

Министерство образования Республики Беларусь  
Брестский политехнический институт  
Республиканский образовательный центр БГПА

# ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Сборник статей  
III научно-методического  
межвузовского семинара

Под редакцией  
д-ра техн. наук, проф. Т.М. Пецольда

Брест 1997

THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
5408 SOUTH DICKENS STREET  
CHICAGO, ILLINOIS 60637

RECEIVED  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
UNIVERSITY OF CHICAGO  
CHICAGO, ILLINOIS 60637

DATE: \_\_\_\_\_  
BY: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

# ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПЭВМ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ СТУДЕНТАМИ РАСЧЕТНО-ПРОЕКТИРОВОЧНЫХ И КУРСОВЫХ РАБОТ ПО СОПРОТИВЛЕНИЮ МАТЕРИАЛОВ

*Балькин М.К., Шевчук Л.И.*

*БГПА, г.Минск*

Проблема качественной подготовки инженерных кадров в высших учебных заведениях была и остается актуальной в настоящее время. Одним из наиболее эффективных средств повышения уровня знаний студентов, развития у них способностей к инженерному мышлению и решению нестандартных инженерных задач является широкое использование учебных программ на ЭВМ при изучении общетехнических дисциплин.

Известно, что использование программ ЛИРА, Космос и др. в учебном процессе при изучении общетехнических дисциплин нецелесообразно, так как они работают по схеме "черного ящика" – заложил данные и получил результаты. Здесь же первостепенное значение имеет сама методика расчета. Поэтому учебные программы должны обеспечивать благоприятные условия для освоения студентами методик и изучения законов, закономерностей, понятий той или иной общетехнической дисциплины.

Использовать ЭВМ в учебном процессе можно двумя способами. Первый способ состоит в том, что студент составляет алгоритмы расчета инженерных конструкций на одном из алгоритмических языков, то есть составляет небольшие программы с последующей их отладкой и выполнением расчетов. Второй способ – это использование уже готовых хорошо отлаженных учебных программ, создающих модель той или иной реальной конструкции или физического закона, с которой и работает студент.

Второй способ является менее затратным и используется в настоящее время на кафедре сопротивления материалов и теории упругости БГПА. На кафедре имеется около 20-ти учебных программ по сопротивлению материалов и теории упругости. Кроме того, издана соответствующая методическая литература, предусматривающая использование ЭВМ в учебном процессе, и организован сам учебный процесс.

На основе накопленного опыта применения ЭВМ в учебном процессе установлены основные требования и атрибуты, которыми должны обладать учебные программы. Прежде всего, учебная программа должна быть проста и удобна в управлении и не требовать для ее использования предварительной подготовки студента. Она должна иметь надежную защиту от случайных и логических ошибок, которые возможны при работе с ним, снабжена диагностикой ошибок. Кроме того, она должна выполнять целый ряд функций, необходимых для успешного включения ее в учебный процесс и обеспечения максимальной эффективности. К ним следует отнести: регистрирующую функцию, обеспечивающую автоматическую регистрацию результатов работы студента с данной программой; обучающую функцию, состоящую в оперативном выводе краткой справоч-

ной информации по соответствующему разделу изучаемой дисциплины; контролирующую функцию, дающую возможность автоматически оценивать уровень подготовленности студента по соответствующим разделам дисциплины; расчетную функцию, создающую расчетную модель и обеспечивающую работу с ней; установочную функцию, дающую возможность дифференцировать уровень требований при контроле знаний в зависимости от специальности студента.

Все составленные на кафедре учебные программы по сопротивлению материалов и теории упругости можно разделить на три группы:

1. тестовые программы, осуществляющие контроль знаний студентов по наиболее важным разделам курса сопротивления материалов (TESTM, TESTF, TESTB);
2. расчетные программы, используемые студентами при выполнении индивидуальных заданий по сопротивлению материалов и теории упругости (MKE, BL, BLSZ);
3. программы, совмещающие в себе тесты и численные модели, которые выполняют тестирование и оценку знаний студента и лишь после этого в соответствии с полученной оценкой допускают или не допускают его непосредственно к расчету (BLS, KONTUR, STABLE, BRS).

Опыт применения учебных программ при изучении сопротивления материалов и теории упругости на протяжении длительного срока позволяет оценить их эффективность в учебном процессе.

1. Заметно повысилась ритмичность выполнения расчетно-проектировочных и курсовых работ.
2. Наблюдается значительная интенсификация учебного процесса, проявляющаяся в сокращении затрачиваемого студентами времени на усвоение основных понятий и методик расчета, излагаемых в курсе.
3. Достигается более глубокое физическое понимание студентами явлений и законов изучаемой дисциплины за счет использования численных моделей и наглядной формы представления получаемых результатов.

## ЦЕМЕНТНЫЙ БЕТОН ПОВЫШЕННОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

*Батяновский Э.И., Бабицкий В.В., Дрозд А.А., Дедюля В.М.*

БГПА, г. Минск

Важнейшей качественной характеристикой бетонных и железобетонных элементов благоустройства и мощения (тротуарных, облицовочных и др. плит, бортовых камней) является их эксплуатационная долговечность, основу которой составляет плотность (непроницаемость) бетона. Одним из возможных путей получения цементного бетона повышенной плотности и непроницаемости представляется способ формирования, включающий приготовление, укладку и уплотнение вибрированием с пригрузом (в некоторых случаях – вибропрессованием) сухой смеси вяжущего и заполнителей (наполнителей), насыщение уплотненной смеси водой (растворами химических добавок) под избыточным давлением (вакуумом или при их сочетании), повторное виброуплотнение с пригрузом. Полученный описанным способом бетон с применением портландцемента М400÷М500 (содержание 360÷400 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона), рядовых песка и щебня (крупностью 5÷20 мм, прочностью на дробимость 80 МПа) обладает следующими физико-механическими характеристиками: средняя плотность при естественной влажности ≈2500 кг/м<sup>3</sup>, прочность при сжатии 70÷80 МПа, растяжении при изгибе – 7÷8 МПа, модуль упругости динамический – более 50000 МПа, водопоглощение по массе – 1.5÷2 %, водонепроницаемость – 2.0 МПа и более, морозостойкость до 1000 циклов, истираемость – 0.4÷0.5 г/см<sup>2</sup>.

Технология формования изделий с использованием сухой бетонной смеси несомненно сложнее традиционной, но уровень эксплуатационных характеристик бетона значительно превышает показатели известных технологий, включая и вибропрессование. Сравнительные исследования на морозо- и солестойкость (с среде хлоридов и сульфатов) показали, что бетон сухого формования в 3–4 раза долговечнее полученного традиционными способами из водозатворенной (жесткой и малоподвижной) смеси.

При разработке технологии изготовления изделий формованием сухой бетонной смеси исследовали различные варианты ее уплотнения, водонасыщения, дополнительной обработки и твердения бетона. Наибольший научный интерес представляет теоретическое обоснование закономерностей водонасыщения сухой смеси, являющейся классическим примером капиллярно-пористого тела. Было известно предложение Г.М.Хуторцова [1] для определения времени насыщения  $t_{\text{нас}}$  слоя уплотненной смеси высотой  $h$  из выражения:

$$t_{\text{нас}} = \alpha h^{1.6} \quad (1)$$

где:  $\alpha$  – эмпирический коэффициент, соответствовавший варианту пропитки смеси за счет сил сорбции (капиллярного подсоса).

Зависимость (1) уточнена Н.М. Угликом в работе [2] и приведена к виду:

$$t_{\text{нас}} = a h^b \quad (1)$$

где:  $a$  и  $b$  – эмпирические коэффициенты, отражающие особенности увлажнения сухой смеси конденсатом водяного пара.

Реализация влагонасыщения полидисперсной сухой смеси водой или растворами химических добавок (их наличие существенно изменяет вязкость и плотность жидкости) под избыточным давлением требовала теоретического обоснования с использованием фундаментальных представлений о фильтрации жидкостей через пористые среды [3–5]. Фильтрационной средой, через которую жидкость проникает и распространяется по объему сухой смеси с заполнителями из плотных горных пород, является цемент. Пусть  $P_{\text{нас}}$  – давление, при котором осуществляется фильтрация жидкости, в Па ( $\text{Н/м}^2$ );  $\mu_g$  – динамическая вязкость жидкости,  $\text{Н.с/м}^2$ ;  $\rho_{\text{ж}}$  – плотность жидкости, выражаемая силой тяжести в  $\text{Н/м}^3$ ;  $m_3$  – эффективная пористость (д.ед.) и  $d_3$  – эффективный диаметр частиц (в м) фильтрационной среды.

Тогда время влагонасыщения слоя сухой смеси высотой  $h$  при средней скорости движения жидкости в порах  $W$  определится из выражения.

$$t_{\text{нас}} = h / W \quad (3)$$

Из теории фильтрационной гидравлики известна зависимость

$$W = v_{\phi} / m_3 \quad (4)$$

а скорость фильтрации жидкости  $v_{\phi}$ , согласно формуле Дарси выражается уравнением:

$$v_{\phi} = - \frac{K_{\phi}}{\rho_{\text{ж}}} \frac{dP}{dh} \quad (5)$$

где:  $K_{\phi}$  – коэффициент фильтрации, зависящий от свойств фильтрующей жидкости и характеристик пористой среды.

Поскольку противоположная от места подвода жидкости и смеси грань является поверхностью депрессии (избыточное давление равно нулю), давление по высоте  $h$  будет изменяться в пределах от  $P_{\text{нас}}$  до 0.

Проинтегрировав выражение (5) в указанных пределах, получим:

$$v_{\phi} = - \frac{K_{\phi}}{\rho_{\text{ж}}} \cdot \frac{P_{\text{нас}}}{h} \quad (6)$$

Коэффициент фильтрации по Козени [3] определяется из зависимости:

$$K_{\phi} = \beta \frac{d_3^2}{\mu_g} \cdot \frac{m_3^2}{(1 - m_3)^2} \quad (7)$$

где:  $\beta$  – размерный эмпирический коэффициент ( $\text{Н/м}^3$ ), равный 8.2.

Путем последовательной подстановки  $K_\phi$  из зависимости (7) и  $v_\phi$  (6) в выражения (4) и (3) получим формулу для расчета времени влагонасыщения сухой бетонной смеси:

$$t_{\text{нас}} = \frac{1}{\beta} \frac{\rho_{\text{ж}} \cdot h^2 \cdot \mu_{\text{г}}}{d_3^2 \cdot P_{\text{нас}}} \left( \frac{1 - m_3}{m_3} \right)^2 \quad (8)$$

Анализ формулы (8) показывает, что продолжительность влагонасыщения сухой бетонной смеси зависит от совокупности свойств фильтрующей жидкости и пористой среды. В частности, увеличиваясь с ростом вязкости и плотности фильтрата, а также с увеличением степени дисперсности и плотности укладки частиц твердой фазы, и снижаясь при увеличении давления жидкости.

Основываясь на данных ситового анализа используемых в строительстве цементов [6] рассчитали по методу Козени [3] усредненный размер зерен (флокул) вяжущего  $d_3$ , оказывающийся равным 23÷25 мкм.

Тогда зависимость (8) преобразуется в удобную для расчетов формулу:

$$t_{\text{нас}} = K \frac{h^2}{P_{\text{нас}}} \left( \frac{1 - m_3}{m_3} \right)^2 \quad (9)$$

где:  $K = \frac{\rho_{\text{ж}} \cdot \mu_{\text{г}}}{\beta \cdot d_3^2}$ . Значения  $K$  для воды и растворов ряда химических добавок в бетон

определены в диапазоне температур от 5 до 80°C и приводятся в методике расчета в виде табличных данных.

Решив выражение (9) относительно  $h$  возможно рассчитать глубину проникновения жидкости в сухую смесь за время  $t_{\text{нас}}$ :

$$h = \frac{m_3}{1 - m_3} \sqrt{\frac{t_{\text{нас}} \cdot P_{\text{нас}}}{K}} \quad (10)$$

При фильтрации воды по поровым каналам уплотненного цемента на поверхности частиц адсорбируется часть жидкой фазы, образуя сольватные слои, со свойствами, присущими псевдотвердым телам. Вследствие этого уменьшаются сечения каналов, по которым происходит фильтрация жидкости, и снижается пористость среды [3, 4]. Получающаяся при этом пористость названа эффективной  $m_3$  и имеет связь с начальной (истинной) пористостью фильтрационной среды  $m_n$  по зависимости:

$$m_3 = m_n \left[ 1 - 3 \left( \frac{1 - m_3}{m_n} \right) z \right] \quad (11)$$

где:  $z$  – отношение толщины адсорбированного слоя жидкости  $\delta_c$  к эффективному диаметру частиц  $d_3$ .

Следует отметить, что фиксированное расчетное значение  $d_3$  фильтрационной среды вносит некоторую погрешность при определении  $t_{\text{нас}}$  для цементов с различны-

ми (количественно и по видам) минеральными добавками. Учитывая связь между  $d_s$  и удельной поверхностью цемента  $S_{уд}$  (определяли по "ПСХ") зависимости (8) и (11) получены в следующих выражениях:

$$t_{нас} = K_1 \frac{\mu_{г}}{\rho_{нас}} \left( \frac{S_{уд} \cdot h}{m_3} \right)^2 \quad (12)$$

$$m_3 = m_n \left[ 1 - 2.3 \cdot S_{уд} \cdot \delta_c \left( \frac{1 - m_n}{m_n} \right)^2 \right] \quad (13)$$

Толщину сольватной оболочки  $\delta_c$  жидкости на поверхности зерен цемента возможно определить по зависимости:

$$\delta_c = (0.395 - K_{нг}) 10^{-6} \quad (14)$$

предложенной Блещиком Н.П. в работе [7]. Значение истинной пористости уплотненного цемента  $m_n$  устанавливают на основании расчетных данных состава сухой бетонной смеси из выражения:

$$m_n = 1 - \frac{Ц_{\phi}}{\left[ 1 - \left( \frac{П_{\phi}}{\rho_n^3} + \frac{Щ_{\phi}}{\rho_{ш}^3} \right) \right] \rho_{ц}} \quad (15)$$

где:  $Ц_{\phi}$ ,  $П_{\phi}$ ,  $Щ_{\phi}$  – фактические расходы цемента, песка и крупных заполнителей в кг на  $1 \text{ м}^3$  сухой смеси в уплотненном состоянии;

$\rho_n^3$ ,  $\rho_{ш}^3$ ,  $\rho_{ц}$  – плотность зерен песка и крупного заполнителя и плотность цемента в  $\text{кг}/\text{м}^3$  соответственно.

Практическая проверка полученных зависимостей при изменении как параметров жидкости, так и фильтрационной среды (сухие смеси с различными расходами составляющих, видами и тонкостью помола вяжущего, высотой слоя смеси и степенью уплотнения, температурой и др.) показала хорошую сходимость расчетных величин времени насыщения и его экспериментальных значений. При исключении влияния случайных факторов отклонения не превышали  $6 \div 8 \%$ , а в  $30 \div 50 \%$  случаев имело место практическое совпадение значений расчетных и опытных  $t_{нас}$ , что свидетельствует о возможности использования полученных зависимостей для практических расчетов.

## Литература

1. Хуторцов Г.М. Песчаный бетон, изготовленный методом сухого бетонирования. – в сб.: Технология переработки физико-химические и структурно-механические свойства дисперсных материалов. Мн.: 1973, с. 252–262.



2. Углик Н.М. Исследование технологии формования тротуарных плит из сухих бетонных смесей. Автореферат канд. диссертации. Мн.: 1981, 19 с.
3. Лейбензон Л.С. Движение природный жидкостей и газов в пористой среде. М.–Л.: Гостехиздат, 1947, с. 11–73.
4. Полубаринова–Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. М.: Наука, 1977, с. 17–88.
5. Коллинз Р. Течение жидкостей через пористые материалы. М.: Мир, 1964, с. 68–104.
6. Кравченко И.В. Быстротвердеющие и высокопрочные цементы – в кн.: Шестой международный конгресс по химии цемента. Т 3. Цементы и их свойства. М., Стройиздат, 1976, с. 6–20.
7. Блещик Н.П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и пресс-вакуум-бетона – Мн.: Наука и техника, 1977, 230 с.

# ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА, ПРИГОТОВЛЕННОГО НА ОСНОВЕ МАТЕРИАЛОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

*Блещик Н.П., Рак Н.А.*

БГПА, г.Минск, Республика Беларусь

В Республике Беларусь проводится комплекс исследований, направленных на разработку эффективных композиций и технологии получения высокопрочных (марок 600 ÷ 800) и особопрочных (марок 800 ÷ 1200) модифицированных бетонов, а также рациональных конструкций из них для зданий и сооружений массового назначения [1].

Для изучения особенностей работы железобетонных конструкций из высокопрочного бетона, изготовленного на материалах промышленных предприятий Беларуси без дополнительной физико-механической активации, были отформованы и испытаны экспериментальные образцы сжатых и изгибаемых элементов.

Экспериментальные образцы сжатых элементов (далее колонны) имели размеры 200x200x1100 мм, а изгибаемых элементов (далее балок) – 150x250x2300 мм.

Образцы изготавливались в условиях полигона Минского завода ЖБИ-1 ассоциации “Стройиндустрия” из бетонной смеси подвижностью 0 ... 8 см осадки конуса. Удельное содержание материалов (в кг на 1 м<sup>3</sup> бетона) находилось в следующих пределах:

цемент Волковысского завода ПЦ 500-Д20	- 550;
зола сланцевая	- 55;
щебень гранитный 5-20 мм (карьер “Микашевичи”)	- 1100 ... 1150;
песок кварцевый Мкр 2,54 (карьер “Волма”)	- 600 ... 650;
вода	- 160 ... 180;
суперпластификатор С-3 Мозырского ЗСЖБ № 12 (в расчете на сухое вещество)	- 3,6;
полиметаллический водный концентрат ПВК	- 21,6.

Бетонная смесь приготавливалась на БСЦ завода в бетоносмесителях гравитационного действия. Формование образцов производилось в зимний период при температуре воздуха -1. -3°С. Уплотнение бетонной смеси осуществляли при помощи глубинных вибраторов.

Тепловая обработка экспериментальных образцов (колонн и балок), а также контрольных образцов (кубов) производилась в ямных камерах. Предварительная выдержка составляла 4÷5 часов. Температурный режим пропаривания вынужденно принимался аналогичным заводскому режиму, обусловленному условиями снабжения завода паром. В соответствии с этим режимом тепловая обработка образцов производилась поэтапно. Каждый этап включал прогрев изделий в течение 2÷3 часов и затем медленное остывание в камере в течение суток. Тепловая обработка образцов вклю-

чала 2 этапа (за исключением колонны К-1 и балки Б-5, которые проходили обработку соответственно в 1 и 3 этапа.

Испытание опытных образцов производилось в возрасте 16÷18 суток. Испытания контрольных кубов, произведенные в этом возрасте, показали, что прочность бетона составила 59,4÷90,3 МПа

Основные параметры экспериментальных образцов и результаты испытаний представлены в таблицах 1 и 2.

Образцы колонн испытывались на центральное сжатие на гидравлическом прессе грузоподъемностью 5 МН. При испытаниях с помощью установленных по четырем боковым граням колонны индикаторов часового типа фиксировались деформации бетона в средней по длине образца зоне.

Фактический эксцентриситет продольной силы определяется по показаниям пар индикаторов, расположенных на противоположных гранях колонны. Величина эксцентриситета не превышала перед разрушением 0,1÷0,6 см.

Предельная сжимаемость бетона в опытных образцах определялась как среднее из значений по всем четырем граням и составила 230÷270 × 10<sup>-5</sup>. Разрушение всех образцов происходило в результате раздробления бетона в среднем по длине сечения колонны.

Сопоставление расчетных величин  $N_1$  несущей способности сжатых образцов, определенных согласно положениям норм [2], с опытными величинами  $N_u$  показало их хорошую сходимость (среднее отношение составило 0,979). При этом призмная прочность определялась по нормативной зависимости

$$R_b = R (0,77 - 0,001R) < 0,72R, \quad (1)$$

а напряжения в сжатой арматуре колонн принималось равным 400 МПа.

Кроме того был проведен расчет несущей способности образцов с использованием полученной экспериментально зависимости призмной прочности  $R_b$  (в МПа) от кубиковой прочности  $R$  (в МПа)

$$R_b = R (0,814 - 0,00105R). \quad (2)$$

Эта зависимость пригодна для применения в диапазоне кубиковой прочности  $R$  от 50 до 90 МПа и дает величины призмной прочности более высокие, чем приведенная выше нормативная зависимость. Следует отметить, что при кубиковой прочности 90 МПа величина призмной прочности получается одинаковой при использовании обеих формул.

Величина напряжений в сжатой арматуре принималась при расчете по опытным зависимостям напряжений от относительных деформаций арматуры при опытной величине предельной сжимаемости бетона. Для арматуры класса А-III величина напряжения соответствовала фактическому пределу текучести стали и составила 450 МПа. Для арматуры класса Ат-600с, при полученной опытной предельной сжимаемости, величина напряжений не достигла условного предела текучести и составила при разрушении колонн 437÷513 МПа.

Сопоставление расчетных величин  $N_2$  несущей способности сжатых образцов с опытными величинами  $N_u$  показало, что использование экспериментальной зависимости (2) и опытных величин напряжений позволило несколько повысить степень сходимости результатов (среднее отношение составило 1,011).

Нагружение образцов балок производилось на испытательном стенде. Нагрузка прикладывалась в третях пролета балки. При испытаниях измерялись деформации расположенного в зоне чистого изгиба сечения балки, а также прогибы балки по ее длине.

Разрушение нормально армированных опытных балок из высокопрочного бетона происходило в результате достижения арматурой растянутой зоны предела текучести при одновременном раздроблении бетона сжатой зоны. В стадии разрушения относительные деформации крайне сжатого волокна бетона составили в среднем  $350 \times 10^{-5}$ .

Образцы балок с минимальным продольным армированием разрушались в результате достижения текучести в растянутой арматуре. При этом зафиксированные перед разрушением относительные деформации бетона сжатой зоны не превысили  $60 \times 10^{-5}$ .

Расчет несущей способности образцов производился согласно положениям норм [2] с учетом коэффициента  $\gamma_{s6}$  для арматуры класса Ат-600с. В расчете приняты фактические прочностные характеристики арматуры и призмочная прочность бетона, определяемая по нормативной зависимости (1). Сопоставление полученных расчетом величин  $N_1$  несущей способности балок с опытными величинами  $M_u$  показало, что расчет обеспечивает некоторый запас прочности (среднее отношение составило 0,893).

Кроме того был проведен расчет несущей способности  $M_2$  балок согласно положениям норм [2] при призмочной прочности бетона, определенной по экспериментальной зависимости (2). Сопоставление величин  $M_2$  и полученных ранее величин  $M_1$  показало, что для слабоармированных элементов они практически равны, а для нормально армированных  $M_2$  незначительно превышает  $M_1$ .

Ограниченный объем экспериментальных данных не позволяет сделать обоснованные окончательные выводы. В настоящее время исследования работы сжатых и изгибаемых элементов из высокопрочного бетона, изготовленного с применением материалов Республики Беларусь, продолжаются. После накопления достаточного объема экспериментальных данных предполагается разработать рекомендации по расчету и конструированию конструкций из высокопрочного бетона, учитывающие особенности структуры бетона, технологии изготовления и его физико-механических свойств.

## Литература

1. Блещик Н.П., Рак Н.А. Технологические особенности, физико-механические свойства и расчетные показатели высоко- и особопрочных бетонов /Инженерные проблемы современного железобетона. Иваново, 1995. - с. 66-71.
2. СНиП 2. 03. 01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 80 с.

Параметры экспериментальных образцов сжатых элементов и результаты испытаний

Марка образца	R, МПа	Диаметр, класс	$\mu$ , %	$N_u$ , кН	$\epsilon_{bu}$ , $10^{-5}$	Характер разрушения	$N_1$ , кН	$N_1/N_u$	$N_2$ , кН	$N_2/N_u$
К-1	59,4	4Ø8 А-III	0,5	1922	250	Раздробление бетона с	1792	0,932	1876	0,976
К-2	75,0	"	"	2648	240	одновременным вы-	2240	0,846	2296	0,867
К-5	75,0	4Ø8 А-600с	1,54	2569	230	пучиванием арматуры	2406	0,937	2471	0,962
К-6	74,0	"	"	2609	270		2402	0,921	2520	0,966
К-7	88,9	"	"	2393	250		2778	1,161	2828	1,182

Таблица 2

Параметры экспериментальных образцов изгибаемых элементов и результаты испытаний

Марка образца	R, МПа	Диаметр, класс	$\mu$ , %	$\sigma_u$ , МПа	$\sigma_c$ , МПа	$M_u$ , кНм	$\epsilon_{bu}$ , $10^{-5}$	Характер разрушения	$M_1$ , кНм	$M_1/M_u$	$M_2$ , кНм	$M_2/M_u$
Б-2	72,6	2Ø28 А-III	3,82	450	630	104,1	-	Раздробление	94,8	0,911	95,2	0,915
Б-2'	72,6	"	"	"	"	100,1	370	бетона сжатой	94,8	0,941	95,2	0,945
Б-4	69,4	4Ø14 Ат-600с	1,90	651	790	84,0	400	зоны	72,1	0,858	72,6	0,864
Б-4'	72,6	"	"	"	"	86,5	290		72,9	0,843	73,3	0,847
Б-5	90,3	2Ø6 А-III	0,17	450	630	6,8	40	Текучесть рас-	6,3	0,926	6,3	0,926
Б-6	72,6	2Ø8 А-III	0,30	"	"	12,4	60	тянутой арма-	10,3	0,831	10,3	0,831
Б-7	77,3	2Ø6 Ат-600с	0,17	651	790	10,8	45	туры	10,2	0,944	10,2	0,944

**ПРОЕКЦИОННО-ГРАДИЕНТНЫЙ МЕТОД В ЗАДАЧАХ ОПТИМАЛЬНОГО  
ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ С АНАЛИЗОМ  
ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТИ ПРОЕКТА**

*Борисевич А.А.*

БГПА, г.Минск

Основой выбора направления движения поисковой точки к оптимальному проекту является информация о чувствительности ограничений к изменению переменных проектирования (ПП). Связь между вариацией ПП и значением ограничительной функции устанавливается с помощью коэффициентов чувствительности (КЧ). При "выходе точки" к границе области допустимых решений (ОДР) следует проанализировать запасы по ограничениям, распределение КЧ и, при необходимости, организовать последующее движение ее по границе области. Эта схема поиска сводится к проекционно-градиентным методам.

Рассмотрим вначале случай с одним активным ограничением (например, ограничением на перемещение некоторого узла конструкции). Заменяем поверхность  $g_j(x) = 0$ , соответствующую этому ограничению, на гиперплоскость  $((x-x^{(k)}, a) = 0$ .

Градиент ограничительной функции  $\nabla g = a$  и антиградиент целевой функции направлены за пределы ОДР. С помощью скалярных произведений можно сформировать требование для определения вектора  $\xi^{(k)}$ , обеспечивающего максимальное уменьшение целевой функции и не выводящего точку за пределы ОДР. Решение соответствующей задачи сведется к определению  $p$  антиградиента на гиперплоскость, следовательно

$\xi = \frac{p}{|p|}$ . Проекция определится по выражению:

$$p = r - \frac{(r, a)}{|a|^2} a$$

Если  $(r, a) = |r| \cdot |a|$ , т.е. антиградиент ортогонален  $((x-x^{(k)}, a) = 0$ , то  $p = 0$  и  $x^{(k)}$  — экстремальная точка.

Распространение этого подхода на вариант с несколькими активными ограничениями  $g_j = 0 (j = \overline{1, l})$  после построения соответствующих касательных гиперплоскостей и определения проекции антиградиента  $p_j$  на каждую из них позволяет установить направление движения поисковой точки.

Вектор  $p_j$  может быть принят как допустимый на очередном шаге оптимизации в том случае, если  $(p_j, a_k) \leq 0$ , ( $k=1, 2, \dots, l; j \neq k$ ), т.е. скалярные произведения его с векторами остальных  $l-1$  ограничений отрицательны. Это означает, что среди скалярных произведений

$$\begin{aligned} &(p_1, a_2), (p_1, a_3), \dots, (p_1, a_l), \\ &(p_2, a_1), (p_2, a_3), \dots, (p_2, a_l), \\ &\dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ &(p_l, a_1), (p_l, a_2), \dots, (p_l, a_{l-1}) \end{aligned}$$

в  $j$ -той строке все произведения должны быть отрицательны.

Среди всех  $p_j$  возможно существование только одного вектора, для которого выполняется требуемое условие, либо такого вектора нет. В первом случае движение по направлению этого вектора обеспечит наибольшее уменьшение целевой функции и при этом не будут нарушены линеаризованные ограничения задачи. Во втором случае необходимо определить  $p^{(l)}$  — проекцию вектора  $r$  на линейное многообразие, образованное пересечением всех  $(l)$  гиперплоскостей. Условие ортогональности  $p^{(l)}$  ко всем  $a_j$  позволяет получить выражение:

$$p^{(l)} = \left[ E - A_l (A_l^T \cdot A_l)^{-1} \cdot A_l^T \right] \cdot r = P \cdot r$$

где:  $A_l$  — матрица, в столбцах которой записаны компоненты векторов  $a_j$ ;

$P$  — проектирующая матрица.

Направляющий вектор для очередного шага оптимизации определяется отношением  $\xi^{(k)} = p^{(l)} / |p^{(l)}|$ , если  $|p^{(l)}| \neq 0$ .

Для варианта  $|p^{(l)}| \neq 0$  следует установить знаки множителей Лагранжа  $\mu$ . Если все  $\mu \geq 0$ , то решение закончено. Если некоторые  $\mu_i < 0$ , то соответствующее ограничение исключается из анализа, проекционная матрица строится на  $l-1$  ограничениях и процесс повторяется.

Для исследователей информация о количественных соотношениях матриц  $P$ , построенных с помощью различных активных ограничений, является основанием к всестороннему обследованию свойств конструкции в окрестности оптимального плана и инструментом для доказательства выполнения необходимых условий оптимальности.

Аппроксимация границы ОДР касательными гиперплоскостями приведет к тому, что найденное направление  $\xi$  фактически на любой длине шага будет выводить поисковую точку за пределы области. Поэтому, после шага вдоль  $\xi$  необходимо предусматривать движение внутрь области по направлению суммы антиградиентов нарушенных ограничений.

По изложенной методике автором формировались проекционные матрицы в задачах поиска оптимального проекта стального каркаса трехпролетного (3 x 24 м) промышленного цеха с крановыми нагрузками для условий Белоруссии. Размерность ПП—4. При известной конфигурации сечения за первую неизвестную принималась площадь сечения надкрановой части крайних колонн, второй неизвестной являлась площадь сечения надкрановой части средних колонн, третья и четвертая неизвестные — площади сечения подкрановых частей соответственно крайних и средних колонн. Общее число ограничений — 44. Расчетные сочетания нагрузок, на которые рассчитывалась рама, были получены объединением всех нагрузок в пять загрузений. Напряженное состояние эле-

ментов каркаса на каждом шаге оптимизации определялось в отдельных программных модулях по СНиП.

