверждает факт нарушения структуры бетона при предварительном разрушении образцов растягивающей нагрузкой.

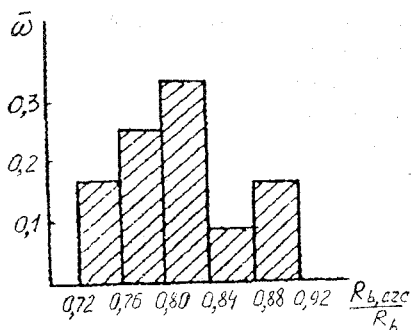


Рис.2 – Гистограмма распределения коэффициента условий работы $\gamma_{b,crc}$ элементов с предварительной трещиной

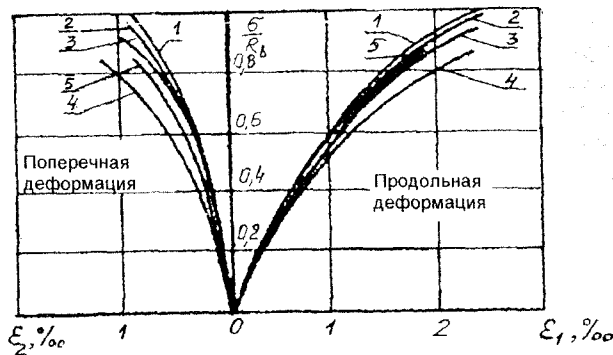


Рис.3 – График изменения продольных и поперечных деформаций бетона целых призм (1), призм с клеевым швом толщиной 2 (2), 4 (3) и 8 мм (4), а также элементов с предварительной трещиной (5)

1.Золотов М.С., Псурцева Н.А. Ремонт бетонных и железобетонных элементов с использованием акриловых клеев // Повышение эффективности и надежности городского хозяйства: – Сб. научных трудов. – К.: ИСНО, 1990. – С. 159-165.

2.Шутенко Л.Н., Золотов М.С., Гарбуз А.О. Ресурсосберегающий модифицированный клей с повышенной адгезионной прочностью и термостойкостью // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Вісн. Рівненського держ. техн. ун-ту. Вип. 3. – Рівне, 1999. – С. 57-63.

3.Золотов М.С., Мельман В.А. Прочность и деформативность железобетонных элементов с трещинами, заиньфицированными акриловым клеем // Науковий вісник будівництва. Вип. 8. – Харків: ХДТУБА, 1999. – С. 350-252.

4.Золотов М.С., Мельман В.А. Исследование процессов трещинообразования в клеевых соединениях с использованием ультразвукового импульсного метода // Рациональний експеримент в матеріалознавстві: Матеріали міжнарод. семінара. – Одеса, 2000. –С. 52-53.

Получено 20.01.2000

© Золотов М.С., Мельман В.А., 2000

УДК 624:012.45

Е.В.БЕРЕЖНАЯ

Харьковская государственная академия городского хозяйства

УЧЕТ НЕЛИНЕЙНОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ЗДАНИЯ-ОБОЛОЧКИ

Рассматриваются вопросы построения процедуры нелинейного расчета оболочки кессонного тела с диафрагмами жесткости. Материал оболочки – кирпичная кладка. Диафрагмы – сборные легбетонные плиты специальной конструкции. Физическая нелинейность учитывается путем введения аналитической связи между напряжениями и деформациями для применяемых материалов.

Оценка напряженно-деформированного состояния здания-