Вторым исследуемым объектом являлась преднапряженная металлическая ферма покрытия пролетом 42 м. Размерность ПП–10. Расчетных загрузений – 2. Общее число ограничений – 20. Эта задача поиска оптимальной конструкции рассматривалась как тест для разработанной методики оптимизации (по варианту замены затяжки известным усилием преднапряжения ферма превращается в статически неопределимую).

Выбор наиболее активных ограничений в этих задачах осуществляется для всех загрузений системы и с учетом объединения элементов в унифицированные группы. Эти особенности вносят определенную погрешность в вычислительный процесс проекционно-градиентного метода. Условия минимальных запасов по ограничениям являлись определяющими для отнесения их к активным.

Выбирая  $N-1$  активное ограничение, мы определяем линию пересечения гиперплоскостей в  $N$ -мерном пространстве ПП. С помощью матрицы  $P$  определяется проекция вектора  $\nabla f = -g$  на это пересечение. Соотношение компонент полученного касательного вектора указывает направление продвижения к оптимальному плану. Это есть наиболее жесткая форма определения направления. Она приемлема тогда, когда среди множества ограничений явно определяются активные и число их близко к размерности пространства. Лучший вариант в практической реализации этой задачи получается для случая с одним активным ограничением.

Опыт проведенных вычислений позволили установить следующее:

1. В окрестности оптимального решения КЧ для активных ограничений существенно возрастают, иногда меняют знаки, и поэтому элементы проекционной матрицы даже при незначительных изменениях компонент плана могут заметно отличаться от соответствующих значений на предыдущем плане.
2. Из полученных результатов следует, что в условиях реального проектирования (соблюдение требований СНиП, требований унификации, наличие множества загрузений) необходимые условия Лагранжа могут не выполняться. Выполнение этих условий возможно лишь тогда, когда для рассчитываемой по идеализированной схеме конструкции преобладающим из всех загрузений будет только одно.
3. Вследствие множества загрузений условие  $P \cdot g = 0$  не выполняется. Хотя некоторые компоненты векторов не равны нулю, анализ КЧ по наиболее активным ограничениям показывает на невозможность улучшения решения.



# ИССЛЕДОВАНИЕ ЭКОЛОГО–ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ПРИМЕНЕНИЯ ГЛИНО–СОЛЕВЫХ ОТХОДОВ В ДОРОЖНОМ БЕТОНЕ

*Бусел А.В., Ковалев Я.Н.*

БГПА, г.Минск

Значительным резервом снижения расхода цемента в дорожном бетоне может служить применение глино-солевых отходов (ГСО) ПО "Беларуськалий", которые представляют собой либо суспензию 35÷55 % концентрации (глино-солевой шлам), получаемую при флотационном обогащении хлорида калия с использованием для коагуляции полиакриламида, либо сухие порошки, выделяемые в процессе избирательного измельчения сильвинитовых руд в вентилируемых размольных контурах.

ГСО включает в своем составе, мас. %: хлорид натрия 19÷35, хлорид калия 15\_17, сульфат кальция 0.1÷2.0, сульфат магния 0.1÷2.0, нерастворимый в воде остаток 40÷70. По минералогическому составу нерастворимый осадок представлен смесью 60÷85 % алюмосиликатных минералов (гидрослюды с примесью монтмориллонита и гидрохлорида) и 15÷40 % карбонатсодержащих пород (доломит, кальцит).

Наличие в составе ГСО хлоридов натрия и калия должно способствовать ускорению процесса набора прочности бетонов, что особенно важно для дорожного строительства, когда необходимо быстро открывать движение транспорта по бетонному покрытию. По данным [1] хлориды не нарушают кристаллическую структуру цементного камня и в то же время снижают температуру замерзания воды в порах бетона, что приводит к повышению его морозостойкости.

Наличие в составе ГСО алюмосиликатных минералов предполагает их хорошее взаимодействие с цементным камнем при условии достаточно высокой площади их взаимного контакта, что может обеспечиваться высокой степенью диспергирования ГСО. Глинистые материалы обладают высокой водоудерживающей способностью, что создает хорошие условия для гидратации цемента. Отдавая воду, мелкие глинистые частицы уменьшаются в объеме, создавая замкнутую поровую структуру цементного камня. Кроме того, введение ГСО увеличивает тиксотропию цементобетонной смеси, в результате чего улучшается ее подвижность и удобоукладываемость.

Их вышесказанного следует, что при выборе определенных технологических режимов введения глино-солевых отходов в состав бетона можно достигнуть вполне определенных положительных результатов.

В настоящее время в ПО "Беларуськалий" накоплено около 40 млн. тонн глино-солевых шламов, которые представляют реальную экологическую опасность для региона, вызывая засоление почв и подземных вод.

Водорастворимая часть ГСО содержит ионы тяжелых металлов (см. табл. 1), которые обладают высокой токсичностью по отношению к объектам окружающей среды.

Содержание ионов тяжелых металлов в водорастворимой части ГСО, мас. %

Cu <sup>2+</sup>	Cd <sup>2+</sup>	Zn <sup>2+</sup>	Fe <sup>2+</sup>	Mn <sup>2+</sup>	Cr <sup>3+</sup>	Ni <sup>2+</sup>	Sr <sup>2+</sup>
$2.8 \times 10^{-5}$	$0.9 \times 10^{-5}$	$1.9 \times 10^{-5}$	$2.6 \times 10^{-4}$	$2.8 \times 10^{-4}$	$1.9 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$	$1.3 \times 10^{-3}$

Таким образом, утилизация ГСО в дорожном бетоне, при условии их надежного блокирования в его структуре, будет решать как задачу экономии вяжущих материалов для дорожного строительства, так и вопросы улучшения экологической обстановки.

Для введения в состав бетона глино-солевого шлама предлагается последний предварительно диспергировать в воде затворения путем его кавитационной обработки в специальном центробежном насосе, обеспечивающем разделение конгломератов ГСО до образования свободной удельной поверхности  $4 \div 5 \text{ м}^2/\text{кг}$ , достаточной для хорошего контакта с цементом. С целью проверки данного предложения на первом этапе были проведены лабораторные исследования, включающие приготовление и испытания дорожного бетона с применением ГСО. Для приготовления бетона применялись следующие материалы: щебень гранитный карьера Микашевичи крупностью  $5 \div 20 \text{ мм}$  и  $20 \div 40 \text{ мм}$ , песок кварцевый карьера "Усборье" крупностью  $M_k = 2.2$ , цемент Старооскольского завода М-400, смола нейтрализованная воздухововлекающая (СНВ), сульфитно-дрожжевая бражка (СДБ). Глино-солевой шлам предварительно пропускали через центробежный насос, измеряли его плотность с целью определения концентрации по сухому веществу и вводили вместе с остальными компонентами в лабораторную мешалку емкостью 30 литров, где осуществляли перемешивание до получения однородной смеси. Было приготовлено два состава смесей (табл. 2).

Прочность бетона на сжатие оценивали по результатам испытания образцов-кубов с размером ребра 100 мм, прочность на растяжение при изгибе – призм квадратного сечения размером  $100 \times 100 \times 400 \text{ мм}$ , прочность на растяжение при раскалывании – образцов-кубов с ребром 100 мм. Результаты определения механических характеристик бетонов на 28-е сутки твердения представлены в табл. 3.

Таблица 2

Соотношение компонент цементобетонной смеси

Наименование материала	Расход материалов, мас. %	
	Состав № 1	Состав № 2
Щебень $5 \div 20 \text{ мм}$	18.37	18.48
Щебень $20 \div 40 \text{ мм}$	27.40	27.53
Песок	31.55	31.78
Цемент	14.53	13.08
Вода	6.15	5.67
Глино-солевой шлам	–	1.46
СНВ	0.18	0.18
СДБ	1.82	1.82

Прочностные показатели бетона

№ состава	Прочность на сжатие, МПа	Прочность при изгибе, МПа	Прочность на растяжение при раскалывании, МПа
1	23.88	4.1	1.2
2	39.12	5.7	2.3

Из приведенных данных следует, что при замене 10 мас. % цемента на ГСО механические характеристики бетона возрастают, водо-цементное отношение уменьшается с 0.42 до 0.38. Эти положительные результаты послужили основанием для выполнения более детальных исследований по оптимизации состава цементобетона и изучению его свойств с целью практического применения для строительства дорог. Были исследованы составы цементобетонных смесей с различным количеством глино-солевого шлама и выполнено сравнение их свойств с контрольным составом, применяемым в практике дорожного строительства. Доказано, что введение ГСО в количестве до 12 % от массы вяжущего способствует увеличению скорости твердения бетона (30 14 суток бетон набирает стандартную прочность), обеспечивает повышение морозостойкости (потери прочности и массы ниже контрольного уровня), приводит к улучшению удобоукладываемости цементобетонной смеси (требуемая осадка конуса, равная 2 см, наблюдается при содержании воды на 6÷9 % меньше, чем в контрольном составе).

Полученные положительные результаты позволили зарегистрировать добавку ГСО в цемент в качестве изобретения [2] и рекомендовать для внедрения в производство. В дорожно-строительном управлении № 38 (г. Могилев) была создана технологическая линия по введению ГСО в состав цементобетонной смеси, обеспечивающая диспергирование этого отхода в кавитационном агрегате и дозированную подачу в смеситель непрерывного действия. В результате было выпущено 25.5 тыс. м<sup>3</sup> бетона с добавкой ГСО и построено 21.3 км дорог. Было утилизировано 765 т (по сухому веществу) глино-солевых шламов.

Всвязи со значительной дальностью доставки обводненного глино-солевого шлама (более 20 км) и увеличением транспортных расходов по экономическим соображениям внедрение разработки в таком варианте было приостановлено. Авторами разработана технология введения сухого ГСО, получаемого в вентилируемых контурах в состав цементобетона. На стендовой вентилируемой установке сухого измельчения были приведены экспериментальные исследования по изучению размолоспособности ГСО и определению его оптимального гранулометрического состава для эффективного использования добавки в дорожном бетоне. В результате было установлено, что в случае измельчения ГСО до тонкости помола, обеспечивающей прохождение 90 % материала через сито с отверстием 0.25 мм, его можно вводить в состав цементобетонной смеси в

сухом виде и получать результаты, аналогичные введению диспергированного глино-солевого шлама.

Полученный на стендовой установке в вышеуказанных оптимальных условиях измельченный ГСО использовали для приготовления опытной партии бетона на передвижном цементобетонном заводе ДСУ-40 Дорожно-строительного треста № 7, расположенном в г.Толочине. Было выпущено 60 м<sup>3</sup> дорожного бетона с использованием 1980 кг измельченного ГСО и уложен опытный участок дорожного покрытия длиной 55 м и шириной 6 м на автостраде Толочин-Сенно через Волосово. Устройство дорожного покрытия осуществлялось бетоноукладочным комплексом "Gomaco GP-2000".

По заключению специалистов пластичность и удобоукладываемость бетона с добавкой ГСО возросла по отношению к аналогичным параметрам бетона без добавки, что подтвердило результаты проведенных лабораторных исследований.

Испытания опытного состава бетона на 28 сутки показали, что его прочностные свойства не уступают бетону без добавки ГСО. Положительные результаты, полученные в ходе опытно-технологических работ, позволили приступить к проектированию промышленной вентилируемой установки для получения молотого ГСО на ПО "Беларуськалий".

Предварительные экономические расчеты свидетельствуют о том, что молотый ГСО будет в 1.5÷2.0 раза дешевле цемента.

### Литература

1. Карабан Г.Л. Комплексная технология снегоочистки городских дорог. – М.: Стройиздат, 1990 – с. 125.
2. Авт. свид. № 1709700 (СССР) Добавка для бетонной смеси/ Ф.Ф.Можейко, Я.Н.Ковалев, А.В.Бусел и др.

# ПОРИСТОСТЬ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ БЕТОНА

Гузев Е.А.

НИИЖБ, г. Москва

Леонович С.Н.

БГПА, г. Минск

Цементный камень бетонов исследуемых составов различается в основном количеством активных физико-химических связей в цементирующей матрице и количеством пустот, дефектов структуры. Так в обычном, уплотненном вибрацией бетоне, при расходах портландцемента активностью 40 МПа от 272 до 472 кг/м<sup>3</sup> и сравнительно близком количестве воды 227 - 237 л количество условных активных физико-химических связей в объеме цементного камня находилось в узком пределе (табл. 1)

$$A_{ф.х.} = R_{ц} Q_{ц} / Q_{цк} = 13.7 - 17.45 \text{ МПа}$$

Значительную роль в уровне прочности бетона занимают адгезионные связи матрицы с заполнителями и вид и количество пустот, капилляров в матрице и гелевых пор, заполненных водой, паром, воздухом.

Поры геля в цементном камне подсчитаны по зависимости

$$P_r = 0.19\alpha \rho_y / 1 + \rho_{ц} \text{ В/Ц}$$

где  $\alpha$  – степень гидратации цемента;

$\rho_{ц}$  – объемное содержание пор в цементном камне подсчитано по выражению:

$$P_{цкк} = \rho_y (\text{В/Ц} - 0.42\alpha) / 1 + \rho_{ц} \text{ В/Ц}$$

Общее количество пор в цементном камне подсчитано по формуле

$$P_{общ} = \rho_{ц} (\text{В/Ц} - 0.23 \alpha) / 1 + \rho_y \text{ В/Ц}$$

Общая пористость бетона определена по зависимости

$$P_{\delta \text{ общ}} = (\text{В} - 0.23\alpha \text{ Ц}) + (1 - \delta)1000 / 1000$$

$$\delta = (\varphi_{щ} + \varphi_{п} + \varphi_{ц} + \varphi_{в}) / 1 \approx 0.98$$

$$\alpha = 0.4 - 0.65 - 0.8$$

Рассматривая влияние поровой структуры цементного камня, гелевых пор и капилляров на уровень условных активных сил  $A$  и прочность бетона на сжатие возможно предположить заметно различный характер (рис. 1). Так при меньшем количестве цемента в матрице ниже уровень условных активных связей, большее количество капиллярных пустот и выше общая пористость. Больше пор и в макрообъеме-бетоне. В составе 1.3 –  $P_{\delta} = 21,3\%$ , против 9% в составе 1.1. Количество гелевых пор также четко связано с количеством цемента и прочностью бетона, просматривается тенденция уменьшения количества гелевых при повышенном уровне условных активных связей (рис. 2,3).

Роль условий твердения (составы 1.2 – У.Т. и 2.2 – Е.Т.) проявилось в несколько большем количестве гелевых пор в бетоне ускоренного твердения (табл. I).

Повышение активности цемента в составе 2.3 с 40 до 50 Мпа и расходе 286 кг/м<sup>3</sup> при В/Ц = 0,76 в сравнении с составом 2.2 проявилось в некотором увеличении количества условных активных связей и увеличением гелевых пор вдвое при близком количестве капиллярных пор и равной общей пористости бетона.

Применение в состав 2.1 низкомарочного шлакопортландцемента М300 в количестве 385 кг/м<sup>3</sup> при В/Ц = 0,56 (воды 266л) в сравнении с составом 1.2 - 333 кг/м<sup>3</sup> М400 при В/Ц = 0,67 и 5.1 – 334 кг/м<sup>3</sup> М400 при В/Ц = 0,53 показало, что его структурные характеристики по уровню условной активности связей существенно выше. Несколько меньше количество капилляров и больше гелевых пор.

Введение в 360 кг/м<sup>3</sup> цемента М400 пластификатора С-3 – состав 5.2 при В/Ц = 0,35 в сравнении с составами 1.2 – 330 кг/м<sup>3</sup> В/Ц = 0,67 и 5.1 – 334 кг/м<sup>3</sup> при В/Ц = 0,53 изменило структуру цементного камня и бетона. Заметно увеличился уровень условных активных связей. Уменьшилось количество капилляров и возросло количество пор в геле, уменьшилась и общая пористость и особенно пористость бетона (табл. I).

Технологические параметры бетона (количество цемента и его активность, водоцементное отношение, химические пластификаторы) в определенной закономерности влияют на формирование уровня активных связей в цементном камне и бетоне и соответствующей структуры пустот с ее реактивными внутренними силами, что проявляется в величинах энергетических и силовых параметров. В соответствии с методикой исследований при испытаниях образцов-призм, изготовленных из бетона составов 1.1 ... КЦ-4) получены ПРДД. Результаты обработки экспериментальных данных по характеристикам прочностных и деформативных свойств, удельной упругой и упругопластичной работы, удельной энергии разрушения, значениям интеграла и коэффициентам интенсивности напряжений сведены в таблицы V.2 – V.6. Количество цемента и воды в составах 1.1 – 1.2 и 5.1 и 1.3 при близких значениях фцк и фп и фщ обеспечивает формирование таких структур цементного камня и бетона, в которых свойства четко соответствуют закону R и  $E = f(V/C)$  (табл. V.2) рис. V.4, при некотором разбросе свойств. В таких же соотношениях находятся и силовые и энергетические характеристики свойств бетонов. Так энергозатраты на начальном этапе нагружения реализуются на создание напряжений в активных связях и вершинах наиболее мелких трещиноподобных технологических дефектов: в порах, капиллярах, трещинах на их активацию.

Уровень работы  $W_m$  в структурах нагружаемых образцов из бетонов исследуемых составов табл. 2 находится в зависимости от условного количества активных связей  $A_c$  (табл. 1), возникших при твердении цемента и обратно пропорционален количеству пустот, трещиноподобных капилляров и пор с трещинами – создающих реактивные силы в структуре.

Энергозатраты на инициирование разрушения структуры деформируемого бетона  $G_i$  находится в прямой связи с количеством и видом дефектов в цементном камне. Их уровень 5,21 ; 7,7 ; 9,87 МПа и количество капиллярных пустот 59,6; 52-41,7; 33-41 % в цементном камне и пустот в бетоне 21,3 %; 11,7-18,7 % и 9 % различной формы и разной степени заполнения их водой и паром подтверждают вероятность различной интенсивности силовых процессов делокализации трещинообразования, формирование локальных зон повышенной концентрации реактивных сил в вершинах трещин в блоках малых объемов и создание микромагистралей, ориентированных в момент страгивания в направлении общей магистральной трещины.

Важным фактором в процессе старта и движения микромагистралей при формировании зоны предразрушения являются поры геля. Так выявляется закономерность роли пор геля как фактора торможения процесса делокализации микро и субмикротрещин. Чем выше содержание гелевых пор в объеме цементного камня, тем больше требуется затрат энергии на инициирование страгивание магистральной трещины:  $V_{пг} = 10.6 \% - G_i = 5.21 \text{ Н/м}$ ;  $V_{пг} = 12.5 \% - G_i = 7.7 \text{ Н/м}$ ;  $V_{пг} = 13.5 \% - G_i = 9.87 \text{ Н/м}$  (рис. 4).

Вероятно предположить, что гелевые поры можно рассматривать, как структурные образования – тормозящие продвижения трещин, объемы поглощающие энергию, требующие затрат на их преодоление.

Естественно вышеизложенные физические и физико-химические процессы, происходящие в напряженной многомасштабной структуре бетона с различным количеством активных и реактивных сил отображаются и в уровнях энергетических константах бетонов упругопластической вязкости  $J$  – интеграла и силовых  $K_i$  и  $K_c$ . Так известно, что особенностью инвариантной энергетической характеристикой материала  $J$ -интеграла является его независимость от формы и размеров сечения образца. При этом в сечении при деформации могут развиваться и пластические зоны, а во всех ситуациях  $J$ -интеграл остается неизменным. Величина  $J$ -интеграла отражает некоторую среднюю характеристику поля напряжений и деформаций в окрестности вершины трещины. Свойство инвариантности, а также сингулярность напряжений и деформаций позволили принять  $J$ -интеграл в качестве критериальной величины для формулировки критерия разрушения. В принятой модели предусматривается в многочисленных микротрещинах в структуре цементного камня активный докритический их рост в локальных объемах в направлении формирования магистралей и ее страгивания. Магистральная трещина нормального отрыва начинает распространяться, когда инвариантный  $J$ -интеграл достигает предельного значения  $J_{lc}$ .

В наших опытах определены значения  $J_{IC}$  и их величины также четко увязываются со структурными характеристиками составов: чем больше уровень условных активных сил  $A$  и чем меньше капиллярных пустот и пор в бетоне, тем выше значение  $J_{IC}$  5,78 Н/м – состав 1.1; 5,02 – 5,47 – составы 5.1 и 1.2 2,48 Н/м для бетона состава 1.3. В такой же закономерности изменялись и величины силового критерия трещиностойкости  $K_I$  и  $K_c$  0,54–0,59 : 0,38–0,6 : 0,29 МН<sup>3/2</sup> (табл. 2). Определенным образом в уровне энергетических силовых параметров трещиностойкости проявляется технологический фактор-условия твердения (составы 1.2–ТВО и 2.2–ЕТ). При всех прочих равных условиях в образцах, твердевших в естественных условиях, сформировались структуры с одинаковыми структурами в цементном камне и бетоне: общая и капиллярная пористость цементного камня 0,525–0,58 и 0,36–0,4, пористость бетона 18,7–19,3 и 19,3–20,7%. Но капиллярных пор в бетоне ускоренного твердения значительно, почти вдвое больше (13% против 7,6%.)

Вероятно этот фактор и стал основной причиной несколько более высокого уровня  $\gamma_{IC}$  5,47 > 4,92 Н/м и  $K_{IC} = 0,6 > 0,56$  (рис. 5, табл. 4). В составах 2.3 и 1.3 получены свойства сопротивления бетона развитию трещин заметно зависят от уровня активных сил возникающих в физико-химических и адгезионных связях, определяемых активностью цемента 40МПа и 50МПа. Так при увеличении активности цемента с 40МПа до 50 значения  $A$  возросли с 13,7 МПа до 19,2 МПа, и при величинах  $V/D$  0,76 и 0,85 характеристики пористости цементного камня общей и капиллярной оказались практически одинаковыми, но в составе 1.3 количество демпфирующих развитие трещин гелевых пор оказалось заметно меньше, по видимому, это положение отразилось на уровне реактивных сил, следствием чего явилось существенное понижение значений  $\gamma_{IC}$  – 6,87 н/м для состава 2.3 до 2,81 н/м для состава 1.3, а так же и значений  $K_{IC}$  от 0,42 до 0,29 МН/м<sup>3/2</sup> (табл. 5). Иное (с параметрами  $\gamma_{IC}$  и  $K_{IC}$  положение наблюдается в бетоне состава 2.1, изготовленном на шлакопортландцементе с активностью 30 МПа.



## Характеристики свойств бетонов

№ пп	Шифр состава	Ц, кг	R <sub>н</sub> , МПа	В/Ц	R <sub>б</sub> , МПа	A <sub>c</sub>	Концентрация цемента в бетоне Ф <sub>цк</sub>	Пористость цементного камня			K <sub>IC</sub>	П <sub>с</sub> <sup>об</sup> ч
								Поры геля, %	Капилляры, %	П <sub>с</sub> <sup>об</sup> цк, %		
1	1.1	472	40	0,49	35,0-35,8	26,85	0,29	13,5	27,5	33,0-41,0	0,54-0,59	9
2	1.2	333	40	0,67	35,0-37,8	23,7	0,23	12,5	36,0-40,0	47,0-52,5	0,6	19,3
3	1.3	272	40	0,85	15,0-16,4	21,0	0,22	10,6	49,0	54-59,6	0,29	21,3
4	2.1	287	30	0,56	40,0	19,2	0,25	11,4	32,9-36,0	41,0-44,3	0,64	13,7
5	2.2	33	40	0,67	25,0-28,6	23,7	0,23	7,69-9,0	36,0-40,0	47,0-49,0	0,56	19,3-19,7
6	2.3	286	50	0,76	20,0	28,3	0,22	14,0	45,4-40,0	51,0-59,4	0,42	19,4
7	5.1	334	40	0,53	32,7	26,0	0,22	14,5	34,0	39,0-41,7	0,38	14,69
8	5.2	360 С-3	40	0,35	52,4	30	0,2	18,5	7,7	25,0-30,5	0,59-0,8	9,2
9	ВБ-1	500+55ш	60	0,3	67,5	46	0,26	20,0	4,87	24,8	0,62	9,5
10	ВБ-2	450+45ш	50	0,28	75,0	39,0	0,24	21,0	1,67-1,8	18,0-22,7	0,64	7,86
11	КЦ-1	520	50	0,37	47,7	36,3	0,29	17,8	15,1	32,9	0,83-1,14	11,7
12	КЦ-3	544	50	0,28	56,2	38,9	0,20-0,23	20,5	2,4	22,9	0,86	7,9
13	КЦ-4	648 С-3, ПАЩ	50	0,27	41,1	39,2	0,248	20,9	1,4	22,3	1,0-1,16	8,4

Влияние расхода цемента на силовые и энергетические параметры разрушения тяжелого бетона

Расход цемента, кг/м <sup>3</sup>	Прочностные и деформативные характеристики, МПа				Силовые и энергетические параметры разрушения								
	R	R <sub>b</sub>	R <sub>bt</sub>	E <sub>b</sub> × 10 <sup>-4</sup>	W <sub>m</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	W <sub>i</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	W <sub>2</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	G <sub>i</sub> , Н/М	G <sub>F</sub> , Н/М	J <sub>i</sub> , Н/М	K <sub>i</sub> , МН/М <sup>3/2</sup>
280 (состав 1.3)	16,4	15,8	0,81	2,180	0,76	3,17	16,80	2,06	5,21	31,6	2,81	0,34	0,29
334 (состав 5.1)	32,7	26,5	0,74	2,963	0,86	2,99	18,84	4,85	7,7	34,7	5,02	0,48	0,38
330 (состав 1.2)	37,8	35,4	1,46	3,913	1,08	8,77	20,07	5,70	11,08	42,2	5,47	0,66	0,00
470 (состав 1.1)	35,8	27,8	1,23	3,657	0,98	5,91	22,35	4,96	9,67	44,7	5,78	0,59	0,54

Влияние условий твердения свежесформованного бетона на его прочность, деформативность и трещиностойкость

Серия образцов	Условия твердения бетона	Прочностные и деформативные характеристики, МПа				Силовые и энергетические параметры разрушения							
		R	R <sub>b</sub>	R <sub>bt</sub>	E <sub>b</sub> × 10 <sup>-4</sup>	W <sub>m</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	W <sub>e</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.М	G <sub>i</sub> , Н/М	G <sub>F</sub> , Н/М	J <sub>i</sub> , Н/М	K <sub>i</sub> , МН/М <sup>3/2</sup>
2.2.0	УЕТ	28,6	22,5	1,23	3,203	0,61	6,72	17,82	10,89	36,77	4,92	0,59	0,56
1.2.0	ТВО	37,8	35,4	1,46	3,913	1,06	6,77	20,07	11,08	42,2	5,47	0,68	0,60

Примечание: УЕТ, ТВО - соответственно условия естественного твердения бетона (t = 20°C, W > 80 %) и режим тепловлажностной обработки бетона.

Влияние активности и вида цемента на прочность, деформативность и трещиностойкость тяжелого бетона

Серия образцов	Марка цемента	Прочностные и деформативные характеристики, МПа			Силовые и энергетические параметры трещиностойкости									
		Расход цемента, кг/м <sup>3</sup>	R	R <sub>bt</sub>	E <sub>b</sub> × 10 <sup>-4</sup>	W <sub>m</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>e</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>i</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	G <sub>i</sub> , Н/м	G <sub>F</sub> , Н/м	J <sub>i</sub> , Н/м	K <sub>i</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>	K <sub>e</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>
2.3.0	500	285	20,4	16,2	1,01	2,861	2,79	3,79	6,58	21,60	10,72	41,35	6,87	0,42
1.3.0	400	280	16,4	15,4	0,81	2,180	0,76	2,41	3,17	16,8	5,21	31,55	2,81	0,29
2.1.0	300 <sup>*</sup>	385	44,9	30,1	1,29	3,359	3,65	5,54	9,19	32,63	14,51	60,33	9,60	0,54

Примечание: 300<sup>\*</sup> - шлакопортландцемент марки 300 с добавкой гранулированного шлака 53,0 %.

Таблица 6

Влияние поверхностно-активной добавки на прочностные, деформативные показатели, силовые и энергетические параметры трещиностойкости тяжелого бетона

Вид бетона, состав	Прочностные и деформативные характеристики, МПа				Силовые и энергетические параметры трещиностойкости							
	R	R <sub>bt</sub>	E <sub>b</sub> × 10 <sup>-4</sup>	W <sub>m</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>e</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>i</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	G <sub>i</sub> , Н/м	G <sub>F</sub> , Н/м	J <sub>i</sub> , Н/м	K <sub>i</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>	K <sub>e</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>
Бетон без добавки, состав 5.1.0	32,7	26,5	0,74	2,963	0,86	4,85	18,84	7,70	34,7	5,02	0,48	0,38
Бетон с добавкой, состав 5.2.0	52,4	44,7	1,26	3,642	5,14	11,34	32,40	17,72	60,4	12,0	0,80	0,59

# ВЛИЯНИЕ ТЕКСТУРЫ И СТРУКТУРЫ БЕТОНА НА ЕГО ВЯЗКОСТЬ РАЗРУШЕНИЯ

*Гузев Е.А.*

НИИЖБ, г. Москва

*Леонович С.Н.*

БГПА, г. Минск

Сопротивление деформированию от внешних воздействий, зарождению и развитию трещин в структуре композитного многомасштабного материала, как известно, обеспечивается физико-химическими связями, возникающими в процессе гидратации цемента. В этом процессе важную роль играют адгезионные силы на поверхностях контакта зерен заполнителей (песка и щебня), втопленных в цементную матрицу. Состояние поверхности, ее шероховатость и пористость, водоудерживающая способность и количество заполнителей в объеме во многом определяют уровень зонной локальной блокировки, сплошности и пористости макро и микроструктуры бетона и естественно сопротивление развитию размеров трещин, и главное деформирование при движении трещин в качестве поглотителей энергии.

В исследованиях приняты четыре вида крупных заполнителей фракции 5-20 мм: гранитный щебень, природный гравий, аглопоритовый щебень и керамзитовый гравий. Характеристики аглопоритового щебня и керамзитового гравия – в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики искусственных заполнителей

Вид крупного заполнителя	Размер фракции, мм	Марка по насыпной плотности, кг/м <sup>3</sup>	Пустотность, %	Влажность, %
Аглопоритовый щебень	5÷20	700	54,8	1,0
Керамзитовый гравий	5÷20	450	42,6	1,0

Аглопоритовый щебень Минского завода строительных материалов и керамзитовый гравий Витебского ПО "Керамзит".

Таблица 2

Составы бетона по виду и количеству крупного природного заполнителя

Шифр состава	Вид заполнителя	Расход материалов на 1 м <sup>3</sup> бетона, кг				В/Ц	Прочность бетона на сжатие, МПа	Плотность бетона ρ, кг/м <sup>3</sup>
		Ц	П	Щ	В			
Щ	Гранитный щебень	352	714	1125	153	0,44	25,0	2320
Г	Природный гравий	342	705	1102	153	0,45	25,0	2270

Примечание: Подвижность бетонных смесей – 7 см. Условия твердения – ТВО.

Таблица 3

## Объемное содержание природных заполнителей в составах бетонов

Шифр образцов	Примерное соотношение составляющих бетонной смеси, %		Объемная концентрация КЗ, φ	Плотность бетонного образца ρ, кг/м <sup>3</sup>
	цементно-песчаный раствор (ЦПР)	крупный заполнитель (КЗ)		
Щ ЦПР	100	0	0	2050,0
Щ 1/1	50	50	0,353	2310,0
Щ 1/3	25	75	0,621	2420,9
Г ЦПР	100	0	0	2079,4
Г 1/1	50	50	0,375	2264,6
Г 1/3	25	75	0,643	2370,0

Примечания: 1. Получение составляющих бетонных смесей достигалось путем просеивания через сито № 5 исходной смеси на растворную часть (ПР) и крупный заполнитель (КЗ).

2. Объемная концентрация φ определялась с учетом межзерновой пустотности заполнителя и примерного соотношения составляющих ЦПР и КЗ.

Таблица 4

## Составы бетона по виду и количеству искусственных заполнителей

Шифр состава	Вид крупного заполнителя (КЗ)	Расход материала в исходной смеси, кг/м <sup>3</sup>				В/Ц	Плотность бетона, кг/м <sup>3</sup>	Прочность бетона при сжатии, МПа
		Ц	П	КЗ	В			
А-1	Аглопоритовый щебень	198	891	667	186	0,94	1910	15,0
А-2		401	902	695	205	0,51	1950	30,0
К-1	Керамзитовый гравий	220	830	388	212	0,96	1540	10,0
К'-2		530	1004	469	237	0,45	1570	15,0

Примечание. Подвижность бетонных смесей - 7 см.

Условия твердения - ТВО.

## Объемное содержание заполнителей в составах легких бетонов

Шифр образцов	Примерное соотношение составляющих бетонной смеси, %		Объемная концентрация КЗ ф	Плотность бетонного образца $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>
	ЦПР	КЗ		
<u>А ЦПР</u>	100	0	0	2035,4
А 1/1	50	50	0,310	1895,6
А 1/3	25	75	0,580	1751,3
<u>А ЦПР</u>	100	0	0	2135,5
А 1/1	50	50	0,310	1944,5
А 1/3	25	75	0,580	1813,5
<u>К ЦПР</u>	100	0	0	2022,9
К 1/1	50	50	0,293	1617,9
К 1/3	25	75	0,579	1174,4
<u>К ЦПР</u>	100	0	0	2148,6
К 1/1	50	50	0,293	1646,9
К 1/3	25	75	0,579	1493,9

- Примечания: 1. Получение составляющих бетонных смесей достигалось путем просеивания через сито № 5 исходной смеси на растворную часть (ЦПР) и крупный заполнитель (КЗ).
2. Объемная концентрация заполнителя  $\phi$  определялась с учетом межзерновой пустотности КЗ и примерного соотношения составляющих ЦПР и КЗ.

Составы бетонов с различными видами заполнителей приведены в табл. 2..5. По активности цемента, его количеству  $352 \div 342$  кг/м<sup>3</sup>, параметрам  $\phi_{цк} = 0,2$  и  $0,16$ ,  $\phi_{щ} = 0,48 \div 0,45$ , при В/Ц =  $0,44 \div 0,45$  составы Щ-1 и Г-1 – наиболее близки составу 5.1 (табл. V.I-2), что позволяет использовать в анализе результатов опытов и установление закономерности для обосновывающей роли количества крупного заполнителя и состояния его поверхности на трещиностойкость структуры бетона.

Составы на аглопорите А-1 и А-2 и керамзите К-1 и К-2 по расходу цемента  $200-530$  кг/м<sup>3</sup> и В/Ц =  $0,45 \div 0,96$  охватывают обширный диапазон  $\phi_{цк} = 0,18 \div 0,28$  и  $0,25 \div 0,458$  и в то же время, по содержанию крупного заполнителя  $\phi_{щ} = 0,35 \div 0,25 \div 0,3$  значительно уже, чем составы Щ-1 и Г-1.

Рассеивание бетона через сито № 5 для отделения растворной цементно-песчаной массы и последующее формирование составов: Ц:П:В =  $600 + 1300 + 150 = 2050$  кг/м<sup>3</sup>

$$\text{Щ } 1/1 = \text{Ц} : \text{П} : \text{В} + \text{Щ} = 358,6 + 717 + 76 + 1150 = 2310 \text{ кг/м}^3,$$

приводило к значительному изменению концентрации цементного камня  $\phi_{цк} = 0,365$  и  $\phi_{щ}^{ш11} = 0,188$ , что при равном В/Ц некоторым образом влияло на общий объем пор в бетоне (7,7 %) (табл. 6).

В зависимости от количества цемента и воды и степени гидратации цемента формировалась структура гелевого состава пор и капилляров в цементном камне и поровое пространство в бетоне. Таким образом в структуре композита возникла система активных сил и реактивных сил, обеспечивающих трещиностойкость бетона.

Испытания на определение трещиностойкости бетона проведены по методике ГОСТ 29167-91. Результаты испытаний приведены в табл.6 - 9.

Характер деформирования бетонов с различными видами крупного заполнителя имеет особенности, присущи каждому заполнителю. При примерно равной концентрации цементного камня ( $0,18 \div 0,2$ ) (кроме  $K_2-0,45$ ) и близких величинах общей пористости бетона ( $13 \div 20\%$ ) в структуре сформированы существенно различные системы активных связей и реактивных сил. При этом как в активных связях, так и в реактивных важную часть занимают адгезионные силы.

Естественно, что адгезионные силы, их уровень определяется количеством заполнителей и состоянием геометрии поверхности зерен. Зависимости  $K_I = f(\phi_{цк}; \phi_{п}; \phi_{щ})$  и  $G_I = f(\phi_{цк}; \phi_{п}; \phi_{щ})$  приведены на рис. 1.

Таблица 7

Влияние вида заполнителя на прочностные, деформативные характеристики и энергетические, силовые параметры трещиностойкости бетона

Вид заполнителя в бетоне	Прочностные и деформативные параметры, МПа			Энергетические и силовые параметры трещиностойкости		
	R	R <sub>b</sub>	E <sub>b</sub> × 10 <sup>-4</sup>	W <sub>m</sub> × 10 <sup>-2</sup> Нм	W <sub>c</sub> × 10 <sup>-2</sup> Нм	W <sub>l</sub> × 10 <sup>-2</sup> Нм
Щебень(Щ)	20,8-24,5	16,2-18,3	1,920-2,458	2,79-1,44	3,79-4,12	21,60-15,80
Гравий (Г)	21,2-28,1	15,9-20,9	2,573-2,921	0,54-1,88	2,40-2,60	14,62-20,70
Аглопорит(А)	20,6-38,4	18,5-33,6	1,778-2,406	0,10-1,78	3,58-4,53	7,63-15,11
Керамзит(К)	23,0-19,1	18,4-18,3	1,875-1,634	0,94-0,56	2,58-3,21	3,71-6,30
Вид заполнителя в бетоне	Энергетические и силовые параметры трещиностойкости					
	G <sub>i</sub> , Н/м	G <sub>F</sub> , Н/м	J <sub>i</sub> , Н/м	K <sub>i</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>	K <sub>c</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>	
Щебень (Щ)	10,72-8,79	41,35-31,49	6,87-5,07	0,45-0,49	0,40-0,42	
Гравий (Г)	4,61-7,21	26,75-37,88	2,43-4,79	0,35-0,46	0,34-0,39	
Аглопорит (А)	5,95-10,45	18,18-32,52	2,63-6,16	0,33-0,50	0,32-0,41	
Керамзит (К)	5,67-6,05	10,14-15,21	3,34-3,9	0,33-0,31	0,26-0,29	

На этапе упругого деформирования, упругая энергия затрачивается на создание напряжений в активных связях цементной матрицы, на адгезионные контакты с заполнителями и реактивные силы в вершинах трещин в капиллярах, пустотах, порах. С ростом напряжений усиливаются процессы делокализации трещин в блоках структуры, их движения в зоны инициирования предразрушения. При равных значениях  $\phi_{\text{щ}}$  в структурах бетона с контактами цементной матрицы к гранитному щебню с шероховатой поверхностью граней зерен заметно выше, чем в структурах бетона с зернами почти шлифованного гравия  $W_{\text{щ}} = 3,79 \div 4,12 > W_{\text{гр}} = 2,4 \div 2,6$  Н.М (табл. 7). И еще выше уровень затрачиваемой работы в структурах с зернами ноздреватого аглопорита  $W_{\text{аг}} = 3,59 \div 4,53$  НМ. Роль адгезионных сил между матрицей и зернами керамзита очевидна. Контакт матрицы с зернами керамзита имеет высокий адгезионный уровень. Однако в опытах этот эффект погашается низкой прочностью керамзита и малым содержанием зерен  $\phi_{\text{щ}} = 0,25 \div 0,29$ , против аглопорита 0,35 и щебня 0,48. Этап инициирования разрушения, объединения микро и страгивания макротрещины объединяет в себе максимальную концентрацию напряжений в вершинах микротрещин в дефектах структуры капиллярах, порах и пустотах в контактных зонах матрицы с заполнителями. Баланс реактивных и активных сил в физико-химических связях цементного камня в зонах формирования вершины главной магистральной макротрещины в момент ее страгивания зависят от количества цемента и прочности матрицы и структуры дефектов в ней в виде пустот и количества заполнителя.

На ПРДД четко обозначены уровни критической силы трещины  $P_c$  в зависимости от этих параметров и характер движения магистральной трещины по структуре бетона, матрице и зернам заполнителей. Чем больше зерен ( $\phi_{\text{щ}}$ ) заполнителя щебня с развитой поверхностью на пути движения трещины, тем выше вязкость разрушения и энергозатраты. Адгезионный фактор – слабое сцепление цементно-песчаного раствора с гладкой поверхностью зерен щебня проявился в обратном, чем больше слабых плоскостей контакта матрицы и зерен ( $\phi = 0,63$ ), тем меньше затрат энергии на старт трещины  $G_1 = 4,61$  Н/м<sup>3</sup> против 7,21 Н/м<sup>3</sup> при содержании зерен  $\phi = 0,375$  (табл. 8).

Роль количества и формы пустот в матрице цементного камня в составах бетона со щебнем и гравием на этом этапе проявилась в равной степени, так как их количество практически равное (табл. 6).

Анализируя явление адгезионного фактора на трещиностойкость бетона при использовании зерен ноздреватого аглопорита, необходимо иметь ввиду, что состав А<sub>1</sub> имеет  $\phi_{\text{щк}} = 0,28$ , а  $\phi_{\text{щ}} = 0,356 < 0,48$  для состава со щебнем и гравием и  $B/C = 0,51 > 0,44$ .

Важным фактором реактивной составляющей в составах А и А<sub>1</sub> являются значительная пустотность зерен и повышенная пустотность в цементном камне 40÷63% и



общая пористость бетона 18÷21%. Эти факторы явились причиной повышенной трещиностойкости аглопоритобетона. Вариации факторов пустотности зерен, цементного камня и адгезионной составляющей объясняют соответствующий уровень энергозатрат на процессы делокализации трещин в блоках структуры при различном количестве цементного камня, развития микротрещин в вершинах капилляров, пор и пустотах заполнителей при их разном объемном содержании (рис. V.I.2 – 3..V.I.2–4). В составе А и А' удельные затраты работы на упругое деформирование при концентрации зерен 0,31 больше, чем при концентрации 0,58 вследствие того, что относительно большее количество более прочного раствора привело к увеличению количества активных связей, при несколько пониженном уровне адгезионных связей, но и относительно меньшем количестве инициаторов роста напряжений в пустотах зерен. С увеличением фщ возрастает уровень реактивных сил в структурных трещинах зерен и цементного камня, что вероятно понижает роль адгезионных сил. Изложенные соображения подтверждаются и в анализах величин удельных энергозатрат на упругое деформирование  $G_i$ , полных энергозатрат  $G_F$  и по величинам констант  $K_c$  (табл. 9). Аналогичные явления имеют место в процессе деформирования керамзитобетона, на этапе делокализации зерен в матрице и в зернах инициирования разрушения в микротрещинах матрицы 1 и в зернах участок ОС и на этапе формирования и предразрушения, старта и движения магистральной трещины по структуре, матрице, околосерновым зонам и зернам.

Наиболее вероятными являются факторы, влияющими на уровень параметров трещиностойкости, уровень активных связей в матрице, уровень реактивных сил в ней, объемное содержание зерен с внутренними пустотами, обладающими активностью к развитию микротрещин в своей структуре. Баланс этих факторов подтверждается величинами удельных энергозатрат на упругое деформирование и квазистатическое страгивание макротрещины  $G_i$  для состава  $K_1$  при  $B/C=0,96$ , объемной концентрации  $\varphi_{цк}=0,25$  и  $\varphi_{щ}=0,365$  составляет 2,08 Н/м. При увеличении фщ до 0,633 величина  $G_i$  возрастает до 4,37 Н/м. Для состава  $K_2$  при  $B/C=0,45$   $\varphi_{цк}=0,25$  и  $\varphi_{щ}=0,365$  энергозатраты на инициирование разрушения составляют 5,87, что значительно выше, чем  $G_i$  при увеличенной объемной концентрации  $\varphi_{щ}=0,633$

Зависимости показателей трещиностойкости бетонов от вида и количества крупного заполнителя наглядно представлены на рис.2–4 и объемных диаграммах рис. 5–7.

Закономерности зависимости основной расчетной характеристики  $K_{IC}$  от объемного содержания крупного заполнителя с различным уровнем адгезионных сил на поверхности зерен для проведения опытов приведены на рис. 8

Эмпирическая зависимость  $K_{IC}$  от фщ может быть выражена прямолинейной

$$K_I = A + B\varphi_{щ}$$

При этом по данным экспериментальных исследований в рамках изученных уровней параметров, характеризующих составы бетонов, вид и состояние поверхности зерен и на уровень адгезионных сил отображает энергетический коэффициент

Важным фактором трещиностойкости бетона на различных видах заполнителей является так же и элементы структуры в виде капилляров и гелевых пор, характеризующих условно реактивные силы, возникающие в вершинах трещин этих элементов, как правило заполненные жидкостью или паром.

Так уровень основного расчетного параметра трещиностойкости  $K_{IC}$  связан с величиной капиллярной пористости цементного камня в бетоне на гранитном щебне зависимостью:

$$K_{IC} = 1,05 - 0,015\Pi_{цк}^{кап}$$

В исследованиях установлено, что вид зерен крупных заполнителей влияет на уровень  $K_{IC}$  через коэффициент

В исследованиях установлено, что капиллярные поры цементного камня также являются значимым фактором трещиностойкости бетона (рис.V.I.2- ). Из экспериментальных данных следует, что чем выше содержание капиллярных пор в цементном камне, тем большим сопротивлением развитию трещин обладает структура бетона.

Закономерность выражается эмпирической зависимостью:

$$K_{IC} = 0,3 + 0,066(\Pi_{цк}^{кап} - 10)$$

При этом некоторое влияние на установленную закономерность имеет вид крупного заполнителя, вероятно его плотность или наличие трещинообразных дефектов в зоне адгезионных контактов, и в самой структуре зерен.

Влияние вида заполнителя на трещиностойкость близких по прочности бетонов

Вид крупного заполнителя в бетоне	R, МПа	$E_b \times 10^{-4}$ , МПа	Силовые и энергетические параметры трещиностойкости бетона										
			$W_m \times 10^{-2}$ , Н.м	$W_e \times 10^{-2}$ , Н.м	$W_l \times 10^{-2}$ , Н.м	$W_c \times 10^{-2}$ , Н.м	$G_i$ , Н/м	$G_{F_s}$ , Н/м	$J_i$ , Н/м	$K_i$ , МН/м <sup>3/2</sup>	$K_e$ , МН/м <sup>3/2</sup>	$W_m - W_c$ , %	$W_l / W_c$ , %
Щ фцк=0,2 фщ=0,48	24,5	2,758	1,44	4,12	15,80	21,36	8,79	31,49	5,07	0,49	0,42	26,0	73,9
			0,54	2,40	14,62	17,55	4,61	26,75	2,43	0,46	0,35	16,8	83,3
Г фцк=0,16 фм=0,485	21,2	2,573	0,89	3,58	7,63	12,12	5,95	18,18	2,63	0,33	0,32	38,9	83,0
			0,94	2,58	3,71	7,23	5,67	10,14	3,34	0,33	0,28	48,7	51,3
А фцк=0,18-0,28 фщ=0,35-0,35	20,8	1,778	0,94	2,58	3,71	7,23	5,67	10,14	3,34	0,33	0,28	48,7	51,3
			0,94	2,58	3,71	7,23	5,67	10,14	3,34	0,33	0,28	48,7	51,3
К фцк=0,25-0,35 фщ=0,25-0,29	23,0	1,875	0,94	2,58	3,71	7,23	5,67	10,14	3,34	0,33	0,28	48,7	51,3
			0,94	2,58	3,71	7,23	5,67	10,14	3,34	0,33	0,28	48,7	51,3

Таблица 8

Влияние вида и количества крупного заполнителя на факторы разрушения бетона на щебне и гравии

Вид крупного заполнителя	Объемная концентрация КЗ ф	Прочностные и деформационные характеристики, МПа			Силовые и энергетические параметры трещиностойкости							
		R	R <sub>b</sub>	E <sub>b</sub> × 10 <sup>-4</sup>	W <sub>m</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>e</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	G <sub>i</sub> , Н/м	G <sub>F</sub> , Н/м	J <sub>i</sub> , Н/м	K <sub>i</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>	K <sub>e</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>
Гранитный щебень	0,0	23,0	17,2	2,674	0,33	2,89	7,88	5,25	17,58	2,83	0,38	0,36
	0,353	24,5	18,3	2,758	1,44	4,12	15,80	8,79	31,49	5,07	0,49	0,42
	0,621	35,7	26,2	3,2-5	2,36	3,36	15,84	9,16	30,77	5,38	0,54	0,43
Природный гравий	0,0	28,5	21,1	2,938	1,60	2,73	10,02	7,09	20,88	4,59	0,48	0,36
	0,375	28,1	20,9	2,921	1,87	2,60	20,90	7,21	37,88	4,79	0,46	0,35
	0,643	21,2	15,9	2,573	0,54	2,40	14,62	4,61	26,75	2,43	0,35	0,31

Таблица 9

Влияние объемной концентрации крупного заполнителя на трещиностойкость аглопоритобетона

Состав исходного бетона	Объемная концентр. КЗ ф	Прочностные и деформационные характеристики, МПа			Силовые и энергетические параметры трещиностойкости							
		R	R <sub>b</sub>	E <sub>b</sub> × 10 <sup>-4</sup> , МПа	W <sub>m</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>e</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	G <sub>i</sub> , Н/м	G <sub>F</sub> , Н/м	J <sub>i</sub> , Н/м	K <sub>i</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>	K <sub>e</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>
Состав А	0,0	14,6	13,1	1,479	0,30	1,33	2,75	2,69	6,75	1,43	0,20	0,18
	0,310	20,6	18,5	1,778	0,89	3,58	7,63	5,95	18,8	2,63	0,33	0,32
	0,580	16,9	15,2	1,605	1,00	2,91	5,15	6,19	12,75	3,60	0,32	0,27
Состав А'	0,0	30,8	27,8	2,128	0,80	2,33	5,35	5,15	12,65	2,97	0,33	0,29
	0,310	36,8	33,1	2,271	2,56	5,01	11,19	12,23	26,19	7,71	0,53	0,43
	0,580	15,8	14,3	1,551	1,01	3,68	7,89	7,85	18,88	4,22	0,35	0,31

Примечание: Состав А и А' - исходные аглопоритобетоны с прочностью при сжатии соответственно 15 и 30 МПа, на основе которых получены бетоны с различной концентрацией заполнителя ф.

Влияние объемной концентрации крупного заполнителя на трещиностойкость керамзитобетона

Состав исход- ного бетона	Объем- ная кон- центр. К3 ф	Прочностные и де- формативные харак- теристики, МПа		Силовые и энергетические параметры трещиностойкости								
		R	R <sub>b</sub>	E <sub>b</sub> × 10 <sup>-4</sup> , МПа	W <sub>m</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>e</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	W <sub>1</sub> × 10 <sup>-2</sup> , Н.м	G <sub>i</sub> , Н/м	G <sub>f</sub> , Н/м	J <sub>i</sub> , Н/м	K <sub>i</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>	K <sub>c</sub> , МН/м <sup>3/2</sup>
Состав К-1	0,0 0,365 0,633	17,3 11,2 6,7	13,8 9,0 5,4	1,626 1,258 0,880	0,28 0,22 0,99	0,62 1,06 1,60	2,66 2,05 4,40	4,99 2,08 4,37	9,09 5,03 10,11	2,41 3,02 2,87	0,29 0,16 0,20	0,26 0,15 0,16
Состав К'-2	0,0 0,365 0,633	28,6 23,0 10,0	22,9 18,4 8,0	2,483 1,875 1,168	0,52 0,94 0,75	2,93 2,58 1,57	4,25 3,71 9,20	5,56 5,87 3,72	11,54 10,14 17,29	2,91 3,34 2,31	0,37 0,33 0,21	0,34 0,28 0,18

Примечание: Состав К и К' - исходные керамзитобетоны с прочностью при сжатии соответственно 10 и 15 Мпа, на основе которых получены бетоны с различной концентрацией заполнителя ф.

# ЗАКОНОМЕРНОСТИ НЕУПРУГОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ И УСТАЛОСТНОГО РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ.

*Драган В.И., Пракапович Ю.Л.*

Бетон представляет собой сложный искусственный конгломерат, составляющие которого могут иметь различные свойства и в котором имеется большое количество пор и микродефектов, заполненных водой. Основную массу твердой фазы бетона составляют материалы, имеющие кристаллическое строение. Пластические сдвиги и зарождение микротрещин в кристаллических телах при действии нагрузки в настоящее время объясняется наличием и движением дислокаций. Именно процесс разрыхления структуры бетона, образование микротрещин в его твердой фазе при нагружении приводит к разрушению материала. Процесс усталостного разрушения бетона можно разделить на две стадии. Первая стадия – разрыхление материала огромным количеством микротрещин. Вторая стадия – образование в этом разрыхленном материале магистральной трещины. Вопрос деления усталостного разрушения на стадии является весьма сложным в связи с неопределенностью размера микротрещины, начиная с которого можно считать начало стадии развития усталостной трещины, особенно с учетом того, что микроскопические трещины в локальных объемах возникают на первых циклах нагружения. Применение подходов механики разрушения для оценки долговечности бетонных элементов не представляется в настоящее время возможным. Поэтому при рассмотрении взаимосвязи какой либо характеристики состояния материала и усталостного повреждения наибольший интерес представляет установление взаимосвязи между неупругой деформацией за цикл в бетоне и исчерпанием долговечности. В работе [1] для стальных образцов было установлено, что в области напряжений, превышающих предел выносливости, значение неупругой деформации на стадии стабилизации определяется размерами и числом микротрещин, возникающих при циклическом нагружении. Это позволяет заключить, что циклические неупругие деформации могут быть использованы в качестве меры усталостного рассеянного повреждения на стадии зарождения усталостной трещины.

## **Методика измерения неупругих деформаций и рассеянной энергии при кручении**

Накопление повреждений в материале исследовалось при помощи метода динамической петли гистерезиса, предусматривающего построение петли в координатах напряжение-относительная деформация, который позволяет фиксировать в процессе циклического нагружения энергию, необратимо рассеянную в материале за цикл (площадь петли гистерезиса), и неупругую деформацию за цикл (ширина петли гистерезиса).

Исследования закономерностей неупругого деформирования и усталостного раз-

рушения бетона проводилось при циклическом кручении с частотой 32 Гц. Блок схема установки приведена на рис. 1. Образцы цилиндрической формы диаметрами 55 и 101 мм. клеивались в захваты машины. Крутящий момент оценивается по значения амплитуды отклонения светящейся риски, расположенной на динамометре, которая измеряется при помощи микроскопа. Динамическая петля гистерезиса воспроизводилась на экране электронного осциллографа непосредственно в процессе усталостных испытаний. Приложенная нагрузка и деформации образца измерялись при помощи тензометра, представляющего собой упругие консольные балочки с наклеенными тензодатчиками. Прогиб левой балочки пропорционален углу закручивания динамометра машины, прогиб правой балочки – углу закручивания динамометра и образца. Тензодатчики для измерения деформаций, наклеенные на упругие элементы включены в измерительную схему так, что общий сигнал с двух пар датчиков пропорционален углу закручивания образца. Информация о напряжениях в образце снималась с датчиков, наклеенных на левую балочку. Для исключения влияния люфтов на полученные результаты, деформация балочки не меняет своего знака, что осуществляется путем предварительного ее деформирования на величину, большую максимальной амплитуды деформации образца.

Сигналы с тензометра усиливаются тензоусилителями (ТС), для устранения в измерительной схеме помех, вызванных действием переменных электромагнитных полей от внешних источников, а также для выделения рабочих сигналов фильтруются специальными фильтрами нижних частот (ФНЧ), которые пропускают сигналы в диапазоне частот 0-32 Гц, проходят через фазовращатели (ФВр) для устранения сдвига фаз в аппаратуре и подаются на светолучевой осциллограф. Таким образом, сигнал от тензодатчиков, наклеенных на упругих элементах и фиксирующих изменение усилия, подается на вертикальный канал осциллографа и вызывает отклонение электронного луча по вертикали, а сигнал с датчиков, наклеенных на упругих элементах и фиксирующих деформацию (угол закручивания образца), подается на горизонтальный канал осциллографа и вызывает отклонение электронного луча по горизонтали. В процессе испытания перемещение луча будет непрерывным и на экране осциллографа будет вычерчиваться линия, характеризующая зависимость между усилиями и деформациями.

Для контроля отсутствия сдвига фаз в аппаратуре служит переключатель S1. При этом на экране осциллографа должна вычерчиваться прямая линия, если в аппаратуре нет сдвига фаз. В противном случае на экране осциллографа наблюдается петля гистерезиса, раскрытие которой устраняется фазовращателем.

В процессе испытания перемещение луча будет непрерывно и на экране осциллографа вычерчивается линия, характеризующая зависимость между крутящим моментом и углом закручивания образца. затем эта зависимость пересчитывается в координаты напряжение-относительная деформация.

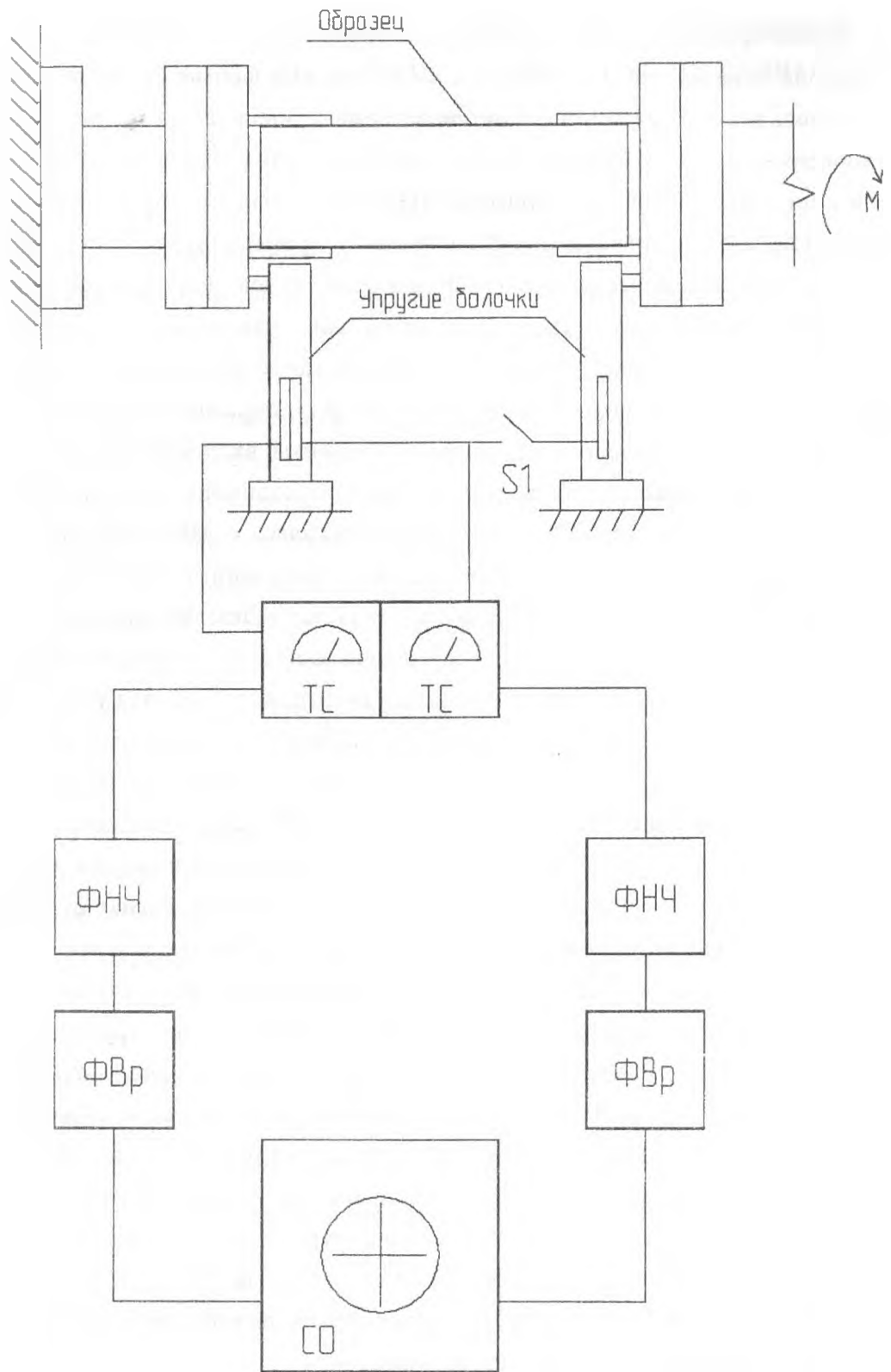


Рис. 1. Узел закрепления образца и блок схема установки для измерения неупругих деформаций за цикл при кручении.

В ходе эксперимента измерялись параметры петли гистерезиса с экрана осциллографа. Неупругие деформации за цикл при кручении определяются по формуле (1):



$$\Delta\gamma_n = \frac{\tau_a}{G \left( \frac{x_a}{\Delta x_n} - 0.5 \right)} \quad (1)$$

где  $\tau_a$  – амплитуда напряжения;

$\Delta x_n$  – ширина петли гистерезиса по экрану осциллографа;

$x_a$  – амплитуда отклонения электронного луча осциллографа по горизонтальной оси;

$G$  – модуль упругости при сдвиге.

Результаты испытаний на усталость образцов из мелкозернистого бетона различной прочности приведены на рис. 2. Испытывались образцы в возрасте 50 суток при асимметрии циклов  $r = -1$  и  $r = 0$ . Образцы разрушались в результате развития магистральной трещины в плоскости действия максимальных нормальных напряжений.

На рис. 4, 6, 8 приведены зависимости изменения неупругой деформации за цикл от числа циклов нагружения. Полученные зависимости показывают, что весь процесс циклического нагружения, предшествующий разрушению бетона, может быть разделен на три периода. В первом периоде происходит увеличение неупругой деформации за цикл с увеличением числа циклов нагружения. Второй период, характеризуется стадией стабилизации процесса неупругого деформирования. При высоких напряжениях стадия стабилизации отсутствует, с увеличением числа циклов нагружения наблюдается непрерывное увеличение неупругой деформации за цикл вплоть до разрушения образца.

Для средних уровней напряжений до выхода на стадию стабилизации процесса неупругого деформирования происходит разрыхление бетона за счет образования огромного количества микротрещин и увеличения их линейных размеров. На стадии стабилизации неупругой деформации завершается процесс образования микротрещин. Из многочисленных микротрещин дальнейшее развитие получают в основном те, которые достигли до этого момента наибольших размеров. Причем увеличение их размеров происходит вследствие объединения микротрещин магистральной трещиной, а также вследствие их собственного роста. Увеличение неупругой деформации перед разрушением связано с ростом магистральной трещины. Таким образом, регистрируя изменение неупругой деформации за цикл, можно следить за накоплением повреждений и видеть на какой стадии усталостного разрушения находится материал.

На рис. 3, 5, 7 совмещены начальные участки диаграмм кручения при медленном монотонном увеличении нагрузки и в условиях циклического кручения при симметричном цикле и кривая усталости, полученная при этих же условиях циклического нагружения. Начальный участок диаграммы циклического деформирования строился в координатах. Значение амплитуды деформации определялось по формуле:

$$\gamma_a = \gamma_{упр} + \Delta\gamma_n/2 \quad (2)$$

где:

$$\gamma_{упр} = \frac{M_{кр}}{W_p \cdot G}$$

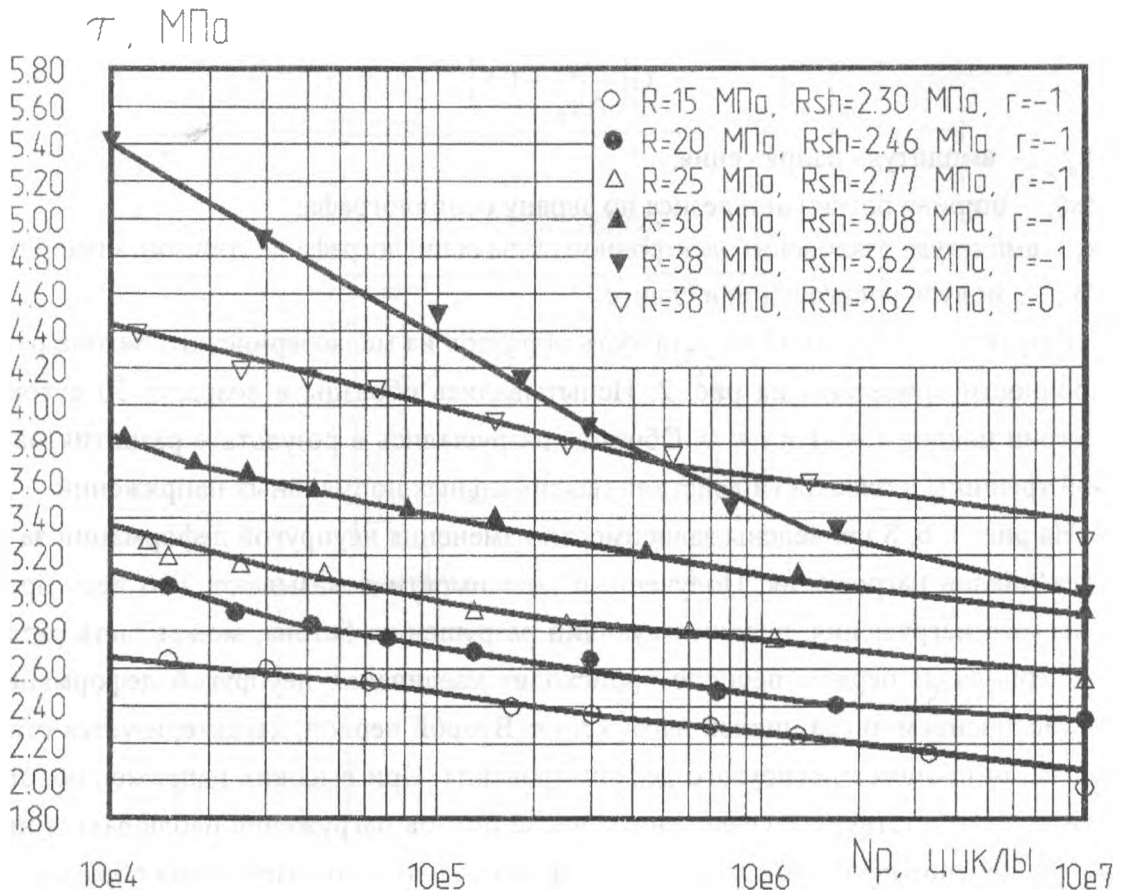


Рис. 2. Кривые усталости для мелкозернистого бетона различной прочности при кручении

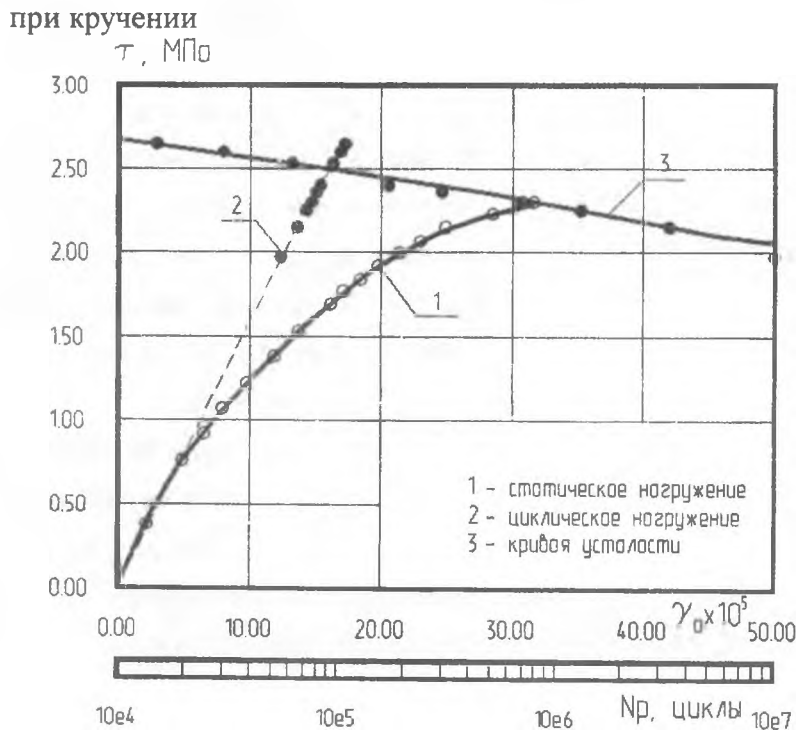


Рис. 3. Диаграммы деформирования и кривая усталости для мелкозернистого бетона R=15 МПа, Rsh=2.3 МПа

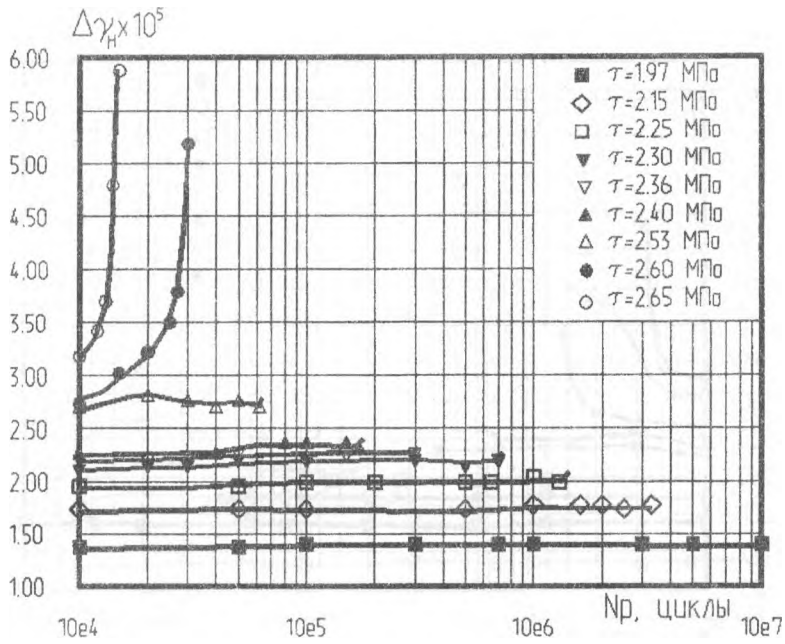


Рис. 4. Зависимость изменения неупругой деформации за цикл от числа циклов нагружения для мелкозернистого бетона  $R=15$  МПа,  $R_{sh}=2.3$  МПа

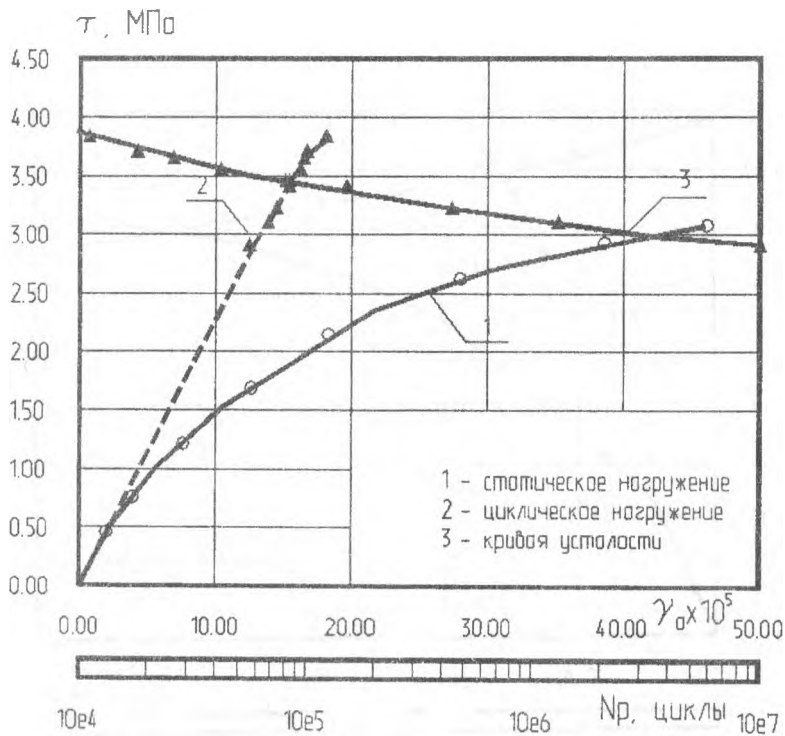


Рис. 5. Диаграммы деформирования и кривая усталости для мелкозернистого бетона  $R=30$  МПа,  $R_{sh}=3.08$  МПа

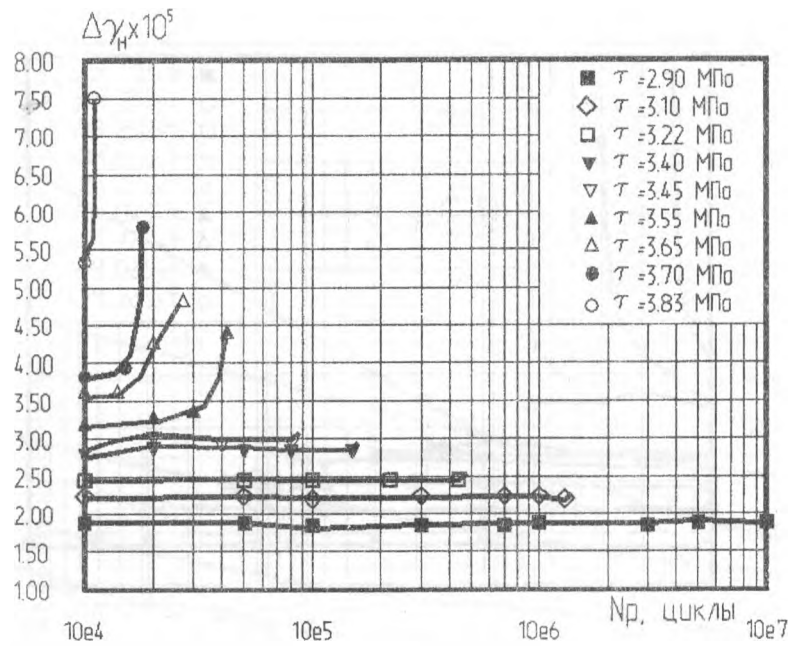


Рис. 6. Зависимость изменения неупругой деформации за цикл от числа циклов нагружения для мелкозернистого бетона  $R=30$  МПа,  $R_{sh}=3.08$  МПа

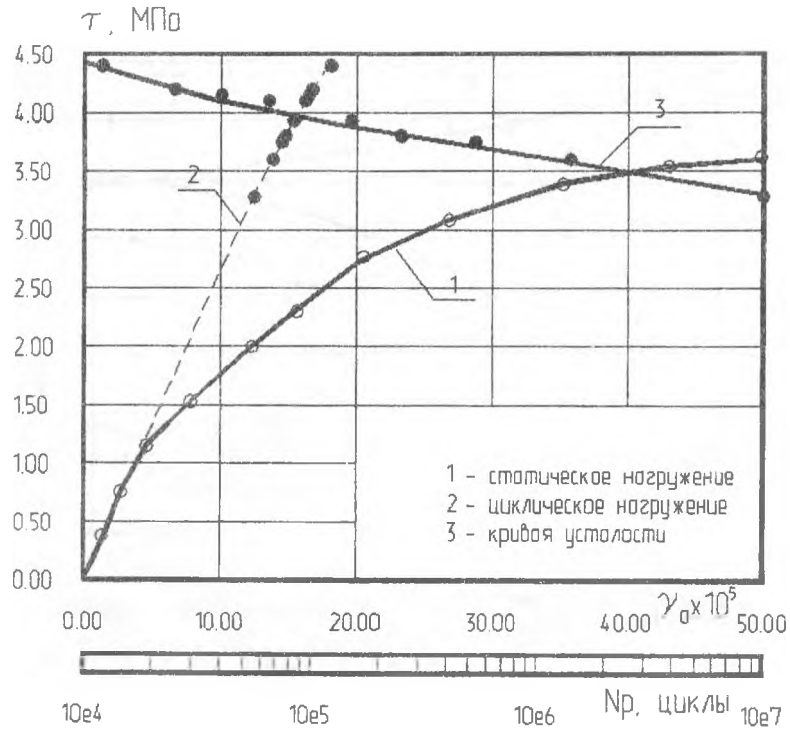


Рис. 7. Диаграммы деформирования и кривая усталости для мелкозернистого бетона  $R=38$  МПа,  $R_{sh}=3.62$  МПа

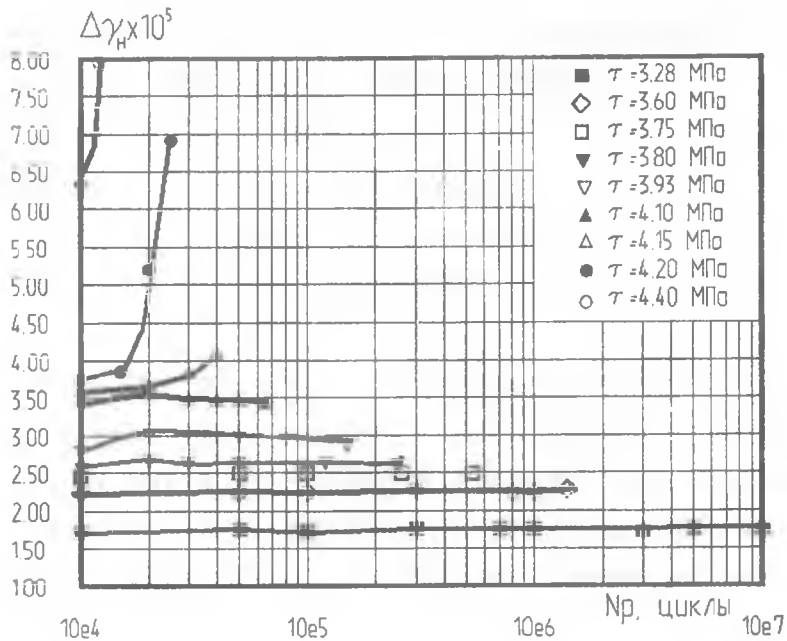


Рис. 8 Зависимость изменения неупругой деформации за цикл от числа циклов нагружения для мелкозернистого бетона  $R=38$  МПа,  $R_{sh}=3.62$  МПа

Здесь использовано значение неупругой деформации за цикл на стадии стабилизации, а при отсутствии таковой – для числа циклов равного половине числа циклов до разрушения.

Кривая многоциклового усталости бетона на базе  $10^7$  циклов лежит в области напряжений неупругого деформирования при циклическом нагружении. Так как кривая циклического деформирования находится выше кривой статического деформирования, то бетон ведет себя как циклически упрочняющийся материал.

Таким образом неупругая деформация за цикл является важной характеристикой бетона при циклическом нагружении, по изменению которой можно судить о процессе накопления повреждений в материале. Уровень неупругой деформации на стадии стабилизации определяет циклическую долговечность бетона.

### Список литературы

1. Трощенко В.Т., Драган В.И. Исследование закономерностей неупругого деформирования и усталостного разрушения металлов при кручении. Проблемы прочности. - 1982. - N 5. - с. 3-10.
2. Трощенко В.Т. Деформирование и разрушение металлов при многоцикловом нагружении. - Киев: Наук. думка, 1981 -344 с.

# К ВОПРОСУ О СОПРОТИВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗГИБУ С ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛОЙ ПРИ РАЗНОЗНАЧНОЙ ЭПЮРЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ

А.С. Залесов

НИИЖБ, г. Москва

О.А. Рочняк, В.И. Гашко

БПИ, г. Брест

Особенности сопротивления железобетонных элементов с разноточной эпюрой изгибающих моментов при изгибе с поперечной силой мало изучены. Ниже приводятся основные результаты исследований балок, работающих в таких условиях.

Эксперименты проведены на железобетонных двухпролетных балках прямоугольного поперечного сечения. Конструктивное решение образцов показано на рис. 1 и отражено в таблице 1.

Таблица 1

Конструктивные характеристики опытных балок основной группы

Шифр балки	Размеры поперечного сечения в пролете			Размеры поперечного сечения на опоре			Величина преднапряжения арматуры	
	b, см	h, см	h <sub>0</sub> , см	b, см	h, см	h <sub>0</sub> , см	нижней, МПа	верхней, МПа
БН-II-1	15.2	30.2	27.1	15.3	30.1	27.0	0	0
БН-II-1А	15.3	30.5	27.3	15.3	30.3	27.1	0	0
БН-II-2	15.4	30.6	27.2	15.2	30.5	26.9	437.0	399.0
БН-II-2А	15.2	30.2	27.0	15.3	30.2	26.8	421.8	429.4
БН-II-3	15.1	30.8	27.2	15.2	30.6	27.1	807.0	859.8
БН-II-3А	15.4	30.2	26.9	15.3	30.3	26.9	737.2	689.7
БН-II-4	15.1	30.5	27.2	15.0	30.1	27.0	813.2	418.0
БН-II-4А	15.3	30.6	27.2	15.3	30.4	27.3	773.3	446.5
БН-II-5	15.1	30.4	26.9	15.2	30.3	27.0	807.5	0
БН-II-5А	15.0	30.3	27.0	15.2	30.2	27.1	763.8	0
БН-I-3	15.3	30.4	27.3	15.2	30.1	27.2	768.1	745.4
БН-I-3А	15.1	30.2	27.1	15.0	30.3	27.4	742.2	725.0
БН-III-3	15.1	30.3	27.1	15.2	30.4	27.1	750.5	710.6
БН-III-3А	15.0	30.2	27.0	15.1	30.3	27.3	763.3	757.8

Варьируемыми факторами являлись относительный "пролет среза"  $a/h$  (следовательно, изменялось отношение опорного момента к пролетному  $M_{sup}/M_{оп}$ ) и величина предварительного натяжения верхней и нижней продольной арматуры. В таблице 2 изложены основные характеристики испытаний.

## Основные характеристики испытаний

Шифр балки	Относительный "пролет" среза, $a/h_0$	Уровень относительного предварительного напряжения верхней арматуры, $\sigma'_{sp}/\sigma_{0.2}$	Уровень относительного предварительного напряжения нижней арматуры, $\sigma'_{sp}/\sigma_{0.2}$	Схема испытаний Эл. "М" Эл. "Q"
БН-П-1	3.0	0	0	
БН-П-2	3.0	0.55	0.55	
БН-П-3	3.0	1.0	1.0	
БН-П-4	3.0	0.55	1.0	
БН-П-5	3.0	0	1.0	
БН-І-3	1.5	1.0	1.0	
БН-ІІ-3	4.5	1.0	1.0	

Для армирования опытных образцов применялись арматурные стержни класса А-V Ø 14 мм ГОСТ 5781-82, устанавливаемые с предварительным натяжением, и стержни класса А-П Ø 12 мм ГОСТ 5781-82; поперечная арматура класса В-I Ø 5 мм ГОСТ 6727-80.

Для приготовления бетонной смеси использовались цемент марки 400, песок с модулем крупности 1,8 и объемной массой 1640 кг/м<sup>3</sup>, щебень с крупностью зерен 5÷20 мм, пустотностью 44,8%. Бетон соответствовал классу по прочности на сжатие В25÷В30.

Физико-механические характеристики арматуры и бетона определялись по стандартным методикам.

Натяжение арматуры на упоры осуществлялось с помощью гидравлических домкратов. Величина напряжения регулировалась комплектом шайб, укладываемых между упором и полуавтоматическим зажимом. Контроль равномерности усилий в арматурных стержнях осуществлялся с помощью мессур на базе 30 см, индикаторов перемещений часового типа с ценой деления 0,001 мм, образцовых манометров гидросистемы и образцового эталонного динамометра ДОС-50.

Рабочее нагружение опытных балок (гидравлическими домкратами ДГС-50) производилось этапами, составляющими  $\approx 1/10$  от ожидаемой разрушающей нагрузки, с выдержкой на каждом из них 10–15 минут.

За это время снимались показания индикаторов, прогибомеров, фиксировалось образование и развитие трещин, замерялась ширина их раскрытия. Показания приборов на каждом этапе фиксировались дважды – сразу же после приложения нагрузки и после выдержки.

Величины усилий при образовании трещин и исчерпанию несущей способности опытных балок приведены в таблице 3. Морфология трещинообразования и характер разрушения образцов показаны на рис. 2. Все образцы разрушились по наклонному сечению. В таблице 4 помещены опытные значения поперечных сил и расчетные величины сопротивления балок действию поперечных сил, подсчитанные по СНиП 2.03.01-84.

Приведенные результаты свидетельствуют о том, что при использовании подхода СНиП 2.03.01-84 для оценки прочности на действие поперечных сил элементов с разнозначной эпюрой изгибающих моментов в расчетные зависимости, основанные на методе сечений, необходимо ввести коррективы. Количественное соответствие экспериментальных и расчетных данных улучшается при учете нагельной силы  $Q_0$  (табл. 4). Величина  $Q_0$  определялась, рассматривая арматурный стержень как балку на упруго-пластическом основании (бетоне).

Характер трещинообразования опытных элементов позволяет также полагать, что для расчета приемлема модель раскосной фермы. Отметим, что фермы из-за пересекающихся раскосов, различной жесткости поясов и узлов являются многократно статически неопределимыми системами и расчет их трудоемкий. Несмотря на последнее обстоятельство, включение ферменной аналогии в проект новых норм в качестве одного из методов расчета железобетонных балок, работающих с разнозначной эпюрой изгибающих моментов, целесообразно и оправдано.



Шифр балки	Относительный "пролет" среза $a/h_0$	Уровень относительного преднапряжения арматуры $\sigma_{сп}/\sigma_{0.2}$		Усилия при образовании трещин на верхней грани			Усилия при образовании трещин на нижней грани			Усилия при образовании трещин			Усилия при исчерпании несущей способности балки		
		нижней	верхней	$M_{упр}$ , кН·м	$M_{спр}$ , кН·м	$Q$ , кН	$M_{упр}$ , кН·м	$M_{спр}$ , кН·м	$Q$ , кН	$M_{упр}$ , кН·м	$M_{спр}$ , кН·м	$Q$ , кН	$M_{упр}$ , кН·м	$M_{спр}$ , кН·м	$Q$ , кН
БН-II-1	3	0	0	17.4	9.5	33.7	26.0	14.2	50.3	21.9	12.0	42.5	65.8	36.0	127.5
БН-II-1a	3	0	0	17.5	9.6	33.9	26.2	14.4	50.8	26.3	14.4	51.0	57.1	31.2	110.5
БН-II-2	3	0.52	0.53	26.3	14.4	51.0	34.7	19.0	67.3	44.2	24.2	85.6	74.6	40.8	144.5
БН-II-2a	3	0.54	0.49	34.5	18.9	66.8	46.6	25.5	90.3	60.0	33.1	117.3	81.2	44.4	157.3
БН-II-3	3	1.00	1.06	44.3	24.3	85.9	61.2	33.5	118.5	65.7	35.4	127.3	90.9	49.7	176.0
БН-II-3a	3	0.92	0.85	43.5	23.8	84.3	57.2	31.3	110.8	53.8	29.5	104.3	85.6	46.8	165.8
БН-II-4	3	1.01	0.52	34.5	18.9	66.9	48.1	26.3	93.2	52.7	28.8	102.0	83.4	45.6	161.8
БН-II-4a	3	0.96	0.55	34.7	19.0	67.3	52.6	28.8	101.8	60.0	32.9	116.3	82.5	45.1	159.8
БН-II-5	3	0	0	17.8	9.7	34.5	30.7	16.8	186.3	47.6	12.9	152.3	69.2	18.8	221.1
БН-II-5a	3	0	0	20.4	14.3	50.5	39.5	21.6	187.5	42.4	11.5	135.4	63.3	17.2	203.9
БН-I-3	1.5	0.91	0.91	59.1	16.0	188.7	58.3	15.8	186.3	47.6	12.9	152.3	69.2	18.8	221.1
БН-I-3a	1.5	0.90	0.90	53.6	14.6	171.3	58.7	15.9	187.5	42.4	11.5	135.4	63.3	17.2	203.9
БН-III-3	4.5	0.89	0.89	43.7	37.1	67.3	52.4	44.4	80.6	71.2	60.4	109.6	80.1	68.0	123.0
БН-III-3a	4.5	0.94	0.94	44.4	37.7	68.4	52.9	44.9	81.4	68.4	58.1	105.3	81.6	69.3	125.6

Опытные и расчетные значения поперечных сил

Шифр балки	Характер разрушения балки	Поперечная сила при разрушении Q, кН	Величина сопротивления балки действию поперечных сил	
			$Q_{b,sw}$ по СНИП 2.03.01-84, кН	$Q_{b,sw,s}$ с учетом "нагельного эффекта", кН
			$Q/Q_{b,sw} \times 100\%$	$Q/Q_{b,sw,s} \times 100\%$
БН-П-1	по наклонному сечению	127.5	93.9 / 136 %	109.4 / 116 %
БН-П-1а	чению	110.5	91.7 / 120 %	107.2 / 103 %
БН-П-2	по наклонному сечению	144.5	98.6 / 147 %	111.3 / 129 %
БН-П-2а	чению	157.3	101.3 / 155 %	114.0 / 137 %
БН-П-3	по наклонному сечению	176.0	104.7 / 168 %	123.2 / 149 %
БН-П-3а	чению	165.8	103.1 / 161 %	121.6 / 136 %
БН-П-4	по наклонному сечению	161.8	103.1 / 157 %	115.8 / 139 %
БН-П-4а	чению	159.8	101.1 / 155 %	113.8 / 140 %
БН-П-5	по наклонному сечению	150.0	103.8 / 144.5 %	122.3 / 123 %
БН-П-5а	чению	139.7	103.1 / 145 %	123.6 / 113 %
БН-П-3	по наклонному сечению	221.1	145.1 / 152 %	171.3 / 129 %
БН-П-3а	чению	203.9	143.9 / 141 %	170.1 / 119 %
БН-П-3	по наклонному сечению	123.3	101.4 / 122 %	114.7 / 108 %
БН-П-3а	чению	125.6	102.0 / 123 %	114.7 / 109 %

## К ВОПРОСУ О РАБОТЕ КОМПЛЕКСНЫХ НЕСУЩИХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ С ПОВЫШЕННЫМИ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ

*Зверев В.Ф., Сафронова Е.П.*

БГПА, г Минск

Министерством строительства Республики Беларусь приняты и введены в действие с 01.01.94 г. новые нормативы по уровням сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций (СНБ 2.01.01-94). Несколько позже (с 01.09.95 г.) новые нормы были также приняты Министерством строительства Российской Федерации.

В соответствии с новыми тенденциями в строительстве конструктивные решения многоэтажных административно-бытовых зданий промышленных предприятий с несущими наружными стенами были разработаны Белорусской государственной политехнической академией и институтом "Белпромпроект" с участием авторов. Основное направление в разработке новой конструктивной системы для АБК – рациональное совмещение несущих и ограждающих функций конструкции, максимальное использование их прочностных характеристик и теплотехнических показателей.

Предпосылкой для создания такого типа конструкций послужили конструктивные решения железобетонных ограждающих конструкций одноэтажных промзданий, изготавливаемых на строительной площадке в мобильных базах. Такие конструкции используются как за рубежом, так и в Республике Беларусь.

Трехслойные несущие стеновые панели вертикальной разрезки на всю высоту многоэтажного здания позволяют отказаться от применения навесных ограждающих конструкций и колонн, что приводит к изменению традиционной каркасной схемы здания, от устройства горизонтальных швов, уменьшают объем сварочных работ, а также позволяют достичь архитектурной выразительности здания.

Изготавливаются стеновые панели на мобильных базах поэтапно с отдельной укладкой слоев.

Стеновая панель представляет собой комплексную конструкцию вертикальной разрезки на всю высоту двух-, трех-, четырехэтажного здания. Высота этажа – 3.000, 3.300– 3.600 м. Панель имеет несущие вертикальные пилястры и горизонтальные ребра для опирания плит покрытия и перекрытия. Пилястры и консоли выполняются из тяжелого бетона класса В15. Поле панели выполняется трехслойным. Внутренний несущий слой (из бетона В15) имеет толщину 75 мм, слой утеплителя запроектирован из пенополистирола толщиной 120 мм, лицевой слой толщиной 25 мм из бетона класса В15, F75. Наружный и внутренний слои соединены гибкими связями и ребрами жесткости толщиной 55 мм.

Приведенное сопротивление теплопередаче такой панели составило 3.15.

В лабораторном корпусе БГПА был изготовлен и испытан в 1991–1992 гг. опытный образец такой стеновой панели в натуральную величину.

Образец испытывался в горизонтальном положении на специальном стенде. Схема испытания соответствовала действительной работе конструкции под нагрузкой, которая прикладывалась этапами к консольным ребрам с помощью горизонтально расположенной системы гидравлических домкратов. Опорные части несущих пилястр омоноличивались и обжимались с помощью стальной траверсы и набора стальных вкладышей.

Прогибы стеновой панели регистрировались с помощью прогибомеров БПАО ЛИСИ, которые устанавливались у опорной части, в средней части оконных проемов, на опорах и для регистрации горизонтальных смещений.

Для измерения деформаций бетона использовались индикаторы часового типа с базой 400 мм и тензорезисторами, показания которых регистрировались на пяти электротензостанциях ЦТК–1.

Испытания стеновой панели проводились по четырем схемам загрузки. Нагрузка прикладывалась сосредоточенная в двух точках консольного ребра. Загружение поэтажное (по 10 кН), начиная с нормативной (на один домкрат 30 кН) до разрушающей (90 кН на один домкрат).

Разрушение образца произошло в нижней опорной части вертикального несущего ребра при нагрузке на опорную часть 360 кН.

При нагрузке 75 кН образовались диагональные трещины в верхнем слое бетона нижней подоконной части панели. При нагрузке 90 кН произошло откалывание бетона с выпучиванием арматуры.

Кроме натурных испытаний был сделан статистический расчет панели методом конечных элементов по пакету прикладных программ "COSMOS".

Анализ результатов экспериментальных исследований, а также результатов, полученных на ЭВМ, показал, что существующий метод расчета таких элементов, регламентируемый СНиП 2.01.03-84 "Бетонные и железобетонные конструкции" не приемлим. Поэтому в основу расчета таких элементов по первой группе предельных состояний были положены результаты математического эксперимента, проведенного на ЭВМ. Совпадение экспериментальных и теоретических данных показало их хорошую сходимость и позволяет рекомендовать методику расчета при проектировании комплексных трехслойных конструкций.

# ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ БУМАЖНЫХ СОТОВЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ И СОТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*Иванов В.А.*

БГПА, г. Минск

Рассматриваются два метода изготовления слоистых сотовых плоских конструкций. Первый – поэлементный, включающий такие операции, как изготовление сотового среднего слоя из объемных срединок, подготовка наружных обшивок и стык среднего слоя с обшивками.

Сотовый средний слой, в зависимости от назначения конструкции, изготавливается в виде бумажного сотового заполнителя (БСЗ) или сотопласта (СП) [1].

Сотопакеты, растянутые в объемный сотовый заполнитель, пропитанные и полимеризованные в камере при температуре 70°C в течение 24 часов или при температуре 120°C за 4 часа, превращаются в сотопластовые блоки, имеющие объемную стабилизированную структуру [3]. Готовые сотопластовые блоки охлаждаются до нормальной температуры и подаются для разрезки на сотовые срединки.

Второй метод – комплексный, предусматривающий формирование сотового среднего слоя между обшивками с одновременной адгезией к ним.

Длительное время специалисты пользовались первым методом. Значительное внимание уделялось приемам изготовления БСЗ.

Известны следующие способы:

- стержневой (блочный),
- профилирования листов,
- формирования БСЗ на барабане или рамке с последующей растяжкой в объемный материал.

На ряде предприятий для изготовления БСЗ используется прессование. Полученные сотопакеты прессуются под давлением 0,6 МПа в течение 20÷45 минут. Плиты пресса нагреваются до 120°C. Однако часто эта операция не выполняется, что незамедлительно сказывается на качестве материала. Операция, связанная с термической обработкой сот ÷ закалкой, улучшает прочностные и упругие характеристики. Обе рассмотренные операции отсутствуют на Светлогорском ЦКК. Калибровка сотового среднего слоя по высоте ( $h_w$ ) может выполняться следующими способами.

Из сотопакета нарезаются сотодолки необходимой  $h_w$  и растягиваются в объемный материал (дольковая технология). При значительных габаритах среднего слоя, неравномерном растяжении иногда появляется “седло”, сопровождающееся отклонениями сотовых пластинок, образующих ячейки, от вертикали. “Седло”, нарушающее формо-стабильность структуры, затрудняет адгезию среднего слоя с обшивками и ухудшает его сдвиговую прочность. Кроме того, при дольковой технологии поверхности среднего слоя перед склеиванием с наружными обшивками необходимо зашкуривать с целью активации кромок сот. Другой прием калибровки заключается в растяжении сотопакета в объемный блок и пропуске его через “постав” (набор пильных рамок). При нарезке сотовых срединок в фиксированном

объемном состоянии кромки сот активны. Средний слой не требует подготовки поверхности (зашкуривания). Такой способ считается более рациональным.

Рассмотренные операции при изготовлении приемлемы для формирования среднего слоя необльших размеров в плане (до 1,5 x 1,8 м). При изготовлении сотовых панелей строительного назначения, имеющих значительные габариты (до 1,5 x 6 м), приходится прибегать к стыку отдельных сотовых заготовок, что сказывается на качестве конечной продукции, трудоемкости и стоимости.

Следующий аспект проблемы - растяжение сотового пакета или сотодольки. Усилие растяжения связано с упругостью бумаги, размером стороны ячейки ( $a$ ), толщиной стенки ( $t_w$ ), высотой сотового среднего слоя  $h_w$  [2].

При маленьком размере  $a$  (до 15 мм), при  $t_w$  более 0,1 мм и значительной величине  $h_w$  (более 80 мм) растяжение сотопакета или сотодольки в объемный элемент затруднено. В этом случае при обдуве сотодольки влажным острым паром бумажный материал становится более эластичным, что способствует лучшему растяжению структуры. Но в то же время сотодолька будет коробиться, что в дальнейшем вызовет необходимость зашкуривания для плотного прилегания к обшивке.

Способ нанесения клея на склеиваемые элементы существенно сказывается на стоимости панели. При изготовлении жидкого клея и его сплошном нанесении на всю площадь внутренних обшивок (с последующим втапливанием кромок-торцов БСЗ) расход клея будет максимальным.

Другой способ предусматривает нанесение клея с помощью клеенамазывающих вальцов на кромки-торцы бумажного сотового заполнителя с дальнейшим образованием галтелей. При этом обеспечивается механизированное нанесение клея, снижение расхода клея в 1,5 ÷ 6 раз, снижение веса слоистых панелей на 200 ÷ 500 г/м<sup>2</sup> при сохранении требуемой прочности клеевого соединения.

Использование порошкообразного клея и нанесение его на кромки-торцы с последующим оплавлением наиболее эффективно. Автоматическая линия такого способа склеивания имеет посты нанесения клея, удаления его избытка и оплавления порошка. Суть технологии заключается в распылении клеевого порошка пульверизатором в электростатическом поле при электрическом напряжении 90 кВ. Расход клея на один погонный метр нижней поверхности кромок-торцов регулируется скоростью поступательного движения пульверизатора и количеством клея, распыляемого им за единицу времени. После нанесения клея сотовая срединка поступает в печь радиационного нагрева, где при температуре 50°С клей оплавляется. Температура оплавления выдерживается с высокой точностью. Бумажные сотовые срединки с оплавленным клеем готовы к склеиванию с обшивками или могут храниться в течение времени жизнеспособности клея. В последующем склеивание БСЗ с обшивками осуществляется с нагревом и под давлением.

При использовании второго метода изготовления слоистых панелей формирование сотового среднего слоя в срединке между обшивками, с одновременной адгезией к

ним, осуществляется с использованием резательной технологии. Этот метод позволяет избегать настывки сотового заполнителя и управлять прочностью и упругостью панели, ориентируя сотовые ячейки в плоскости и пространстве.

На всем протяжении изготовления сотовых конструкций должен осуществляться контроль качества неразрушающими методами. Например, при производстве сот необходим межоперационный контроль как самих материалов, так и выполняемых отдельных операций. Кроме того, в лабораторных условиях выборочно испытываются малые лабораторные образцы материалов, объемных сотовых заполнителей на различные виды напряженно-деформированного состояния с доведением их до разрушения.

Контроль готовых панелей осуществляется микрорадиоволновым методом с фиксированием параметров распространения и взаимодействия электромагнитных волн СВЧ-диапазона, который лежит в пределах  $10^{11}$  -  $10^{12}$  Гц, и построением фотодефектограммы.

Эффективен для контроля слоистых сотовых панелей импедансный метод с регистрацией величины акустического импеданса участка контролируемого изделия.

Предложения по изготовлению бумажного сотового заполнителя и сотовых конструкций.

1. При изготовлении бумажных сотовых заполнителей включать операции по прессованию и термической обработке сотопакетов.
2. Оптимизировать параметры сотовой структуры  $a$ ,  $t_w$ ,  $h_w$ .
3. Применять сотодольки, объемные сотовые срединки с активизированными кромками торцов сотовых ячеек.
4. При размещении сотовых срединок на обшивке, обращать внимание на возможное появление "седла". При значительном отклонении  $h_w$  от требуемого, сотовые срединки отбраковываются.
5. Рассмотреть варианты экономного расхода клея.
6. Разработать систему неразрушающего и частично разрушающего контроля качества сотовых материалов и конструкций.

### Литература

1. Иванов В.А. Технологии изготовления строительных конструкций на основе сотовых заполнителей (СЗ) и многослойного гофрокартона (МГК). Материалы Международной 51-ой научно-технической конференции, посвященной 75-летию Белорусской политехнической академии: в 8-ми ч. - Мн. БГПА, 1995, - ч.5: Секция "Теория расчета и строительные конструкции"-стр.47-48.
2. Иванов В.А. Характеристики бумажного сотового заполнителя // Архитектура и строительство Беларуси. - 1994. - №1. - стр. 9-10.
3. Иванов В.А. Строительные сотопласты в трехслойных конструкциях // Строительство и архитектура Белорусии. - 1974. - стр. 46-49.

## КООРДИНАЦИЯ РАБОТ ПО ПОВЫШЕНИЮ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ ЗДАНИЙ И СОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ В ДАННОЙ ОБЛАСТИ

*Казачек В.Г., Иванов В.П.*

БГПА, г.Минск

*Либерман Д.Х.*

"Белжилпроект", г.Минск

В условиях снижения объемов нового строительства, главным резервом экономии материальных и трудовых ресурсов в строительстве становится продление сроков службы существующих зданий и сооружений. До настоящего времени в государственных органах РБ и подведомственных им институтам не проводилась целенаправленная работа в области обобщения данных по эксплуатационной надежности зданий и сооружений, методам диагностики, ремонта и усиления конструкций, их технической эксплуатации. Одельными из названных вопросов занимаются многие организации и частные лица, но координация в их действиях отсутствует. Эти обстоятельства, а также несовершенство нормативной и юридической базы, низкая квалификация и отсутствие заинтересованности в результатах своей работы у персонала служб эксплуатации зданий привело к массовому неконтролируемому износу конструкций, увеличению количества аварий с серьезными последствиями. Государственное предприятие УНИЦ "Белстроительство", созданный МАиС, БГПА и БИТА для ускорения внедрения исследований вузовских ученых в производство с 1994 года инициировал рассмотрение этой проблемы в государственных органах, организовал на базе НТО РБ проведение республиканского семинара по данной тематике. С учетом его рекомендаций 04.04.96 г. издан приказ № 82 Министра архитектуры и строительства о назначении УНИЦ "Белстроительство" при БГПА головной организацией в области экспертизы, реконструкции и технической эксплуатации зданий и сооружений. При этом учтено, что в БГПА сосредоточено до 85 % всего научно-педагогического потенциала РБ по строительству, имеется хорошая испытательная база, большое число опытных специалистов по освидетельствованию и усилению зданий, почти 40-летний архив лабораторий по обследованию строительных сооружений на территории республики. Создан Брестский и Новополоцкий филиалы головной организации.

Опыт работы УНИЦ "Белстроительство" в качестве головной организации по краностроению в РБ показал эффективность такой формы ведения работ по координации технической политики в конкретной области с охватом всех аспектов проблемы – теоретических и практических, включая повышение квалификации ИТР. За рубежом аналогичные головные функции выполняют технические ассоциации, как правило частные. Они представляют все заинтересованные стороны, включая производителей материалов и конструкций потребителей, разработчиков норм, ученых.



Учитывая серьезность проблемы, необходимость кураторства МАиС РБ над деятельностью головной организации в период переходной экономики очевидна, однако впоследствии, когда полностью заработают рыночные механизмы, возможен постепенный переход на общественное управление, прообразом которого является утвержденный научно-технический совет головной организации. НТС ГО был сформирован в 1996 г. и включает 55 ведущих специалистов, в т.ч. представителей МАиС, БГПА и других строительных вузов РБ, Госстройнадзора, ведущих проектных и научно-исследовательских институтов, основных заинтересованных ведомств – МЖКХ, Минтруда, Минпромышленности, строительных организаций.

Основная цель создания головной организации – проведение целенаправленной политики МАиС в области экспертизы и эксплуатации зданий и сооружений, координация работ в этой области, проводимых вместе с другими организациями.

Комиссии по направлениям созданы в соответствии с Положением о ГО из членов НТС и ведущих специалистов РБ и в соответствии с утвержденным планом приступили к решению практических вопросов в области теории надежности, номирования, информационных систем, диагностики и усиления, технической эксплуатации, технологии и организации ремонта, усиления и реконструкции, оценки износа зданий и сооружений, внутренних систем жизнеобеспечения и т.д. В частности, при участии сотрудников Брестского филиала головной организации разработан классификатор дефектов конструкций, совершенствуются методы обследования, критерии оценки состояния конструкций.

Разрабатывается новый подход к финансированию, организации и контролю работ по ремонту, реконструкции и другим видам реабилитации зданий и сооружений.

Очевидно, что существующая система технической эксплуатации зданий и сооружений не эффективна по следующим причинам. В настоящее время техническое обслуживание и ремонт жилых и общественных зданий, являющихся в подавляющем большинстве случаев государственной собственностью осуществляется подразделениями управления жилищно-коммунального хозяйства города. Контроль за деятельностью этих служб осуществляется внутри ведомства и пользователи зданий практически не могут повлиять на качество услуг, которое часто не выдерживает никакой критики.

В промышленности сейчас каждое предприятие само определяет степень опасности состояния конструкций, периодичность и уровень детализации обследований, перечень мероприятий по надзору, обслуживанию и ремонту строительных сооружений, часто основываясь не на объективных критериях, а на субъективном мнении руководителя.

Бывшие союзные руководящие документы по эксплуатации зданий и их инженерного оборудования с одной стороны не являются обязательными, а с другой слишком подробно регламентируют процедуры, связанные с организацией технического обслуживания ( в большинстве развитых стран эти вопросы не регламентируются, а ре-

шаются поставщиками инженерного оборудования в рамках гарантийных обязательств или фирмами, которые его обслуживают).

Действующие руководства часто противоречат друг другу и неверно организованы по структуре, т.к. содержат в одном документе рекомендации по организации обслуживания, и по обследованию, по ремонту и т.д.

В целом существующая система технической эксплуатации и реконструкции зданий и сооружений, и нормативная база в этой области вошла в резкое противоречие с принципами рыночной экономики.

На наш взгляд должна существовать четкая система взаимоотношений владельцев здания, эксплуатационных служб и государственных надзорных органов в процессе технической эксплуатации зданий, сооружений и прилегающих территорий. В этом ключе, во первых, разрабатываются строительные нормы РБ, содержащие обязательные технические и санитарно-гигиенические требования к конструкциям и их содержанию для объектов любого назначения и формы собственности, которые являются общенациональным достоянием. В них приводятся группы требований, которые определяют соответствующие потребительские качества – группа требований безопасности людей, технического оборудования, материальных ценностей и окружающей среды, группа требований нормального функционирования технологического процесса, группа требований разумного риска в аварийных ситуациях и т.д.

Подробно перечисляются повреждения и неисправности, которые свидетельствуют о неудовлетворительной эксплуатации и должны быть устранены. Дан обязательный состав, порядок составления и хранения всей документации – проектной, исполнительной, эксплуатационной, в форме, пригодной к хранению на бумажных и магнитных носителях.

Данные СНБ являются основой для разработки пособий, включающих рекомендуемые технологические правила технической эксплуатации и ремонта, организационные формы которого могут быть любыми в зависимости от конкретных условий и возможностей владельцев зданий.

Кроме того, создается отдельный руководящий документ (РДС), регламентирующий правила контроля за соблюдением обязательных технических и санитарно-гигиенических требований к содержанию строительных конструкций зданий, сооружений и их инженерных систем. В нем приводятся права, обязанности и ответственность пользователей зданий и сооружений, их владельцев, фирм, осуществляющих эксплуатацию сооружений и государственных органов. Даются правила взаимодействия указанных субъектов, виды надзорной деятельности, правила оформления результатов проверок, процедуры принятия решений. Изложены меры наказания за несоблюдение требований к техническому состоянию конструкций зданий и сооружений, помещений, инженерных систем, к отделке, санитарно-гигиеническим параметрам воздушной среды и т.д.

Следует отметить, что существующая терминология в области эксплуатации, ремонта и реконструкции, которая непосредственно связана со сложившейся с давних пор системой финансирования и налогообложения указанных видов работ, весьма расплывчата и часто приводит при их реализации к путанице и многочисленным злоупотреблениям.

Анализ показал, что более логичным является использование следующей терминологии:

1. Техническое обслуживание здания – комплекс работ по поддержанию исправного состояния элементов здания, обслуживающих его эксплуатационные качества.

Состав работ:

1.1. Наладка и обслуживание инженерного оборудования, приборов учета и регулирования энергоресурсов и воды.

1.2. Обслуживание систем мусороудаления, мест общего пользования и дворовой территории (уборка, дезинфекция, сбор бытовых отходов).

1.3. Подготовка здания к зиме – уплотнение дверных и оконных заполнений, очистка (уборка) крыш, чердачных и подвальных помещений и т.д.

Техническое обслуживание зданий не включает в себя ремонтные работы, связанные с восстановлением эксплуатационных качеств элементов здания. Так например, замена предохранителей, прокладок, расходных изделий и материалов относится к расходам на обслуживание здания, а устранение свища в трубопроводе следует считать ремонтом здания (см. термин "ремонт здания").

2. Ремонт здания – комплекс строительных работ и организационно-технических мероприятий по устранению эксплуатационных отказов элементов здания.

Состав работ:

2.1. Все виды ремонтных работ, в том числе аварийные работы, восстанавливающие первоначальные эксплуатационные качества элементов здания.

2.2. Ремонтные работы с применением более качественных материалов и современных технологий, увеличивающих ресурс элемента здания.

При ремонте исключается перепланировка, изменение основных технико-экономических показателей здания, хотя, конечно, могут использоваться более эффективные и более прогрессивные технологии ремонта.

Деление ремонтов в зависимости от способов финансирования на аварийный, текущий, просто ремонт, капитальный ремонт приводит к возникновению целого ряда способов манипулирования терминами, приспособлениям и различным толкованиям тех или иных понятий.

Если же понятие "ремонт здания" определить, как предложено выше, то нужды в таких манипуляциях не будет. Что же касается планирования расходов на ремонт, то можно воспользоваться имеющейся базой показателей или зарубежным опытом планирования таких расходов.

Для определения расходов, связанных с ремонтом или с модернизацией (см. ниже) имеет смысл ограничить стоимость ремонта 1 м<sup>2</sup> (или другой единица измерения) специально разработанным прейскурантом, составленным с учетом типологии здания и сложившихся цен на ремонтные работы.

3. Модернизация здания – комплекс строительных работ и организационно-технических мероприятий, связанных с повышением эксплуатационных качеств элементов здания без изменения основных объемно-планировочных показателей и назначения здания.

Состав работ:

3.1. Перепланировка без изменения основных объемно-планировочных показателей здания.

3.2. Ремонтные работы, восстанавливающие ресурс элементов здания или увеличивающие его, замена инженерных систем на более эффективные.

3.3. Ремонтные работы, снижающие затраты на эксплуатацию здания (утепление, установка приборов учета и регулирования расхода энергоресурсов и воды, модернизация крыш и т.п.).

3.4. Улучшение благоустройства дворовой территории.

4. Реконструкция здания – комплекс строительных работ и организационно-технических мероприятий, связанных с изменением основных технико-экономических показателей (количество и площади квартир, строительного объема и общей площади здания, вместимости или пропускной способности или его назначения в целях улучшения условий проживания, качества обслуживания, увеличения объемов услуг).

Состав работ:

4.1. Работы по ремонту и модернизации элементов здания.

4.2. Перепланировка, надстройка и пристройка новых объемов здания.

4.3. Замена части конструкций и инженерных систем ввиду их высокого износа или низкой эффективности.

В приведенной терминологии соблюдается принцип поглощения предыдущего термина (видов работ) последующим. Так, реконструкцией нельзя назвать замену части конструкций и элементов здания, если не изменились основные технико-экономические показатели или назначение здания.

В случае, если изменяется назначение части здания, а остальная часть здания подлежит ремонту, следует учитывать эти расходы отдельно в проектной документации.

Данную терминологию целесообразно использовать в разрабатываемой нормативной документации в области проектирования, организации и технологии указанных выше видов работ.

## НОВЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ТЕХНОЛОГИИ В ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

*Кашевская Е.В., Смолицкий А.А., Скребунов П.П., Дроздов В.В.*

Могилевский машиностроительный институт

Рост автомобильного парка, увеличение в потоке количества большегрузных автомобилей и все возрастающие потребности в перевозках требуют создания сети благоустроенных, прочных и долговечных дорог, отвечающих самым современным требованиям надежности и безопасности. Большая часть дорог Республики Беларусь строилась и реконструировалась в послевоенные годы по нормам того времени. Анализ дорожного движения с точки зрения безопасности дорожного движения выявляет недопустимое состояние проезжей части по показателю ровности при элементах плана и продольного профиля, обеспечивающих возможность автомобилям в транспортном потоке реализовать свои динамические качества. За плохие дорожные условия на каждом километре приходится платить немалую цену. Несоответствие параметров дорог размерам движения, перегрузки отдельных участков, замедление скорости движения до 30 км/ч повышает стоимость перевозок на 20-25 процентов.

При плохих дорожных условиях эксплуатация машин обходится в 2.5-3.4 раза дороже, чем в хороших. Срок службы машин сокращается примерно на 30 процентов. Производительность падает более чем в два раза.

На белорусских дорогах ежегодно погибает около 6500 человек, из них более 1500 человек из-за плохих дорожных условий. В ходе реконструкции автомобильной дороги целесообразно провести комплекс работ по возмещению износа дорожного покрытия, улучшению его ровности, сцепных качеств и шероховатости, усилению и уширению дорожной одежды, земляного полотна и обустройству дорог, в результате которых улучшаются и повышаются транспортно-эксплуатационные характеристики реконструируемой дороги и дорожных сооружений на ней.

В настоящий момент насущно стоит вопрос о реконструкции в республике 20700 км автомобильных дорог (40.6 процентов от общей протяженности). Учитывая ограниченность средств, выделяемых на ремонт и реконструкцию дорог встает вопрос о поиске новых более экономичных способов их проведения.

Очень важная проблема в вопросе как реконструкции автомобильной дороги, так и строительстве новых автомобильных дорог - качество асфальтобетонных смесей. В их основе лежит вяжущее вещество - битум, который не отвечает ряду предъявляемых к нему требований. В настоящее время в Республике Беларусь при реконструкции автомобильных дорог начали использовать вместо асфальтобетона полимерасфальтбетон, который приготавливается на основе полимерно - битумного вяжущего (ПБВ), являющегося в отличие от битумов (термопластов) эластомером. Применение этого вяжущего позволит придать дорогам совершенно новые качества.

По результатам испытаний, полимерные добавки позволяют:

- повысить характеристики основного битума до показателей следующей по жесткости марки при нормальной температуре,
- улучшить низкотемпературное поведение;
- повысить жесткость основного битума при повышенных температурах;
- уменьшить риск колеобразования.

Для получения ПБВ предлагается использовать блок сополимеры типа СБС (стирол-бутадиен-стирол), которые хорошо зарекомендовали себя в нашей республике и республике и широко используются в Европе и США.

Кроме того, этот полимер можно использовать для заполнения трещин в старых асфальтобетонных покрытиях, продольного шва в асфальтобетонном покрытии в местах сопряжения старой и новой конструкции дорожной одежды, для обеспечения надежного сцепления между слоями цемента- и асфальтобетона, а также для устройства безрулонных трещинопрерывающих прослоек и поверхностных обработок.

Одно из важнейших достоинств данного вяжущего, температурный интервал пластичности, характеризуется разностью между температурой размягчения и температурой хрупкости и равен 83°C. В текучее состояние ПБВ переходит при 53°C, а в хрупкое при -30°C, что вполне удовлетворяет умеренному климату Республики Беларусь.

В связи с этим асфальтобетоны, приготовленные с использованием ПБВ, являются более сдвигоустойчивыми при высоких температурах ( $t=50^{\circ}\text{C}$ ;  $R\geq 0.9$  МПа) и трещиностойкими при низких температурах ( $t=0^{\circ}\text{C}$ ;  $R<8.0$  МПа). Добавки полимеров в битум и асфальтобетонные смеси позволит существенно раздвинуть температурный интервал пластичности без ущерба для других показателей качества асфальтобетона.

Примером применения ПБВ может служить проект модернизации автомобильной дороги Брест - Минск - граница Российской Федерации км686-км774, осуществляемый фирмой "Тодини" (Италия) совместно с ДСТ-2 (Беларусь).

Проект модернизации автомобильной дороги Брест - Минск - граница Российской Федерации км686-км774 предусматривает проведение следующих операций:

- холодное фрезерование поверхности дороги;
- ремонт выбоин, заделка трещин;
- устройство верхних слоев покрытия;
- устройство слоев ограничения подъема трещин;
- устройство выравнивающих слоев;
- нанесение поверхностной обработки;
- устройство твердого покрытия на обочинах;
- устройство новых и ремонт старых швов расширения и сжатия;
- ремонт деформационных швов мостов.

Применение модифицированного битума позволяет уменьшить толщины конструктивных слоев до 2-3 см, расход вяжущего примерно на 20 процентов, а также повысить прочность дорожной конструкции примерно в два раза.

Фирмой "Колас" запатентовано ряд оригинальных решений с применением ПБВ, рассматриваемых ниже на примере трех продуктов.

Битуфлекс может использоваться для:

- покрытий;
- промежуточных тонких слоев (мембран).

При использовании для покрытий Битуфлекс обеспечивает длительную защиту, восстанавливая как непроницаемость, так и шероховатость полотна. Его применение предотвращает значительные затраты, так как он может использоваться на дорогах, где применение традиционных смесей для ремонта невозможно.

В качестве промежуточного слоя, Битуфлекс хорошо обеспечивает водонепроницаемость слоя, на котором уложен дренарующий асфальтобетон.

Пассивная адгезионная способность Битуфлекса весьма велика, так как для четырех типов стандартного материала была получена отметка 100 (для кремния, известняка, кварцита и микродиорита).

Распределяемый с более высокой дозировкой чем при традиционной поверхностной обработке (2.5-3 кг/м<sup>2</sup>), Битуфлекс позволяет устраивать изолирующий слой, предотвращающий возникновение трещин на покрытии с ячеистым растрескиванием, и при этом риск выпотов отсутствует.

Руфлекс представляет собой тонкий и очень тонкий слой смеси, с прерывистым зерновым составом, которая используется при устройстве покрытий на новых дорогах, а также для усиления и ремонтных работ. Значительная прерывистость зернового состава позволяет получить очень шероховатую поверхность покрытия, однако для того, чтобы сохранить эту характеристику необходимо применение ПБВ, так как обеспечивает сохранение во времени хороших исходных поверхностных характеристик смеси. Межремонтный срок службы дороги, в случае применения Руфлекса значительно возрастает по сравнению с традиционными смесями, и это обстоятельство весьма привлекательно для тех, кто занимается содержанием и ремонтом дорог.

Использование ПБВ в Руфлексе позволяет:

- использовать эту смесь на основании с дефектами;
- увеличить сопротивление усталости и модуль жесткости смеси,
- ограничить риск образования колеи: результаты испытаний по колееобразованию показали глубину колеи 5 мм на 100000 циклов, тогда как для обычных смесей, используемых для текущего ремонта, составляет 10 мм на 1000 циклов.

ПБВ позволяет устраивать слой из смеси Руфлекс толщиной порядка 20 мм.

Для повышения безопасности дорожного движения разработана смесь Пермфлекс на основе ПБВ, которая при процентном содержании пустот свыше 20 процентов, представляет собой существенное достижение в разработке смесей для устройства покрытий.

Дрессирующие смеси увеличивают безопасность движения на дорогах устрояя:

- брызгообразование;
- формирование водного зеркала;
- отражение световых сигналов от влажных дорог;
- снижается уровень шума.

Для получения уже упоминавшейся системы пор, необходимо приготовление битумоминеральной смеси особого рода. Дренирующий асфальтобетон состоит примерно на 85 процентов из мелкого щебня из отборного каменного материала с наибольшим размером зерен 11 мм. Остальные 15 процентов приходятся на песок и вяжущее.

Максимальный выигрыш, следовательно, может быть получен от механических характеристик высококачественной битумоминеральной смеси при сохранении очень хороших поверхностных характеристик.

На деформационных швах мостов модифицированный битум заполняет поры между щебнем одинакового размера. В таких местах это вяжущее целесообразно использовать для обеспечения подвижности стыка до такой степени, чтобы он мог выдержать различные движения и колебания.

Компоненты битума комбинируются таким образом, чтобы придать материалу хорошую текучесть в процессе установки, гибкость при низких температурах и сопротивление текучести при высоких температурах.

Следовательно, вяжущее обладает тягуче-эластичными реологическими свойствами, а это значит, что в данном случае одновременно присутствуют качества тягучести и эластичной отдачи.

Таким образом, материал, деформируемый под нагрузкой полностью восстанавливается после ее снятия.

Новой для Республики Беларусь является технология устройства поверхностной обработки по типу: один слой вяжущего, два слоя заполнителя.

Непосредственно перед применением заполнитель пропускается через сушильный барабан асфальтосмесительной установки, где происходит его очистка от пыли и подогрев. В момент нанесения заполнителей на покрытие температура должна быть в пределах между температурой вяжущего в баке распределителя и величиной на 20°C меньше этой температуры.

В качестве вяжущего применяют модифицированный битум, содержащий СБС-добавки в количестве 3-7 процентов по массе. В качестве основного битума применяют битум марок 50/70 и 70/100.

Для обеспечения требуемого объема работ применяется высоко производительная техника фирм "Виртген" (Германия), "Марини" (Италия), "Массенза" (Италия).

Для удаления разрушенных асфальтовых покрытий самыми экономичными являются машины для холодного фрезерования. Машины фирмы "Виртген" обеспечивают диапазон рабочей ширины от 0.3 до 4.2 м.



Поврежденные места дорожных покрытий фрезеруются так, что гладкая поверхность с шероховатой структурой. Это создает оптимальные условия для укладки нового слоя покрытия.

Специальный инструмент позволяет расширить область применения фрез. Например, для копания котлованов, с обеих сторон в асфальтовом покрытии могут быть прорезаны траншеи. Можно также выфрезеровать асфальтовый пакет нужной ширины.

Смесители M-95 E-205 и M-95 E-160L фирмы "Марини" производительностью до 95 т/ч предназначены для приготовления горячих асфальтобетонных смесей на модифицированных битумах, в частности примерами типа СБС. Смесители выполняют с учетом конкретных требований, предварительное дозирование, сушку, просеивание, смешивание в точной пропорции, а также автоматическое взвешивание и погрузку асфальтобетонных смесей в грузовые автомобили.

Установка для получения модифицированных битумов "Массенза" предназначена для обеспечения битумом смесительных установок M-96 E-205 и M-95 E-205L, а также выдачи модифицированных битумов в автотранспорт.

Конструкции резервуаров, смесительных установок, а также параметры технологического процесса разработаны фирмой "Массенза".

Предложенные технологии по модернизации дороги одобрены консультантами международной федерации инженеров-дорожников, представляющий интересы Европейского банка реконструкции и развития.

# ИССЛЕДОВАНИЕ ЛЕТНЕГО ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА ДОРОЖНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ ПОКРЫТИЙ В УСЛОВИЯХ ЖАРКОГО СУХОГО КЛИМАТА

*Ковалев Я.Н., Нагиб Али Мухли Мохамед*

БГПА, г. Минск

Одной из актуальных проблем дорожного строительства является обеспечение прочности и долговечности асфальтобетонных покрытий. Важную часть этой проблемы представляет проектирование сдвигоустойчивых покрытий, стабильно работающих в условиях жаркого сухого климата, когда асфальтобетон нагревается до значительных температур.

Асфальтобетонные покрытия имеют небольшую толщину и значительную поверхность, контактирующую с внешней средой, которая периодически изменяется по своим тепловым характеристикам. Поэтому для таких конструкций главное значение приобретает правильный учет температурных воздействий внешней среды. В связи с этим, большой и сложной задачей является расчет их летнего температурного режима (ЛТР), формирующегося под действием солнечного облучения и температуры окружающей среды.

Однако следует отметить, что расчет ЛТР в научно-технической литературе (инструкции, ГОСТы, пособия, учебники) освещен до сих пор неполно. Такое положение объясняется тем, что вопросы изучены и разработаны не так детально, как, например, воздействие транспортных нагрузок на дорожные покрытия.

Учитывая, что одной из главных причин снижения ровности дорожных асфальтобетонных покрытий является образование на них поверхностных колеи и волн под воздействием транспортных нагрузок в условиях высоких летних температур, указанная проблема применительно к условиям южных регионов мира с сухим, жарким климатом приобретает особую актуальность.

В СССР исследованием температурного режима асфальтобетонных покрытий занимались Л.И.Грецкий, Б.И.Ладыгин, Я.Н.Яковлев, Я.Б.Махмудов, М.Г.Бабаев, Н.В.Матлаков, В.Н.Гайворонский, А.М.Алиев и др., а за рубежом Д.Дунстан, Б.Каллс, П.Манжлин, Е.Дикинсон, А.Бисада, А.Страйб, А.Трост и др.

Анализ исследований, выполненных большинством указанных авторов, показал, что предложенные ими эмпирические зависимости для определения ЛТР носят местный характер: они основаны на парной корреляции температур воздуха и покрытия, без учета физических процессов теплообмена нагреваемой солнечной радиацией поверхности асфальтобетона с воздушной средой. При этом нигде не рассмотрена методика определения суммарной солнечной радиации в течение дневного светового дня. Это обстоятельство имеет принципиальное значение, поскольку не позволяет аналитически прогнозировать значение, поскольку не позволяет аналитически прогнозировать дневной

ход температуры покрытия в летний период, а, следовательно, не позволяет определить как расчетную температуру, так и продолжительность ее стояния в течение летнего дня.

Подробные расчеты по имеющимся формулам различных авторов и сопоставление полученных результатов с замерами температур, проведенных Абдельбаги Ахмед Хамад Эльнил в Судане, а также с данными таких замеров, проведенных на дорогах Кувейта, показали, что наибольшую сходимость результатов дает формула Я.Н.Ковалева [1]:

$$t_{п} = t_{впс} + \frac{\mathfrak{Z}_c(1-A)K_{п}}{\alpha_c} \quad (1)$$

где:  $t_{п}$  – температура асфальтобетонного покрытия, °С;

$t_{впс}$  – температура воздуха в пограничном слое, °С;

$\mathfrak{Z}_c$  – суммарная солнечная радиация, Вт/м<sup>2</sup>;

$A$  – альбедо покрытия;

$K_{п}$  – коэффициент (0.16÷0.20),

$\alpha_c$  – суммарный коэффициент теплоотдачи на границе "покрытие–воздух".

Зависимость (1) была принята в качестве основной для исследований температурного режима асфальтобетонных покрытий в условиях жаркого, сухого климата стран Аравийского полуострова с учетом уточнения входящих в нее параметров.

В качестве расчетной формулы для определения солнечной радиации применительно к условиям Республики Йемен была использована зависимость, предложенная М.Е.Берлянд:

$$\mathfrak{Z} = S_0 \frac{\sin^2 h}{\sin h + \epsilon_j \tau_0} \quad (2)$$

где:  $S_0$  – солнечная постоянная;

$h$  – высота Солнца;

$\epsilon_j$  – коэффициент, характеризующий асимметрию индикатриссы рассеяния;

$\tau_0$  – оптическая плотность атмосферы.

Полученные по формуле (2) значения часового хода солнечной радиации были использованы для исследования температурного режима асфальтобетонных покрытий.

Экспериментальные исследования, выполненные Абдельбаги А.Х., позволили установить границы применимости формулы (1) для построения графика дневного изменения температуры поверхности покрытия в зависимости от величины солнечной радиации и скорости ветра. При  $v > 1.1$  м/с во всем временном интервале ( $\tau$ ) изменение солнечной радиации для построения температурной кривой  $t_{п} = f(\tau)$  рекомендуется использовать формулу (1).

При скорости ветра в диапазоне от 0 до 1.1 м/с формула может быть использована лишь до достижения солнечной радиацией ее максимума ( $\mathfrak{Z}_{\max}$ ). После достижения  $\mathfrak{Z}_{\max}$  в этом же диапазоне скоростей ветра для построения нисходящей ветви температурной кривой рекомендуется использовать следующую формулу:

$$t_{п} = t_{впс} + \theta (t_{впс} - t_0) \quad (3)$$

где:  $t_n$  – температура поверхности покрытия в рассматриваемый момент времени дня,  
 $t_{впс}$  – температура воздуха в пограничном слое, определяется по графику  
 $t_{впс} = f(\mathcal{Z}, \upsilon, t_n)$ ,  
 $t_0$  – начальная температура покрытия;  
 $\theta$  – относительная температура, определяемая с помощью специального графика

$$\theta = f(B_i, F_0), \text{ где } B_i \text{ и } F_0 \text{ соответственно критерии Био и Фурье.}$$

Предлагается более простой метод построения летнего дневного хода температуры покрытия. Метод пригоден для ориентировочных оценок и заключается в следующем. Температура поверхности покрытия в дневное время определяется по формуле (1) в два приема: в начале строится восходящая ветвь  $t_n = f(\tau)$  до 12 часов дня (когда  $\mathcal{Z}_c = \mathcal{Z}_{\max}$ ), а затем  $t_n^{\max}$  сохраняет свое значение (вследствие тепловой инерции) еще 2 часа и после этого начинается охлаждение (нисходящая ветвь температурной кривой).

Расчет высокой летней температуры асфальтобетонных покрытий не представляет технической сложности и его можно использовать для районирования территорий с сухим жарким климатом с приложением необходимых расчетных характеристик асфальтобетона, повышающих его сдвигоустойчивость.

Таким образом, расчетная летняя температура асфальтобетонных покрытий ( $t_n$ ) является исходным параметром, учитывающим при повышении сдвигоустойчивости асфальтобетона. Данный тезис был положен в основу материаловедческого аспекта всех дальнейших исследований в этом направлении. Из него, в частности, вытекает необходимость в разработке таких уточненных методов испытаний асфальтобетона и битумов, как: коэффициент теплоустойчивости ( $k_T$ ); требуемая температура размягчения битума ( $t_{киш}$ ); нормируемый нижний предел водонасыщения ( $W_{\min}$ ). Все эти показатели должны быть увязаны с расчетной летней температурой асфальтобетонных покрытий для рассматриваемого региона.

Предлагается в качестве первого приближения определять требуемое значение коэффициента теплоустойчивости асфальтобетона по зависимости:

$$k_T = 2.5 \pm \left( 1 - \frac{t_n}{50} \right)$$

где:  $t_n$  – расчетная летняя температура асфальтобетонных покрытий;  
знак "+" используется для широт, где есть зимние отрицательные температуры покрытий;  
знак "-" – для широт, где отсутствуют отрицательные температуры.

Требуемую температуру размягчения битума можно определить по эмпирической формуле

$$t_{(к\ ищ)} = \frac{0.94 \cdot t_n}{k}$$

где:  $k$  – коэффициент, зависящий от соотношения "битум – минеральный порошок".

Для ориентировочного определения нижнего предела водонасыщения асфальтобетона, ограничивающего количество свободного битума, предлагается зависимость:

$$W_{\min} = 1.5 + \left( \frac{t_n}{50} - \frac{N_p}{50} \right)$$

где:  $N_p$  – градусы северной широты территорий с сухим жарким климатом, где расположена автомобильная дорога.

В настоящей работе впервые сделана попытка летний температурный режим (ЛТР) дорожных асфальтобетонных покрытий с расчетными характеристиками проектируемых составов асфальтобетона, реализация которых повысит его сдвигоустойчивость.

### Литература

1. Абдельбаги А.Х. К вопросу определения температурного режима асфальтобетонных покрытий в условиях Судана. Сб. "Автомобильный транспорт и дороги", вып. 3. Минск: "Высшая школа", с. 143–148.

# КОНСТРУКЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНОВ БЕЗВИБРАЦИОННОГО УПЛОТНЕНИЯ ДЛЯ МОНОЛИТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

*Н. А. Колесников, Н. И. Тупов, Н. И. Довнар*

При возведении зданий и сооружений из монолитного бетона эффективным путем улучшения технико-экономических показателей является применение литых бетонных смесей.

Применение литых бетонных смесей в монолитных конструкциях позволяет в большинстве случаев полностью исключить вибрационное уплотнение смеси; сократить трудоемкость, энергоемкость, стоимость и время бетонирования конструкций; повысить их качество и производительность труда; улучшить санитарно-гигиенические условия производства за счет значительного уменьшения или отказа от работ с вибраторами.

Если литые смеси отвечают требованиям "Руководства по укладке бетонных смесей бетононасосными установками" (М: Стройиздат, 1978), то во многих случаях для уменьшения трудоемкости бетонирования и сроков возведения зданий и сооружений целесообразно использование бетононасосов при укладке смеси ярусами максимальной возможной высоты.

Разумеется, их использование должно обеспечивать получение требуемого качества укладки и надлежащей однородности бетона по высоте бетонируемого блока как при безвибрационной технологии бетонирования, так и при укладке смеси с вибрацией.

Для опытной проверки возможности укладки литой смеси без виброуплотнения и получения при этом требуемых качества укладки и однородности бетона было выполнено бетонирование трех фрагментов стены с размерами 3,0х3,0х0,8 м, имеющих значительную насыщенность арматурой и конструктивные особенности, характерные для некоторых ответственных сооружений, например, стен АЭС.

Армирование отдельного фрагмента выполнялось двумя сетками, устанавливаемыми у каждой поверхности стены, с ячейкой 200х200 мм из стержней  $d=20$  мм, и кроме этого он имел следующие закладные детали и проходки:

сквозную проходку, нормальную к плоскости стены, образованную трубой  $d=600$  мм; продольную проходку в стене, образованную трубой  $d=400$  мм; прямоугольный проем 1000х1000 мм; пакет из труб  $d=100$  мм для образования кабельных каналов; закладные детали из швеллеров, пронизывающих стену.

Удельный расход металла (арматуры и закладных деталей) в опытных фрагментах составил 330 кг на  $1 \text{ м}^3$  уложенного бетона

В плане примыкающие друг к другу фрагменты образовали единую конструкцию П-образной формы. Опалубка фрагментов выполнялась съемной, деревянной. Бетонную

смесь укладывали сразу на всю высоту стен бетононасосом БН 80-20 без виброуплотнения.

Два фрагмента заполнены смесью, имеющей в момент укладки осадку конуса (ОК) 19-24 см, один фрагмент - смесью с ОК=17 см.

Состав бетонной смеси, уложенной в экспериментальные фрагменты, соответствовал производственному составу бетона класса В25 с незначительными отличиями по содержанию пластифицирующей добавки для получения смесей различной подвижности.

Производственный состав бетона класса В25 характеризуется следующим расходом материалов на 1 м<sup>3</sup> смеси:

портландцемент с минеральными добавками марки 400	360 кг;
песок кварцевый с модулем крупности 2,5-2,8	855 кг;
щебень гранитный (50%) и гравий (50%) фракции 5-20 мм	1045 кг;
вода	170 л;
модифицированный (цементом) лигносульфонат технический (в пересчете на сухое вещество добавки)	0,6% от массы цемента.

Качество бетонирования оценивалось визуально и простукиванием поверхности фрагментов стен после распалубки, а также осмотром кернов, выбуренных на различных участках фрагментов, в том числе непосредственно под проходками и проемами, где неплотное заполнение бетонируемого объема наиболее вероятно.

Некачественное бетонирование, выразившееся в неплотном заполнении объема в пределах защитного слоя, было отмечено только во фрагменте стены, где использовалась смесь с осадкой конуса 17 см.

Для изучения изменения свойств бетона по высоте укладываемого слоя при различных способах его укладки и уплотнения был дополнительно изготовлен фрагмент стены длиной 1,6 м, высотой 2,0 м и толщиной 0,3 м.

Для бетонирования использовалась металлическая опалубка. По длине стены опалубка была разделена на четыре блока-столба по 0,4 м. Во все блоки укладывалась бетонная смесь с ОК=23 см: в первый - слоями по 0,4-0,5 м с виброуплотнением каждого слоя в течение 10-15 с; во второй - в один прием сразу на всю высоту фрагмента (виброуплотнение продолжительностью 10-15 с осуществлялось только в верхней части блока погружением виброулавки на глубину 30-40 см); третий и четвертый блоки заполнялись бетонной смесью на всю высоту в один прием без виброуплотнения.

Состав бетонной смеси (на 1 м<sup>3</sup>) : портландцемент марки 500 - 515 кг; песок - 683 кг; щебень фракции 5-20 мм - 945 кг; вода - 198 л; суперпластификатор С-3 - 0,8% от массы цемента.

После 28-ми суточной выдержки из бетона фрагмента стены выбуривались керны для изготовления цилиндрических образцов.

Однородность бетона фрагмента стены оценивалась по результатам испытаний образцов-цилиндров на сжатие ( $R_{сж}$ ), динамическому модулю упругости ( $E_{дин}$ ), вычисленному по скорости прохождения ультразвука, и средней плотности ( $\rho$ ). Полученные результаты свидетельствуют о том, что бетон достаточно однороден во всех блоках по всей высоте фрагмента стены. Имеющиеся различия в величинах характеристик бетона невелики и находятся в пределах обычно наблюдающегося разброса результатов испытаний (табл. 1).

Таблица 1

Результаты испытания образцов-цилиндров

Номер блока	Зона вы- бур. кернов	Колич. образцов шт.	Средняя плотн. бет. $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$E_{дин}$ , МПа	$R_{сж}$ , МПа %	Кoeffиц. вариации $C_v$
1	верхняя	6	2380	48100	<u>53,3</u> 100,0	0,096
	средняя	6	2380	47400	<u>57.5</u> 107,9	0,082
	нижняя	6	2390	47000	<u>57.0</u> 106,9	0,074
2	верхняя	6	2370	45900	<u>54.0</u> 100,0	0,139
	средняя	6	2360	44600	<u>53,5</u> 99,1	0,075
	нижняя	6	2370	46700	<u>58.0</u> 107,4	0,094
3 и 4	верхняя	12	2350	46300	<u>55.4</u> 100,0	0,094
	средняя	12	2370	46100	<u>55.9</u> 100,9	0,111
	нижняя	12	2350	45100	<u>50.2</u> 90,6	0,083

Примечание. За 100 % принята прочность бетона верхней зоны каждого блока.

Таким образом, бетонная смесь, отвечающая требованиям “Руководства” для получения литых, нерасслаивающихся, перекачиваемых смесей, при высоте блока бетонирования до двух-трех метров позволяет получать однородный бетон при укладке без виброуплотнения.

В связи с недостаточной изученностью особенностей развития длительных деформаций усадки и ползучести бетонов безвибрационного уплотнения, одновременно с во-



просами технологии укладки таких смесей исследовались также и характеристики длительных деформаций.

Исследования проводились на четырнадцати сериях опытных образцов, в которых варьировались вид цемента, его марка, расход компонентов на  $1\text{ м}^3$  бетона, вид и процентное содержание химической добавки и подвижность смеси. Для сокращения места в дальнейшем в качестве примера будут рассмотрены результаты только трех серий: 11, 12 и 13. Результаты других серий аналогичны.

Для изготовления образцов указанных серий использовался цемент марки 600. Расход материалов на  $1\text{ м}^3$  составил (в порядке нумерации серий) соответственно: цемент - 393, 390, 430 кг; песок - 722, 720, 715 кг; щебень известняковый фракции 5-10 мм - 385, 386, 375 и фракции 10-20 мм - 712, 716, 693 кг; вода - 166, 165, 175 л.

Кроме расхода компонентов, другими отличительными особенностями данных серий образцов являлись процентное содержание химической добавки и подвижность смеси:

серия 11 - без добавки (контрольный состав бетона), ОК = 0 - 1 см;

серия 12 - с добавлением 0,65% от массы цемента суперпластификатора С-3, ОК = 14 см;

серия 13 - 0,6% суперпластификатора С-3, ОК = 22 см;

Экспериментальные значения длительных деформаций бетона опытных образцов определялись по стандартной методике (ГОСТ 24544-81: "Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести").

Бетонирование образцов-призм производилось в горизонтальном положении в металлических разъемных формах с уплотнением бетонной смеси (кроме литой с ОК=22 см, заполнявшей форму за счет текучести) на стандартной виброплощадке.

Отформованные образцы в течение суток хранились в формах, укрытые от высыхания полиэтиленовой пленкой, при температуре  $20\pm 2\text{ }^\circ\text{C}$ , после чего расплубливались и гидроизолировались.

Деформации ползучести бетона серий 11-13 исследовались только при нормальной температуре ( $T_0=20\text{ }^\circ\text{C}$ ) в условно линейной области (при напряжениях  $\sigma \leq 0,4 \cdot R_{\text{пр}}$ ), а деформации усадки - при нормальной и повышенной температурах.

Изучение влияния повышенной температуры на развитие и величину деформации усадки бетона производилось при четырех уровнях температуры: 60, 80, 100 и  $120\text{ }^\circ\text{C}$  по схеме их последовательного ступенчатого увеличения от начальной температуры  $T_0=20\text{ }^\circ\text{C}$ , продолжительность высыхания (усадки) бетона при которой, после 7-ми дневного влажного хранения, составила 120 суток. Воздействие каждого уровня повышенной температуры было ограничено соответственно 30, 42, 56 и 70 сутками.

Принятая схема испытания позволяла получить максимальную величину (верхнюю оценку) деформаций усадки бетона опытных серий [1].

Гидроизоляция опытных образцов-призм, предназначенных для исследования деформаций ползучести и усадки бетона при нормальной температуре, осуществлялась парафином и двумя слоями полиэтиленовой пленки с промазкой между ними техническим вазелином:

по всей поверхности для призм на ползучесть и по боковой поверхности для призм на усадку, в соответствии с методикой моделирования усадочных деформаций бетона конструкций массивных и средней массивности [2].

Гидроизоляция призм для испытания бетона на усадку при повышенных температурах осуществлялось наклейкой по боковой поверхности алюминиевой фольги (ТУ 48-0810-13-84) на шпаклевке ЭП-0010 с использованием в качестве отвердителя полиэтиленполиамина.

Величины предельных длительных деформаций бетона определялись на основе зависимости вида:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \cdot M_1 \cdot M_2 \cdot \dots \cdot M_{n-1} \cdot M_n, \quad (1)$$

где  $\varepsilon_0$  - величина предельной деформации ползучести или усадки "эталонного" бетона для некоторых условий, принятых за средние;

$M_i$  - поправочные коэффициенты, учитывающие отклонения действительных условий работы конструкций от принятых средних.

Коэффициенты  $M_i$  являются, таким образом, функциями учитываемых факторов  $X_1, X_2, \dots, X_{n-1}, X_n$ .

$$M_1 = M_1(X_1), M_2 = M_2(X_2), \dots, M_{n-1} = M_{n-1}(X_{n-1}), M_n = M_n(X_n). \quad (2)$$

С целью упрощения расчетных формул из 13 факторов, учитывающих влияние изменчивости условий приготовления и эксплуатации, параметров исходных материалов и состава бетона [3], оказалось возможным ограничиться в выражении (1) четырьмя факторами, главным образом определяющих развитие каждого вида длительных деформаций бетона при заданных видах и уровнях воздействий.

Поскольку соотношение исходных материалов: водоцементное отношение (В/Ц) и состав бетона (содержание цементного теста  $P_T$ ) одинаково важны для прогнозирования и деформаций ползучести и деформаций усадки, то эти факторы учитывались в обоих случаях.

Влияние значений активности цемента ( $R_c$ ) и возраста бетона в момент загрузки ( $\tau_1$ ) учитывались только при определении величины деформаций ползучести, а продолжительности влажного хранения до начала испытания ( $\tau_w$ ) и температуры окружающей среды ( $T$ ) - при определении величины усадки бетона, так как температурный режим для деформаций ползучести не варьировался.

В связи с тем, что экспериментально существенного влияния химдобавок, введенных индивидуально или в комплексе, на ползучесть и усадку не обнаружено: разброс значений деформаций находится в пределах, традиционно наблюдаемых при испытании бетона без добавок, их наличие в составе бетонной смеси не учитывалось.

Под эталонным бетоном в проведенных исследованиях понимается бетон на портландцементе марки 500, плотном известняковом щебне, кварцевом песке, с В/Ц=0,4, расходом цемента 400-430 кг/м<sup>3</sup>, нормального твердения, с суперпластификатором С-3 в дозировке 0,6-0,7% от массы цемента.

Средними условиями при испытании такого бетона на ползучесть считались условия, при которых бетон не имеет влагообмена с окружающей средой, загружается в возрасте  $\tau_1=28$  суток сжимающими напряжениями  $\sigma=0,4 R_{np}$  и находится под нагрузкой при постоянной температуре  $T_0=20$  °С.

При испытании эталонного бетона на усадку за средние условия принимались условия, характеризующиеся следующим:

бетон находится в условиях одномерного (осевого) высыхания при относительной влажности воздуха  $W=70\%$ ; модуль открытой поверхности  $M_o=5$  м<sup>-1</sup>, что характеризует конструкцию как среднемаассивную; измерение усадки начинается после 7-дневного влажного хранения ( $\tau_w=7$  сут.).

Удельные относительные деформации ползучести бетона вычислялись по формуле:

$$C(t, \tau_1) = C_{э.т.}(t, 28) \cdot \prod_{i=1}^4 K_i, \quad (3)$$

где

$$C_{э.т.}(t, 28) = C_{э.т.}(\infty, 28) \cdot f(t, 28), \quad (4)$$

$$\prod_{i=1}^4 K_i = K(R_{ц}) \cdot K(W/Ц) \cdot K(P_r) \cdot K(\tau_1). \quad (5)$$

Здесь  $\tau_1$  и  $t$  - соответственно момент приложения нагрузки и момент наблюдения деформаций ползучести;

$C_{э.т.}(\infty, 28)$  - предельная [при  $\Delta t = (t - \tau_1) \rightarrow \infty$ ] величина удельных относительных деформаций ползучести эталонного бетона для условий, принятых за средние;

$C_{э.т.}(t, 28)$  - величина удельных относительных деформаций ползучести эталонного бетона к моменту времени  $t$ ;

$K(R_{ц})$ ,  $K(W/Ц)$ ,  $K(P_r)$  и  $K(\tau_1)$  - поправочные коэффициенты, учитывающие влияние изменчивости соответствующего фактора:  $R_{ц}$ ,  $W/Ц$ ,  $P_r$  или  $\tau_1$ ,

$f(t, 28)$  - функция, учитывающая длительность действия нагрузки на развитие деформаций ползучести.

По результатам исследований предельная величина удельных относительных деформаций ползучести эталонного бетона составила:

$$C_{э.т.}(\infty, 28) = 32,0 \cdot 10^{-6} \text{ МПа}^{-1}. \quad (6)$$

Численные значения поправочных коэффициентов  $K_i$  приведены в табл. 2.

Значения поправочных коэффициентов  $K_i$ 

Учитываемый фактор и вид коэффициента $K_i$	Велич. учит. факт. и знач. коэфф. $K_i$					
Активность цемента $R_{ц}$ , МПа	30	40	50	60	70	80
$K(R_{ц})$	1,19	1,05	1,00	0,95	0,93	0,92
Водоцементное отношение (В/Ц)	0,20	0,30	0,40	0,50	0,55	0,60
$K(В/Ц)$	0,32	0,60	1,00	1,56	1,88	2,24
Содерж. цем. теста (по массе), %	15	20	25	30	35	40
$K(P_т)$	0,80	1,00	1,23	1,46	1,68	1,93
Возраст бет. при загружен. $\tau_1$ , сут.	7	28	60	90	180	360
$K(\tau_1)$	1,26	1,00	0,81	0,78	0,61	0,55

Примечание. Для промежуточных значений факторов коэффициенты  $K_i$  допускается определять по интерполяции.

Функция длительности действия нагрузки имеет вид:

$$f(t, \tau_1) = 1 - 0,28 \cdot e^{-0,018 \Delta t} - 0,57 \cdot e^{-0,01 \Delta t}, \quad (7)$$

где  $\Delta t = (t - \tau_1)$  - время действия постоянной нагрузки, отсчитываемое с момента ее приложения, сут.

Как следует из вида  $f(t, \tau_1)$ , деформации ползучести бетона безвибрационного уплотнения в условно линейной области достигают предельных величин (затухают) примерно через десять лет.

Аналитическое определение удельных деформаций ползучести бетона по приведенным зависимостям сводится к следующему.

Вычисляем содержание цементного теста (по массе) в бетоне опытных серий:

серия 11 -  $P_т = [(393+166)/(393+166+722+385+712)] \times 100 = 23,5\%$ ; аналогично для серий 12 и 13 имеем соответственно  $P_т = 23,35\%$  и  $P_т = 25,3\%$ .

По табл. 2 находим значения поправочных коэффициентов, учитывая при этом, что активность цемента к моменту изготовления образцов существенно уменьшилась и соответствовала марке 500 (для экономии места ограничимся результатами одной серии).

Серия 13:  $R_{ц} = 500$  -  $K(R_{ц}) = 1,0$ ;  $В/Ц = 0,407$  -  $K(В/Ц) = 1,04$ ;  $P_т = 25,3\%$  -  $K(P_т) = 1,24$ ;  $\tau_1 = 28$  сут. -  $K(\tau_1) = 1,0$ .

Предельные значения удельных относительных деформаций ползучести опытного бетона определяем по формуле (3):

$$C(\infty, 28) = C_{ст.}(\infty, 28) \cdot \prod_{i=1}^4 K_i = 32,0 \cdot 10^{-6} \cdot 1,0 \cdot 1,04 \cdot 1,24 \cdot 1,0 = 41,3 \cdot 10^{-6} \text{ МПа}^{-1}.$$

Для произвольного момента времени  $t$  величины удельных деформаций ползучести бетона найдем, используя функцию длительности действия нагрузки  $f(t, \tau_1)$ .

Например, к моменту времени  $t = 360$  сут. для бетона серии 13 получим:

$$\Delta t = (t - \tau_1) = (360 - 28) = 332 \text{ сут.}; f(t, \tau_1) = 1 - 0,28 \cdot e^{-0,018 \cdot 332} - 0,57 \cdot e^{-0,01 \cdot 332} = 0,8254;$$

$$C(t, \tau_1) = C(\infty, 28) \cdot f(t, \tau_1) = 41,3 \cdot 10^{-6} \cdot 0,8254 = 34,1 \cdot 10^{-6} \text{ МПа}^{-1}.$$

Для других интервалов времени действия нагрузки  $\Delta t = (t - \tau_1)$  поступаем аналогично.

Как показывает анализ полученных результатов, наблюдается в основном достаточно хорошее качественное и количественное соответствие теоретических, рассчитанных по приведенным зависимостям, и опытных величин деформаций ползучести бетона. Лишь на начальных участках наблюдения (при малых  $\Delta t = t - \tau_1$ ) погрешность оценки бывает ощутимой (табл. 3).

Для определения возможных потерь преднапряжения арматуры за весь срок службы конструкции из бетона безвибрационного уплотнения эти участки практического значения не имеют. Интенсивность развития этих потерь сразу же после нагружения можно установить на основе более сложной аппроксимирующей формулы для  $C(t, \tau_1)$  [2].

Таблица 3

Результаты опытных образцов серии 13

$\Delta t$ , сут.	Значения $C(t, \tau_1) \times 10^6$ , МПа <sup>-1</sup> :		Погрешность оценки, %
	опытные	теоретические	
1	6,50	6,44	-0,93
3	9,04	6,94	-30,3
8	12,0	8,18	-46,7
27	20,0	12,3	-62,6
53	22,9	16,9	-30,2
121	27,7	25,0	-10,8
255	34,3	32,2	-6,52
322	36,2	33,9	-6,78
3650	-	41,3	-

Относительная величина деформации усадки бетона, развивающаяся с момента окончания его влажного хранения ( $\tau_w$ ), вычислялась по формуле:

$$S_y(t, \tau_w) = S_{y, \text{эт.}}(t, 7) \cdot \prod_{i=1}^n M_i, \quad (8)$$

где

$$S_{y, \text{эт.}}(t, 7) = S_{y, \text{эт.}}(\infty, 7) \cdot f_y(t, 7), \quad (9)$$

$$\prod_{i=1}^n M_i = M(B/C) \cdot M(P_\tau) \cdot M(\tau_w) \cdot M(T). \quad (10)$$

Здесь:

$S_{y, \text{эт.}}(\infty, 7)$  - предельная [при  $\Delta t_w = (t - \tau_w) \rightarrow \infty$ ] относительная величина деформации усадки эталонного бетона для условий, принятых за средние;

$S_{y, \text{эт.}}(t, 7)$  - величина деформации усадки эталонного бетона к моменту времени  $t$ ;

$M_i$  - поправочные коэффициенты, учитывающие отклонения действительных условий работы конструкции от принятых средних;

$f_y(t, 7)$  - функция продолжительности высыхания при температуре  $T_0 = 20^\circ \text{C}$ .

Предельная величина относительных деформаций усадки эталонного бетона по результатам проведенных опытов составила:

$$S_{y.ст.}(\infty, 7) = 16,4 \cdot 10^{-5} \quad (11)$$

Значения коэффициентов  $M_i$  приведены в табл. 4.

Таблица 4

Значения поправочных коэффициентов  $M_i$

Учитываемый фактор и вид коэффициента $M_i$	Велич.	учит.	факт.	и знач.	коэфф.	$M_i$
Водоцементное отношение (В/Ц)	0,20	0,30	0,40	0,50	0,55	0,60
$M(\text{В/Ц})$	0,62	0,83	1,00	1,12	1,19	1,26
Содерж. цем. теста (по массе), %	15	20	25	30	35	40
$M(P_T)$	0,92	1,00	1,13	1,32	1,63	2,03
Продолж. влажн. хранен. $\tau_w$ , сут.	1	3	5	7	10	>14
$M(\tau_w)$	1,11	1,10	1,004	1,00	0,96	0,93
Температ. окружающ. среды $T$ , °С	20	40	60	80	100	120
$M(T)$	1,00	1,15	2,12	2,82	2,98	3,10

Примечание. Для промежуточных значений факторов коэффициенты  $M_i$  допускается определять по интерполяции.

Функция продолжительности высыхания бетона при температуре  $T_0 = 20$  °С и относительной влажности воздуха  $W=70\%$  имеет вид:

$$f_y(\Delta t_w) = 1 - 0,25 \cdot e^{-0,001 \Delta t_w} - 0,55 \cdot e^{-0,009 \Delta t_w} \quad (12)$$

Влияние повышенных температур учитывалось функцией вида:

$$f(\Delta t_T) = 1 - e^{-0,012 \nu \Delta t_T} \quad (13)$$

где

$\Delta t_w = (t - \tau_w)$  - продолжительность высыхания бетона с момента окончания его влажного хранения, сут.;

$\tau_w$  и  $t$  - соответственно момент окончания влажного хранения бетона и момент наблюдения деформаций усадки, сут.;

$\Delta t_T = (t_T - \tau_T)$  - время действия повышенной температуры  $T$  °С, сут.;

$\tau_T$  и  $t_T$  - соответственно начало и конец действия повышенной температуры  $T$  °С, сут.;

$0,012 \cdot \nu$  - параметр, характеризующий интенсивность затухания температурной усадки, сут.<sup>-1</sup>;

$\nu = T/T_0$  - относительная величина повышенной температуры  $T$ .

Так как схема режима температурного воздействия на опытные образцы была принята в виде последовательного ступенчатого увеличения температур, то полная величина усадки бетона к концу и для промежуточных значений времени действия температуры с заданным уровнем будет, очевидно, равна сумме компонент усадки в конце каждо-

Для удобства расчетов усадочные деформации бетона при повышенных температурах условно разделяют на деформации, развивающиеся при нормальной температуре, и деформации температурной усадки, которые вызываются нагревом. Расчетную величину деформаций температурной усадки бетона определяют как разность между деформациями усадки бетона, подвергнувшегося нагреву, и деформациями усадки ненагревавшегося бетона [4].

Тем самым продолжительность затухания деформаций усадки при повышенных температурах, различных по уровню, предопределяется равной времени достижения предельных величин усадки бетона, высыхающего при нормальной температуре, то есть не зависящей от уровня температурного воздействия. Это противоречит результатам опытов, показывающим, что развитие деформаций усадки заканчивается тем быстрее, чем выше температура [5].

Поэтому в предлагаемой методике определения усадочных деформаций бетона не используется принцип наложения. Взамен него в основу рекомендуемого подхода положены экспериментально установленные закономерности. Рассмотрим суть подхода на примере расчета деформаций усадки одноосно высыхающего бетона опытной серии 13.

На первом этапе расчета находим по формуле (8) конечные (предельные) и текущие значения деформаций усадки при нормальной температуре.

С учетом значений поправочных коэффициентов  $M_i$ , установленных по табл. 4, для бетона серии 13:  $M(B/C)=1,008$ ;  $M(P_T)=1,14$ ,  $M(\tau_w)=1,0$ ;  $M(T)=1,0$ , предельная величина относительных деформаций усадки этого бетона при  $T_0=20^\circ\text{C}$  составит:

$$S_y(\infty, 7) = S_{y, \text{эт.}}(\infty, 7) \cdot \prod_{i=1}^4 M_i = 16,4 \cdot 10^{-5} \cdot 1,008 \cdot 1,14 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 18,9 \cdot 10^{-5}.$$

Величину деформации усадки  $S_y(t, 7)$  к произвольному моменту времени  $t$  найдем, используя функцию продолжительности высыхания бетона  $f_y(\Delta t_w)$  при  $T_0=20^\circ\text{C}$ :

$$S_y(t, 7) = S_y(\infty, 7) \cdot f_y(t, 7) \quad (14)$$

Значения деформаций усадки, рассчитанные таким образом, приведены в табл. 5.

Таблица 5

Деформации усадки опытных образцов серии 13 при  $T_0=20^\circ\text{C}$

Продолжит. высыхан. $\Delta t_w$ , сут.	Значения $S_y(\Delta t_w) \times 10^5$ :		Погрешность оценки, %
	опытные	теоретические	
1	3,26	3,86	18,40
5	4,18	4,25	1,67
11	5,57	4,82	-15,56
20	7,40	5,58	-32,62
32	9,05	6,54	-38,38
46	10,30	7,50	-37,33
67	11,40	8,79	-29,69
83	11,70	9,62	-21,62
120	12,10	11,10	-9,01

Далее по табл. 4 находим значение поправочного коэффициента  $M(T)$ , учитывающего температуру высыхающего бетона, и предельные величины относительных деформаций усадки при соответствующем температурном воздействии:

$$\begin{aligned} T=60 \text{ }^{\circ}\text{C} & - S_y^{T=60}(\infty, \tau_T) = 18,9 \cdot 10^{-5} \times 2,12 = 40,0 \cdot 10^{-5}; \\ T=80 \text{ }^{\circ}\text{C} & - S_y^{T=80}(\infty, \tau_T) = 18,9 \cdot 10^{-5} \times 2,82 = 53,3 \cdot 10^{-5}; \\ T=100 \text{ }^{\circ}\text{C} & - S_y^{T=100}(\infty, \tau_T) = 18,9 \cdot 10^{-5} \times 2,98 = 56,3 \cdot 10^{-5}; \\ T=120 \text{ }^{\circ}\text{C} & - S_y^{T=120}(\infty, \tau_T) = 18,9 \cdot 10^{-5} \times 3,10 = 58,6 \cdot 10^{-5}. \end{aligned}$$

К моменту повышения температуры до  $60 \text{ }^{\circ}\text{C}$  за время высыхания бетона  $\Delta t_w = t - \tau_w = 120$  сут. при нормальной температуре в нем успеет проявиться следующая величина деформации усадки:

$$S_y(\Delta t_w) = S_y(\infty, 7) \times f_y(\Delta t_w = 120) = 18,9 \cdot 10^{-5} \times 0,591 = 11,1 \cdot 10^{-5}.$$

Увеличение деформаций усадки за неограниченное [ $\Delta t_T = (t - \tau_T) \rightarrow \infty$ ] время действия повышенной температуры с уровнем  $60 \text{ }^{\circ}\text{C}$  (собственно температурная усадка) составит:

$$\Delta S_y^{T=60}(\Delta t_T \rightarrow \infty) = S_y^{T=60}(\infty, \tau_T) - S_y(\Delta t_w) = 40,0 \cdot 10^{-5} - 11,1 \cdot 10^{-5} = 28,9 \cdot 10^{-5}$$

К произвольному моменту  $\Delta t_T = (t - \tau_T)$  времени действия повышенной температуры успеет проявиться только часть этих деформаций, определяемая функцией  $f(\Delta t_T)$  (см. формулу 13).

В нашем случае продолжительность температурного воздействия с уровнем  $60 \text{ }^{\circ}\text{C}$  составила 30 сут., т. е.  $\Delta t_T = 30$  сут. При этом успела проявиться усадка:

$$\Delta S_y^{T=60}(\Delta t_T = 30) = \Delta S_y^{T=60}(\Delta t_T \rightarrow \infty) \times f(\Delta t_T = 30) = 28,9 \cdot 10^{-5} \times 0,6604 = 19,1 \cdot 10^{-5}.$$

Полная величина усадки будет равна сумме двух компонент первой, характеризующей ее накопление на участке высыхания бетона при  $T_0 = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  в течение 120 сут., и второй - при  $T = 60 \text{ }^{\circ}\text{C}$  в течение 30 сут.

Следовательно, величина деформации усадки, рассчитанная к моменту окончания воздействия температуры  $60 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , для бетона опытной серии 13 составит:

$$S_y(\Delta t_w + \Delta t_T) = S_y(\Delta t_w = 120) + \Delta S_y^{T=60}(\Delta t_T = 30) = 11,1 \cdot 10^{-5} + 19,1 \cdot 10^{-5} = 30,2 \cdot 10^{-5}.$$

Величины деформаций усадки, рассчитанные таким образом, приведены в табл. 6.

Таблица 6

Деформации усадки бетона опытной серии 13 при  $T = 60 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$\Delta t_T$ , сут.	Значения $S_y(\Delta t_w + \Delta t_T) \times 10^5$ :		Погрешность оценки, %
	опытные	теоретические	
0	12,1*	11,1**	-9,01
1	12,3	12,2	-0,82
3	14,2	14,1	-0,71
7	17,8	17,6	-1,14
10	20,1	19,9	-1,01
14	23,2	22,6	-2,65
21	26,9	26,4	-1,89
30	30,4	30,2	-0,66

\* Величина усадки, измеренная перед началом нагрева до  $T = 60 \text{ }^{\circ}\text{C}$ .



\*\* Величина усадки, рассчитанная перед началом нагрева до  $T=60^{\circ}\text{C}$ .

Повышение температуры: до  $80^{\circ}\text{C}$ , очевидно, интенсифицирует процесс высыхания бетона, а следовательно и скорость развития деформаций усадки. Величину последней (температурную и полную) найдем аналогично предыдущему.

За неограниченное ( $\Delta t_T \rightarrow \infty$ ) время действия температуры  $80^{\circ}\text{C}$  увеличение деформаций усадки бетона (температурная усадка) составит:

$$\Delta S_y^{T=80}(\Delta t_T \rightarrow \infty) = S_y^T(\infty, \tau_T) - S_y(\Delta t_w + \Delta t_T).$$

С учетом предельного значения относительной деформации усадки при  $T=80^{\circ}\text{C}$ :  $S_y^{T=80}(\infty, \tau_T) = 53,3 \cdot 10^{-5}$ , и значения  $S_y(\Delta t_w + \Delta t_T) = 30,2 \cdot 10^{-5}$  к моменту окончания воздействия температуры  $60^{\circ}\text{C}$  получим:

$$\Delta S_y^{T=80}(\Delta t_T \rightarrow \infty) = 53,3 \cdot 10^{-5} - 30,2 \cdot 10^{-5} = 23,1 \cdot 10^{-5}.$$

За 42 дня температурного воздействия с уровнем  $80^{\circ}\text{C}$  успеет проявиться усадка:

$$\Delta S_y^{T=80}(\Delta t_T = 42) = \Delta S_y^{T=80}(\Delta t_T \rightarrow \infty) \times f(\Delta t_T = 42) = 23,1 \cdot 10^{-5} \times 0,8668 = 20,0 \cdot 10^{-5}.$$

Полная величина усадки к моменту окончания воздействия температуры  $T=80^{\circ}\text{C}$  будет равна сумме трех компонент: первой, характеризующей ее накопление за 120 суток высыхания бетона при температуре  $20^{\circ}\text{C}$ , второй - за 30 суток при  $60^{\circ}\text{C}$ , и третьей - за 42 дня при  $80^{\circ}\text{C}$ .

С учетом этого найдем:

$$S_y(\Delta t_w + \Delta t_T) = 30,2 \cdot 10^{-5} + 20,0 \cdot 10^{-5} = 50,2 \cdot 10^{-5}.$$

Аналогично определены величины полных деформаций усадки бетона для промежуточных значений времени действия повышенной температуры с уровнем  $80^{\circ}\text{C}$  (табл. 7).

Таблица 7

Деформации усадки бетона опытной серии 13 при  $T=80^{\circ}\text{C}$

$\Delta t_T$ , сут.	Значения $S_y(\Delta t_w + \Delta t_T) \times 10^5$ :		Погрешность оценки, %
	опытные	теоретические	
0	30,4*	30,2**	-0,66
1	32,0	31,3	-2,24
3	34,2	33,3	-2,70
7	37,6	36,8	-2,17
10	40,2	39,0	-3,08
14	43,0	41,5	-3,61
21	46,1	44,9	-2,67
28	49,2	47,3	-4,02
35	50,0	49,0	-2,04
42	52,4	50,2	-4,38

\* Величина усадки, измеренная перед началом нагрева до  $T=80^{\circ}\text{C}$ .

\*\* Величина усадки, рассчитанная перед началом нагрева до  $T=80^{\circ}\text{C}$ .

Теоретическая аппроксимация кривых усадки для уровней температурного воздействия 100 и 120 °С привела к результатам, представленным в табл. 8 (из-за ограниченности места приведены результаты только для T=120 °С). Последовательность расчета величин усадки при этом аналогична случаям воздействия температур 60 и 80 °С.

Таблица 8

Деформации усадки бетона опытной серии 13 при T=120 °С

$\Delta t_T$ , сут.	Значения		Погрешность оценки, %
	опытные	$S_v(\Delta t_w + \Delta t_T) \times 10^5$ : теоретические	
0	56,9*	56,1**	-1,43
1	57,6	56,3	-2,31
3	58,2	56,6	-2,83
7	59,1	57,1	-3,50
10	60,2	57,4	-4,88
14	61,6	57,7	-6,76
21	61,4	58,0	-5,86
28	62,0	58,3	-6,35
42	62,2	58,5	-6,32
56	62,4	58,6	-6,48
70	62,1	58,6	-5,97

\* Величина усадки, измеренная перед началом нагрева до T=120 °С.

\*\* Величина усадки, рассчитанная перед началом нагрева до T=120 °С.

Как следует из сопоставления результатов проведенных экспериментов и теоретических расчетов, наблюдается хорошее качественное и количественное соответствие деформаций усадки бетона опытных серий во всем диапазоне повышенных температур.

Учитывая, что нарушение химических форм связи воды затворения с клинкерными минералами может быть достигнуто главным образом за счет химического взаимодействия и лишь иногда прокаливанием, а для удаления влаги, связанной физико-химически (в основном структурно и адсорбционно) и механически (свободной воды), определяющей объемные изменения цементного камня, достаточно высушивания его при температуре 100 °С, что было реализовано в данных опытах, не следует ожидать существенного увеличения деформаций усадки бетона при повышении температуры, например, до 150 °С.

Обобщая результаты проведенных исследований, можно сделать следующие выводы:

1. Требуемое качество укладки и однородность бетона безвибрационного уплотнения обеспечиваются при подвижности смеси 20-24 см и толщине слоя укладки до двух-трех метров.
2. Бетонные смеси с ОК = 20 - 24 см, по составу отвечающие требованиям "Руководства по укладке бетонных смесей бетононасосными установками", в случае необходимости, например в густоармированных или сложной формы конструкциях, для надежного распределения смеси или удаления заземленного воздуха могут подвергаться "вибропобуждению" - кратковременному вибрированию продолжительностью до 5-10 с без их расслаивания.
3. Вследствие медленного развития деформаций ползучести в условно линейной области (при напряжениях  $\sigma \leq 0,4 R_{пр}$ ) основные потери напряжений в преднапряженной арматуре конструкций из бетонов безвибрационного уплотнения проявятся в поздние периоды времени.
4. Конечные потери в напрягаемой арматуре таких конструкций могут составить вследствие ползучести бетона даже при нормальной температуре более 100 МПа. При учете влияния повышенных температур на увеличение деформаций ползучести следует ожидать величину потерь напряжений порядка 300-400 МПа.
5. Относительные деформации усадки бетонов безвибрационного уплотнения в условиях ступенчато-возрастающего до 120 °С температурного воздействия могут достигать величины, превышающей  $60 \times 10^{-5}$ .
6. Предлагаемая методика определения длительных деформаций бетонов безвибрационного уплотнения свободна от недостатков других методик и имеет надежную экспериментальную основу.

#### Л и т е р а т у р а

1. Кричевский А. П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия. - М.: Стройиздат, 1984. - 148 с.: ил.
2. Александровский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия (с учетом ползучести). - М.: Стройиздат, 1966. - 443 с.: ил.
3. Прокопович И. Е., Застава М.М. О расчетном определении предельных длительных деформаций тяжелого бетона: Ж. "Бетон и железобетон", N5, 1972, с.35 - 37.
4. Милованов А. Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. - М., Стройиздат, 1986. - 224 с.: ил.
5. Лычев А. С. Температурная усадка бетона. - В сб.: Длительные деформативные процессы в бетонных и железобетонных конструкциях. - М.: Стройиздат, 1970. - с. 169,

# ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА С АРМАТУРОЙ, ПРЕДНАПРЯЖЕННОЙ МЕХАНИЧЕСКИМ СПОСОБОМ

*Кондратчик Н.И., Тур В.В., Кондратчик А.А.*

БПИ, г.Брест

В статье представлено теоретическое обоснование железобетонных конструкций из напрягающего бетона с комбинированным преднапряжением продольной рабочей арматуры.

Создание в сечениях железобетонных конструкций выгодного напряженного состояния до приложения внешней нагрузки существенно расширяет область их практического применения благодаря повышению трещиностойкости и возможности использовать высокопрочную арматуру. Это достигается созданием предварительного напряжения в арматуре и последующего обжатия ею бетона. Если говорить о преднапряжении продольной рабочей арматуры в конструкциях, то эта проблема сегодня решена и накоплен богатый практический опыт изготовления преднапряженных элементов с обжатием бетона по одной оси. Обжатие бетона в двух или трех плоскостях технологически сложно и в массовом порядке не применяется.

Напрягающий цемент (НЦ), предложенный В.В.Михайловым [1], и бетон на его основе, использованный в конструкции, позволяет создать в структуре собственное напряженное состояние при наличии внешнего ограничения расширения.

Используя в качестве внешнего ограничения арматуру, расположенную в одной из двух или трех плоскостях можно получить обжатие бетона по этим направлениям благодаря ее преднапряжению физико-механическим способом.

## **Конструкции из напрягающего бетона с арматурой, преднапряженной физико-механическим способом**

При изготовлении железобетонных конструкций из бетона на НЦ вся арматура в сечениях, независимо от ее расположения в элементе, деформируется при расширении материала, т.е. получает начальное натяжение. На рис. 1 показано изменение величины обжатия бетона ( $\sigma_{вр^x}$ ,  $\sigma_{вр^y}$ ,  $\sigma_{вр^z}$ ), определенной согласно рекомендаций [2] в зависимости от процента армирования по направлению рассматриваемой оси при прочих неизменных параметрах принятой эпюры самонапряжения бетона, равномерно распределенной по сечению.

Анализируя полученные зависимости можно сделать следующие выводы:

- величина самонапряжения наиболее интенсивно увеличивается до  $\mu = 1\%$ ;
- значение  $\sigma_{вр^x}$  зависит от направления ограничения расширения (по одной, по двум или по трем осям);
- большие по величине значения самонапряжения по оси Y и Z достигаются вследствие симметричного расположения арматуры (рис. 1);
- уровень обжатия бетона по оси X для изгибаемых железобетонных конструкций не достаточен. Увеличить величину  $\sigma_{вр^x}$  можно используя механический способ преднапряжения продольной арматуры.

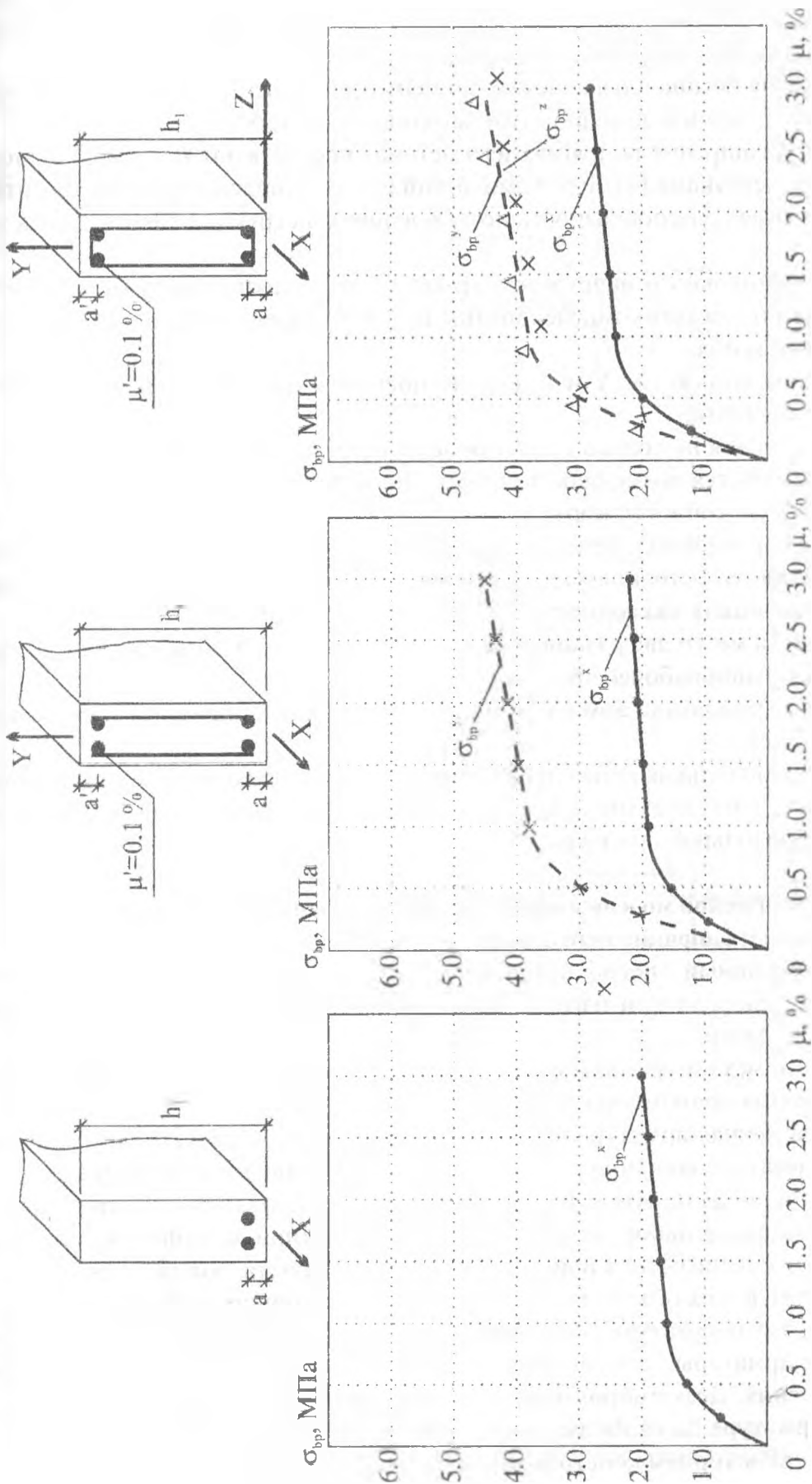


Рис. 1. Формирование напряженного состояния железобетонной конструкции из напрягающего бетона (Sp-4) при постоянных  $b$ ,  $h$ ,  $a$ ,  $a' = 0.1\%$  в зависимости от процента армирования и ориентации арматуры по соответствующей оси.

## Конструкции из напрягающего бетона с арматурой, преднапряженной механическим способом

Объединение при изготовлении одной конструкции двух технологий преднапряжения продольной рабочей арматуры (механическим и физико-химическим способами) основано на следующих теоретических предпосылках:

- уровень обжатия бетона в изгибаемых элементах в нижней зоне (ось X) должен быть в 5..10 раз выше, чем в поперечном направлении (ось Y и ось Z);
- деформации расширения напрягающего бетона способствуют преднапряжению всей арматуры в конструкции (физико-химический способ), независимо от ее ориентации;

Практическая целесообразность исследования конструкций такого класса заключается в следующем:

- потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести могут быть частично или полностью компенсированы при реализации физико-химического способа преднапряжения;
- обжатие бетона по осям X, Y и Z должно повысить трещиностойкость и жесткость изгибаемого элемента;
- приопорные сечения не только станут более трещиностойчивыми, но и более прочными, т.к. появляется возможность довести несущую способность наклонного сечения до несущей способности нормального сечения.

Опыты авторов [3] подтвердили реальную возможность создания плоского и объемного напряженного состояния в конструкции таким способом и их влияние на трещиностойкость и прочность наклонного сечения.

Могут иметь место две разновидности конструкций с комбинированным преднапряжением продольной рабочей арматуры:

- у которых вся продольная арматура преднапрягается механическим и физико-химическим способами;
- у которых вся продольная арматура преднапрягается физико-химическим способом и только часть (65..70 %) механическим способом (конструкции с разным уровнем преднапряжения продольной арматуры).

## Построение теоретической модели взаимодействия преднапряженной механическим способом арматуры и напрягающего бетона

Комбинированный способ преднапряжения арматуры может быть реализован как в заводских условиях при изготовлении сборных конструкций, так и в условиях строительной площадки.

Рассмотрим механизм взаимодействия преднапряженной механическим способом арматуры и напрягающего бетона на стадии изготовления.

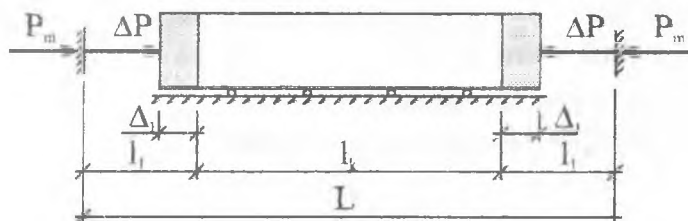
Преднапряженная арматура крепится на упорах (рис. 2). Пусть предварительно напряжение в арматуре составляет  $\sigma_{sp,m}$ , а усилие, передающееся на упоры  $P_m$ . После укладки бетонной смеси на НЦ в формы начинает формироваться его структура. Этот процесс сопровождается набором прочности материала (при этом формируются связи, определяющие сцепление бетона и арматуры) и ростом кристаллов гидросульфата алюмината кальция, требующих объема и, как следствие, вызывающих деформации как структуры материала, так и арматуры, препятствующей деформированию бетона. Ограничивающее влияние арматуры, помимо прочих факторов, зависит от величины образовавшихся сил сцепления. Деформирование арматуры приведет к потере предварительного напряжения в арматуре на свободных участках, что эквивалентно приложению обжимающего усилия  $\Delta P$  к торцам конструкции. Учитывая одновременный и плавный харак-

тер таких процессов как набор прочности, рост сил сцепления и расширение материала следует ожидать и плавного роста усилия  $\Delta P$ , оказывающего прессующее давление на неокрепшую структуру бетона. При этом следует ожидать увеличения прочности бетона и плавной передачи усилия натяжения арматуры с упоров на бетон.

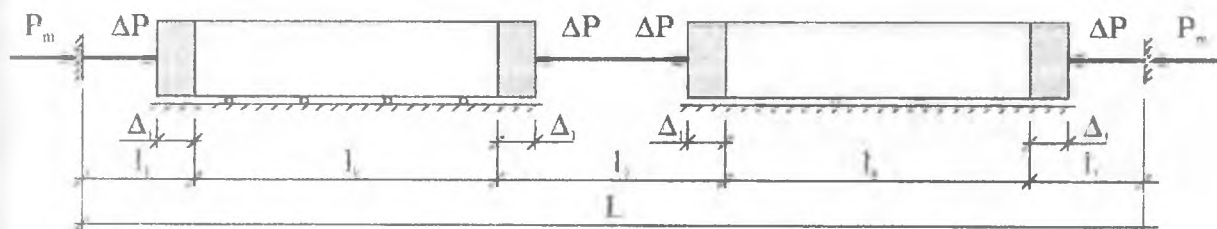
Значение прессующего давления  $\Delta P$  будет зависеть от величины самоупреждения бетона и размера свободных участков арматуры на стенде.

Рассмотрим центрально-армированный элемент (рис. 2а). Примем, что система является саморегулируемой, т.е. способна самостоятельно уравнивать величины  $\Delta P$ ,

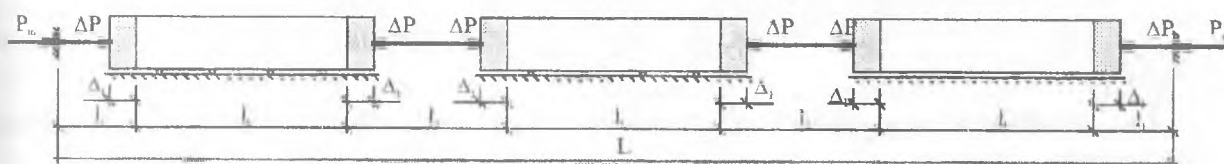
а)



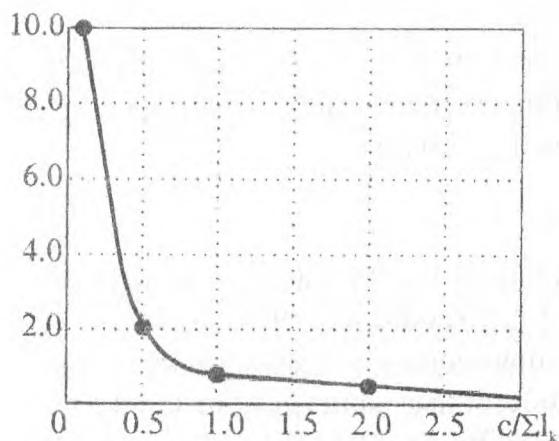
б)



в)



г)



$$k_n = \frac{n \cdot l_k}{[2 \cdot l_1 + (n-1)l_2]} = \frac{\sum l_k}{c}$$

рис. 2. К определению величины дополнительного прессующего давления  $\Delta P$  при изготовлении конструкций из напрягающего бетона с арматурой, преднапряженной комбинированным способом.

действующие по горцам конструкции. Функции саморегулирования могут быть приданы системе конструктивными методами.

Усилие в арматуре при использовании механического способа преднапряжения:

$$P_m = \sigma_{spm} A_{sp} = \epsilon_{sm} E_s A_{sp} \quad (1)$$

Величина удлинения (расширения) элемента:

$$2\Delta_1 = \epsilon_{sp} \cdot l_k = \frac{\sigma_{bp} \cdot l_k}{\mu \cdot E_s} \quad (2)$$

где:  $\epsilon_{sp}$  – деформации арматуры при расширении бетона;

$\sigma_{sp}$  – величина самонапряжения бетона по (1) [2] при  $\epsilon_b = \epsilon_{sp}$  и  $\sigma_{bp} = \epsilon_b E_b$ ;

$\mu$  – процент продольного армирования сечения.

Деформации арматуры на свободных участках:

$$\epsilon_{s1} = 2\Delta_1 / (2 \cdot l_1) = \frac{\sigma_{bp} \cdot l_k}{2 \cdot l_1 \cdot \mu \cdot E_s} \quad (3)$$

Рассуждения имеют смысл при  $\epsilon_{s1} \leq \epsilon_{sm}$ , при  $\epsilon_{s1} > \epsilon_{sm}$  принимать  $\epsilon_{s1} = \epsilon_{sm}$ .

$$\Delta P = \epsilon_{s1} \cdot E_s \cdot A_{sp} = \frac{\sigma_{bp} \cdot l_k}{2 \cdot l_1} A_{sp} = \sigma_{bp} \cdot A_{sp} \cdot k_{II} \quad (4)$$

при  $k_{II} = l_k / (2 l_1)$ .

Рассуждая таким же образом получим для двух других случаев (рис. 2, б и в) общую зависимость, позволяющую определить значение коэффициента  $k_{II}$  при любом количестве элементов на стенде:

$$k_{II} = \frac{n \cdot l_k}{[2 \cdot l_1 + (n-1)l_2]} = \frac{n \cdot l_k}{c} \quad (5)$$

где:  $n$  – количество элементов на стенде;

$c = L - n l_k$  – общая длина арматуры на стенде вне бетона конструкций.

Очевидно, чем меньше длина свободных отрезков арматуры на стенде, тем больше величина  $\Delta P$  (рис. 2 г).

Исследования по экспериментальной проверке изложенного выше материала будут проведены впервые.

## Выводы

Представленные материалы свидетельствуют о практической целесообразности изготовления железобетонных конструкций из напрягающего бетона с комбинированным преднапряжением продольной рабочей арматуры.

## Список использованных источников

1. В.В.Михайлов, С.Л.Литвер. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряженные железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1974 – 312 с.
2. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01 84 "Бетонные и железобетонные конструкции")/ НИИЖБ Госстроя СССР и ЦНИИПромзданий Госстроя СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 64 с.
3. Бердичевский Г.И., Будюк В.Д., Кондратчик А.А. Трещиностойкость и прочность самонапряженных элементов по наклонному сечению. Бетон и железобетон. М.: 1982, № 5, с. 22–24



# МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НАРУШЕННЫМ СЦЕПЛЕНИЕМ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

*Лазовский Д.Н.*

Полоцкий государственный университет

При воздействии внешней среды, нефтепродуктов, высокотемпературного нагрева при пожаре на железобетонные конструкции их несущая способность снижается не только из-за изменения прочности материалов, но и от нарушения сцепления арматуры с бетоном. Согласно результатов экспериментальных исследований уменьшение несущей способности изгибаемых конструкций при нарушении сцепления арматуры с бетоном в пролете может достигать 30 % и более, при этом разрушение происходит по бетону сжатой зоны при  $\xi < \xi_R$ .

Для оценки несущей способности железобетонных элементов с нарушением сцепления арматуры с бетоном, как полным, так и частичным, предлагается методика расчета на основе нелинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Элемент разбивается на отдельные участки, в середине длины которых определяются действующие усилия от внешней нагрузки. Границы участков должны также проходить по сечениям начала и конца участков с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном. На участках с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном элемент следует рассматривать как статически неопределимую комбинированную систему, состоящую из железобетонного элемента и арматуры с нарушенным сцеплением. В результате железобетонный элемент на рассматриваемом участке превращается в сжато-изогнутый реактивной сжимающей силой дополнительного статически неопределимого усилия  $N_x$  в арматуре с нарушенным сцеплением. Расчетная схема элемента на участке с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном приведена на рис. 1. При нарушении сцепления отдельного стержня арматуры по части площади контакта с бетоном (откол защитного слоя снизу) часть площади поперечного сечения стержня рассматривается как не имеющая сцепления с бетоном.

В сечениях в середине длины ступеней на основе гипотезы плоских сечений и диаграмм деформирования бетона и арматуры определяются напряжения и жесткость. При этом гипотеза плоских сечений применяется в понимании В.И.Мурашова, Я.М.Немировского, т.е. относится к среднему расчетному сечению. Нарушение сцепления арматуры с бетоном, являясь причиной увеличенной деформативности растянутой зоны, не позволяет использовать гипотезу плоских сечений для распределения деформаций по высоте сечения элемента. Однако, распределение деформаций в сжатой зоне над трещиной линейное. Для учета увеличенной деформативности растянутой зоны ступеней с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном для расчета используется трансформированная диаграмма деформирования арматуры.

Жесткость каждой ступени по ее длине принимается постоянной и равной:

$$(EJ)_j = \sum_{i=1}^n E_{ij} A_i (y_{oi} - y_i)^2$$

Для сечений со сцеплением арматуры с бетоном жесткость определяется как для изгибаемого элемента, для сечений с нарушенным сцеплением — как для сжато-изогнутого реактивной сжимающей силой от усилия  $N_x$  в арматуре с нарушенным сцеплением.

Изгибаемый элемент со ступенчато-переменной жесткостью заменяется эквивалентным элементом постоянной жесткости:

$$(EJ)_{\text{ред}} = \alpha_j (EJ)_j$$

где:  $\alpha_j = \frac{(EJ)_{\text{ред}}}{(EJ)_j}$  – коэффициент приведения для каждого участка.

Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете производится из условий:

$$\frac{1}{r_1} \sum_{i=1}^n E_{i1} A_i (y_{01} - y_i)^2 = M_1$$

$$\frac{1}{r_1} \sum_{i=1}^n E_{i1} A_i (y_{01} - y_i) = 0$$

..... – для сечений со сцеплением арматуры с бетоном

$$\frac{1}{r_m} \sum_{i=1}^n E_{im} A_i (y_{0m} - y_i)^2 = M_m$$

$$\frac{1}{r_m} \sum_{i=1}^n E_{im} A_i (y_{0m} - y_i) = 0$$

$$\frac{1}{r_1} \sum_{i=1}^n E_{i1} A_i (y_{01} - y_i)^2 = M_1 - N_x (y_{01} - a_1)$$

$$\frac{1}{r_1} \sum_{i=1}^n E_{i1} A_i (y_{01} - y_i) = -N_x$$

..... – для сечений без сцепления арматуры с бетоном

$$\frac{1}{r_k} \sum_{i=1}^n E_{ik} A_i (y_{0k} - y_i)^2 = M_k - N_x (y_{0k} - a_1)$$

$$\frac{1}{r_k} \sum_{i=1}^n E_{ik} A_i (y_{0k} - y_i) = -N_x$$

$$\frac{N_x \cdot l_1}{E_{s1} \cdot A_{s1}} + N_x \sum_{p=1}^q \frac{l_p}{\left( \sum_{i=1}^n E_i A_i \right)_p} + \left[ \alpha_{N_x} (y_{0,\alpha} - a_1) - \beta_{N_x} (y_{0,\beta} - a_1) \right] = \left[ \alpha (y_{0,\alpha} - a_1) - \beta (y_{0,\beta} - a_1) \right]$$

- где:  $n$  – количество элементарных площадок в сечении;  
 $m$  – количество сечений со сцеплением арматуры с бетоном;  
 $k$  – количество сечений с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном;  
 $l_1$  – длина участка с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном;  
 $l_p$  – длина  $p$ -той ступени участка с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном;  
 $A_{s1}$  – площадь сечения арматуры с нарушенным сцеплением с бетоном;  
 $a_1$  – расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести арматуры с нарушенным сцеплением;

$\alpha_{N_x}, \beta_{N_x}$  – углы поворота сечений соответственно в начале и конце участка с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном от внецентренного приложения усилия;

$\alpha, \beta$  – углы поворота сечений соответственно в начале и конце участка с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном от действующей нагрузки.

Для эквивалентного элемента методом начальных параметров определяются угловые перемещения  $\alpha_{N_x}, \beta_{N_x}, \alpha, \beta$  сечений, совпадающих с началом и концом участка с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном. Из последнего выражения условий определяется значение  $N_x$ . Уточняются жесткости ступеней элемента и расчет повторяется при вычислении значений  $N_x$ . По достижении требуемой точности вычисления  $N_x$  увеличивается нагрузка на элемент на одну ступень и расчет повторяется. Максимальное значение нагрузки, при котором процесс последовательных приближений сходится для всех рассматриваемых сечений, соответствует несущей способности железобетонного элемента с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете.

Для определения выражения к трансформированию диаграммы растяжения арматуры в зависимости от схемы нагружения, степени нарушения сцепления и свойств материалов в настоящее время проводятся экспериментально-теоретические исследования. Это позволит на основе выше изложенной методики производить оценку несущей способности железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете.

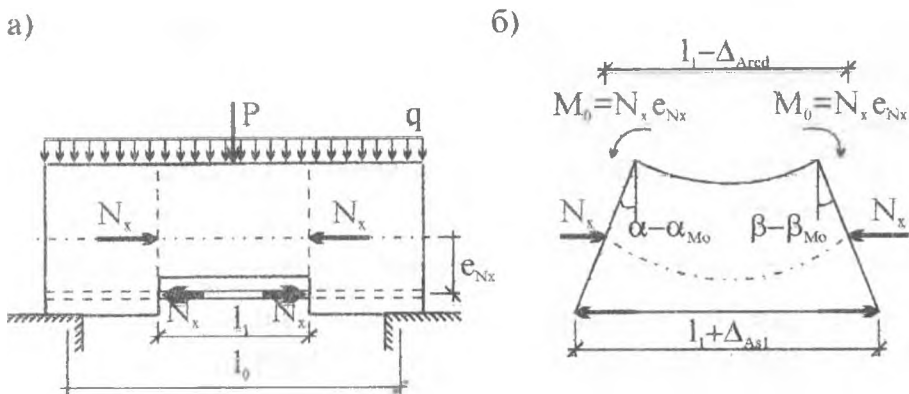


Рис. 1. Расчетная схема и схема деформаций изгибаемого элемента с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете:

- а) расчетная схема;
- б) схема деформаций.

# НОВАЯ КОНЦЕПЦИЯ В ДОРОЖНО-МОСТОВОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

*Лушка Л.К.*

БГПА, г. Минск

Общая длина автомобильных дорог Республики Беларусь составляет свыше 50 тыс. км, причем дороги республиканского значения на 1995 г. насчитывают 15434 км. На дорогах Беларуси имеется около 6.5 тыс. мостов и путепроводов, в том числе автодорожных 4158 шт. общей длиной 138.9 км; городских мостов 386 шт. общей длиной 18.3 км и площадью 310 тыс. м<sup>2</sup>; железнодорожных 1824 шт. общей длиной 40.2 км.

Общая характеристика по назначению и материалу пролетных строений мостов дана в табл. 1.

Таблица 1

Характеристика мостов по назначению и материалу пролетных строений

Наименование показателя	Материал пролетных строений				Всего
	сталь	железобетон	бетон, камень	древесина	
Автодорожные, шт.	76	4065	5	12	4158
Длина, м, %	10368.5	128035.7	49.6	411.1	138864.9
	7.56	92.2	0.004	0.29	100
Городские, шт.	23	333	6	24	386
Длина, м	1463.5	16309.0	124.7	394.0	18291.2
Площадь, м <sup>2</sup> , %	14526.5	291933.0	985.0	2378.0	309882.5
	4.7	94.2	0.32	0.77	100
Железнодорожные, шт.	386	1423	смешанные		1824
Длина, м, %	15382	23801	15	975	40159
	38.3	59.3	2.4		100

Из таблицы 1 видно, что на автомобильных дорогах и городских улицах преобладают железобетонные мосты. Стальные автодорожные мосты по длине составляют 7.5 %, городские по площади 4.7 %. Более благоприятное соотношение количества стальных (38.3 %) и железобетонных (59.3 %) мостов на железных дорогах Беларуси.

Как показывает опыт эксплуатации сроки службы стальных мостов составляет 100 и более лет, долговечность железобетонных мостов массовой постройки значительно ниже – 30÷40 лет. Это касается в первую очередь разрезных балочных сборных железобетонных мостов из тавровых блоков с диафрагмами, построенных в 60-е годы. Стыки диафрагм блоков этих мостов выполнялись сваркой закладных деталей. Таких мостов

тов с пролетами до 15 м в Беларуси насчитывается 35 % от общего количества железобетонных автодорожных и городских мостов. Как показал опыт эксплуатации, стыки диафрагм очень рано выходят из строя, а необъединенная железобетонная плита подвержена проломам вследствие одиночного армирования или клавишному эффекту, что способствует повреждению гидроизоляции с последующей течью мостового полотна.

Очень большим недостатком железобетонных мостов является разрезность пролетных строений. Она обуславливает большое количество деформационных швов, конструкция которых в отечественных мостах весьма несовершенна. Это нарушает плавность езды и способствует попаданию воды на опоры и торцевые части блоков пролетных строений, что вызывает коррозию рабочей арматуры главных несущих конструкций.

В настоящее время эти мосты реконструируются, причем возникает сложная проблема по утилизации бывших в употреблении тавровых блоков. Часть из них объединяется накладной плитой и вводится в дальнейшую эксплуатацию, вторая часть заменяется новыми блоками более совершенной конструкции. В последнем случае возникает вопрос, что делать со снятыми блоками пролетных строений? Теоретически их можно дробить с извлечением стальной каркасной арматуры, однако это очень энерго- и трудоемкий процесс. Практически они оставляются у мест съема, что вредит экологии и омертвляет ценное вторсырье.

Несколько долговечнее оказались преднапряженные железобетонные мосты, однако и в них возможно образование опасных дефектов. К таким дефектам, например, относится попадание воды с торцов блоков в пучки преднапряженной арматуры с последующей коррозией высокопрочной проволоки. Поэтому сейчас во многих странах разрабатывается проблема внешнего пучкового армирования мостовых конструкций. В этом случае вышедшие из строя пучки могут заменяться новыми.

В связи с повышением агрессивности окружающей среды открытые бетонные поверхности, особенно из бетонов низкой прочности, оказываются недостаточно стойкими против внешних воздействий. Поэтому в настоящее время актуальна проблема защиты мостовых железобетонных конструкций от атмосферных воздействий с помощью полимерных покрытий.

Изложенное показывает, что старая союзная концепция преимущественного применения простейших железобетонных мостов из бетонов низкой прочности себя не оправдала.

По этим причинам кафедрой "Мосты и тоннели" разработана новая концепция мостового строительства.

Согласно этой концепции в зависимости от размеров мосты на автомобильных дорогах должны строиться из различных материалов. Средние по длине мосты протяженностью от 25 до 100 м с пролетами до 33 м должны строиться из высокопрочных бетонов преимущественно преднапряженными с неразрезными или температурно не-

разрезными пролетными строениями из цельноперевозимых тавровых или П-образных блоков. При этом П-образные блоки проще в устройстве неразрезных стыков над опорами и экономичнее по расходу стали на армирование плиты, но пространственная работа их менее надежна по сравнению с тавровыми блоками, монолитно объединенными между собой по утолщенной с двойным армированием плите.

Для средних железнодорожных мостов с величиной пролетов до 63 м возможно применение коробчатых пролетных строений, возводимых навесно сборкой, навесным или пролетным бетонированием.

В этих случаях имеется возможность использования производственных мощностей Фанипольского завода мостовых железобетонных конструкций.

Малые мосты с длиной до 25 м на дорогах четвертой и пятой категории следует строить из клеенной древесины с применением деревоплиты или деревожелезобетонными пролетными строениями. В последнем случае должна быть обеспечена совместная работа железобетонной плиты и ребер из клеенной древесины. Технология и заводы клеенных деревянных конструкций на основе водостойких клеев в республике имеются. При надлежащей защите древесины маслянистыми антисептиками долговечность деревянных мостов может превысить долговечность железобетонных, особенно в условиях хлоридной агрессии.

Проблема возвращения древесины в мостостроение не является надуманной. В развитых странах (США, Германия, Италия, Швейцария, скандинавские страны) уже строятся мосты и другие сооружения из клеенной и модифицированной древесины. О наступающем ренессансе деревянных конструкций говорит тот факт, что в последние годы возрос интерес мировой инженерной общественности к деревянным конструкциям. Об этом свидетельствуют состоявшиеся научные конференции по деревянным конструкциям: 1988 г. – в Сиэтле, США, Вашингтонский университет; 1990 г. – в Токио, Токийский университет, Институт исследований и развития, Институт лесных проблем Японии; 1991 г. – в Лондоне, Ассоциация исследования и развития деревянных конструкций; 1992 г. – в Куала Лумпур, Малазия, Ассоциация деревянных конструкций; 1994 г. – в Золотом берегу, Австралия, Совет по исследованию и развитию деревянных конструкций. Материалы этих конференций составляют в итоге 6 тыс. страниц текста, где изложены положительные результаты экспериментально-теоретических исследований, приводятся технико-экономические расчеты и даются реальные примеры внедрения. Один из таких примеров – деревянный пешеходный мост с 70 метровым судоходным пролетом через канал Майн-Рейн-Дунай, построенный в 1993 г. немецкими инженерами.

Рассматривая эту проблему, следует иметь в виду, что республика в силу сложившихся обстоятельств обладает территорией с плодородными почвами, на которых можно успешно выращивать строевой лес, пригодный для строительства деревянных

мостов. Имеется в виду чернобыльская зона республики, где выращивание других культур длительное время будет исключено.

На дорогах 1..3 категорий, повидимому, даже малые мосты и путепроводы должны строиться более капитальными из предварительно напряженного железобетона или железобетона с комбинированным армированием.

Большепролетные мосты в Беларуси в настоящее время строятся только из стали или сталежелезобетона. Под сталежелезобетоном здесь подразумевается комплексная конструкция пролетных строений, состоящая из стальных двутавровых или коробчатых ребер и железобетонной плиты проезжей части, работающих как одно целое благодаря объединению стали и железобетона посредством специальных связей (упоров). И те и другие мосты неплохо зарекомендовали себя в работе. Общий их недостаток – высокая металлоемкость и большие эксплуатационные расходы вследствие развитости поверхностей тонкостенных стальных конструкций.

Экономия стали и снижение эксплуатационных расходов может быть достигнуто, если перейти на строительство сталебетонных мостов. При этом под сталебетоном понимаются стальные трубы, заполненных бетоном. Сталебетон обладает рядом преимуществ по сравнению с железобетонными и стальными конструкциями. По долговечности он не уступает стальным конструкциям, по расходу металла он почти в два раза экономичнее. Эксплуатационные расходы вследствие минимальной поверхности и обтекаемости круглых сечений тоже ниже таковых для стальных конструкций (с развитой поверхностью).

Энергоемкость сталебетона значительно ниже, чем традиционных конструкций, поскольку арочные сталебетонные мосты предполагается строить по двухступенчатой технологии, а именно: сначала монтаж легких трубчатых стальных конструкций, затем, в теплый период года, нагнетание бетонной смеси в полости трубчатых элементов с последующим ее твердением без подогрева, в естественных условиях.

Нагнетание бетонной смеси – операция хорошо отработанная в технологии бетона. Она обладает высокой степенью механизации. Эффективность ее состоит и в том, что в ней совмещаются две трудоемкие и энергоемкие операции, характерные для обычной технологии бетона: укладка и уплотнение бетонной смеси. Формирование плотной структуры бетона при нагнетании под давлением тоже происходит более успешно, нежели при атмосферном давлении (при виброукладке).

Сталебетонные мосты обладают и другими преимуществами перед мостами из традиционных материалов, как-то: повышенной надежностью, эстетичностью, устойчивостью против динамических и сейсмических нагрузок. Повышенная надежность сталебетонных мостов обуславливается постепенностью (нехрупкостью) разрушения сталебетона. Это свойство сталебетона заложено в самой его природе, в особенностях деформирования и разрушения, поскольку достижение пластической стадии стальной трубой в сталебетоне еще не влечет за собой разрушения элемента. Разрушение наступает

значительно позже, при превышении действующих нагрузок на 20÷30 % сверх нагрузок текучести стальной трубы. А поскольку расчетные нагрузки меньше предельных по текучести трубы, то в сталебетоне имеется гарантированный запас против разрушения за счет работы стальных труб в зоне упрочнения.

Применение арочных или решетчатых сталебетонных пролетных строений в большепролетных мостах на дорогах республики сулит большой технико-экономический эффект.

В этом заключается суть новой разрабатываемой кафедрой "Мосты и тоннели" Белорусской государственной политехнической академии концепции мостостроения в Республике Беларусь.

А что же сами автомобильные дороги? Здесь тоже, оказывается, необходимы новые идеи и подходы, поскольку дорожная сеть республики в настоящее время оказалась в очень тяжелом положении. На сегодняшний день в республике нет средств на строительство новых дорог и даже не хватает их на реконструкцию и ремонт имеющихся. Одна из причин этого кроется в ущербности старой союзной концепции строительства автомобильных дорог с недолговечными асфальтобетонными покрытиями, которые требуют частых ремонтов и этим высоких эксплуатационных расходов на содержание дорог.

Между тем, передовые развитые страны уже давно перешли на строительство автострад с более совершенными и долговечными бетонными покрытиями. В США, например, цементобетонные покрытия автомобильных дорог составляет 80 %. Асфальтобетонные там устраиваются лишь на просадочных основаниях. В 1993 г. в Польше принята 15-летняя программа строительства автострад с бетонными и железобетонными покрытиями протяженностью 2600 км. Ранее, в 80-х годах аналогичные программы были приняты во Франции и США. Стоимость американской программы строительства стратегических автострад с цементобетонными покрытиями составляет 50 млрд. долларов США в год.

В Германии автобаны с бетонными покрытиями строились еще в довоенное время. Срок службы цементобетонных покрытий немецких автомобильных дорог достигает 50÷60 лет без замены, в то время как асфальтобетонные покрытия через каждые 3÷8 лет требуют капитального ремонта

Есть положительный опыт строительства и эксплуатации автомобильных дорог с цементобетонными покрытиями и в нашей стране. Например, автомобильная дорога Калинковичи-Пинск с цементобетонным покрытием толщиной 20 см находится в хорошем состоянии после 30 лет эксплуатации.

Несмотря на это протяженность республиканских автомобильных дорог с цементобетонными покрытиями составляет лишь 922 км или 6.0 % от общей протяженности республиканских дорог. Если учесть и местные дороги, то эта цифра снизится до 3 %.



По данным бельгийских инженеров стоимость строительства и эксплуатации покрытий дороги длиной 1 км с двухполосным движением составляет (в долларах США, после 20 лет эксплуатации): асфальтобетонных: 460 тыс. – строительство, 120 тыс. – эксплуатация; цементобетонных: 490 тыс. – строительство, 60 тыс. – эксплуатация. В итоге цементобетонные покрытия оказываются дешевле асфальтобетонных. Превосходят они асфальтобетонные покрытия по ряду технических параметров, таких как: несущая способность, ровность, сцепление, светлость, отсутствие образования колеиности, высокая экологичность, недефицитность исходных материалов. В Беларуси, например, имеются прекрасные цементные заводы и богатые запасы заполнителей для бетона, но не хватает нефти и нет природного битума.

В чем же заключаются причины отставания отечественного дорожного строительства в области внедрения цементобетонных покрытий? Главной причиной является большая техническая сложность их устройства. Здесь требуются более квалифицированные инженерно-технические кадры в области проектирования, строительства и эксплуатации дорог, а также наличие совершенных методов и средств укладки бетона в покрытие. Однако, в первую очередь, требуется наличие эффективной технологии производства высокопрочных, плотных и стойких против действия агрессивных сред бетонов. В этой области у нас наблюдается серьезное отставание научных разработок. Классы обычно применяемых бетонов в белорусском строительстве как правило не поднимаются выше В35÷В40. Между тем, американские и французские ученые пришли к выводу о том, что оптимальные классы бетона по прочности для цементобетонных покрытий автострад составляют В80÷В90.

По данным Европейского комитета по бетону в 1983–1994 годах на 17 дорогах, построенных в различных регионах мира, применялись сборные и монолитные цементобетонные покрытия автодорог с прочностью бетона В65÷В133. При этом приведенная стоимость с учетом межремонтных сроков и сроков службы дорог оказалась ниже, чем для традиционно применяющихся покрытий из бетонов классов В40÷В60 по прочности.

Применение высокопрочных бетонов повышает трещиностойкость и прочность покрытия, снижает расход бетона на их устройство, автоматически устраняет шелушение, выкрашивание, образование ямочности покрытия.

Строительство дорог с цементобетонными покрытиями требует повышенного внимания к подготовке оснований под покрытия, к рациональному нарезанию и герметизации швов, армированию деформационных швов и стыков сборных железобетонных плит покрытий. Здесь требуется перестройка всего высшего дорожного образования, повышение роли науки в разработке технологических процессов создания долговечных бетонных покрытий. Для этого необходимо отказаться от старых догм в дорожной отрасли, привлекать и развивать новые идеи и концепции, шире использовать зарубежный опыт. Особо актуально разработка (или закупка за рубежом) современных производителей бетоноукладчиков и других дорожно-строительных машин, позволяющих опе-

ративно перейти на новую, более совершенную концепцию строительства автомобильных дорог. В первую очередь необходимо обеспечить приток в отрасль талантливой молодежи, компетентных и энергичных работников дорожной отрасли.

Переход на новую концепцию строительства автомобильных дорог с преимущественным применением цементобетонных покрытий сулит Республике большой экономический эффект за счет снижения закупок нефтепродуктов для переработки их в битум. Он улучшит экологическую обстановку в стране вследствие уменьшения канцерогенных выбросов отходов переработки нефтепродуктов, повысит пропускную способность автомобильных дорог за счет увеличения межремонтных сроков, сделает более безопасным, привлекательным и комфортным проезд по дорогам Республики, увеличит экономическую отдачу дорожной сети в бюджет республики за счет оплаты транзита

### **Заключение и выводы**

Как следует из изложенного для совершенствования дорожно-мостовой сети Республики Беларусь необходимы разработка и внедрение новых, современных принципов строительства дорог и мостов с использованием опыта передовых развитых стран. В частности, в мостовом строительстве необходимо:

1. совершенствовать системы средних по величине железобетонных мостов, особое внимание обратив на повышение прочности и морозостойкости применяемых бетонов, улучшение водоотвода, гидроизоляции и качества деформационных швов, применение неразрезных балочных и рамных пролетных строений и опор мостов с предварительно напряженным комбинированным и внешним армированием;
2. разработать и внедрить малые и средние балочные мосты из клееной древесины и деревожелезобетона для автомобильных дорог низких категорий;
3. разработать и внедрить арочные и решетчатые системы большепролетных сталебетонных мостов.

В дорожном строительстве:

1. отказаться от повсеместного устройства асфальтобетонных покрытий, шире внедрять цементобетонные покрытия;
2. разработать и внедрить высокопрочные морозо-, сульфато- и кислотостойкие бетоны для дорожных покрытий;
3. разработать и введя директивные органы на утверждение научно-технические программы по следующим направлениям:
  - деревянные и деревожелезобетонные автодорожные мосты;
  - сталебетонные автодорожные мосты;
  - цементобетонные и железобетонные покрытия автомобильных дорог.

## ОТРАЖЕНИЕ СОВРЕМЕННЫХ ДОСТИЖЕНИЙ ГЕОТЕХНИКИ В УЧЕБНОМ ПРОЦЕССЕ

*Никитенко М.И.*

БГПА, г. Минск, Республика Беларусь

Профессиональный уровень знаний инженерных кадров строительного профиля в большой степени зависит от содержания и качества освоения изучаемых дисциплин, среди которых особое место занимают геотехнические: инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты.

Как известно, содержание этих дисциплин определялось типовыми учебными программами, действовавшими без существенных изменений на протяжении десятилетий. В этой связи последние достижения геотехники приходилось отражать лишь в рабочих программах, развивая отдельные разделы типовых. При этом нелишне напомнить, что учебники по курсу “Основания и фундаменты”, издававшие централизованно исходя из принципа монополизма ведущих вузов и специалистов, не отличались заметной новизной. Периодичность их изданий также не способствовала обновлению информации.

Полагаю уместным заметить, что иное положение наблюдается в соседних с нами восточноевропейских странах. В этом автору удалось наглядно убедиться в период своей научной стажировки в 1977/78 учебном году в Словацком техническом университете (г. Братислава) при ознакомлении с учебно-методической литературой наших чешских и словацких коллег. В издаваемых ими на феодальном уровне учебниках, а также внутривузовских скриптах своих ведущих преподавателей находят отражения самые последние достижения геотехники в мировом масштабе.

Такой положительный опыт полученный в результате плодотворного многолетнего научно-технического сотрудничества между родственными геотехническими кафедрами БГПА и СТУ, нашел свое отражение и у нас. В частности, на кафедре “Геотехника и экология в строительстве” БГПА укоренилась практика обновления содержания рабочих программ по геотехническим дисциплинам и их освещения в процессе обучения студентов строительных специальностей. Учитывая консерватизм имеющихся учебников, информация о современных достижениях геотехники у нас в стране и за ее пределами доводилась до студентов через чтение лекций, проведение практических занятий, посещение объектов и методическую литературу, издаваемую ротопринтом.

В частности, автором совместно с доцентом к.т.н. Ситниковым М.А. в 1981 г. информация о методе “стена в грунте” и буроинъекционном анкероании была включена в методическое пособие к курсовой работе для студентов специальности “Водоснабжение и канализация”. В 1982 г. совместно с д.т.н. проф. Соболевским Ю.А. в методических указаниях по курсу “Основания и фундаменты” для студ. специальностей 1202. 1211 были изложены более подробные сведения об этих технологиях и их практическом приме-

нении в различных областях строительства, а также о буроинъекционных и вибронабивных сваях, армированном грунте, включая принципы их расчета, сущности нового подхода к каталоговому проектированию свайных фундаментов. Данная методическая разработка пользовалась большой популярностью среди проектировщиков и производителей, поэтому тиражировалась трижды.

Сущность и примеры расчета траншейных стен в качестве свободстоящих и анкерных ограждений глубоких котлованов, а также определения несущей способности буроинъекционных анкеров нашли отражение в методических указаниях к практическим занятиям по курсу “Механика грунтов, основания и фундаменты”, изданных для студентов дневного обучения в 1986 г., а заочного - в 1987 г.

Учитывая возрастающую тенденцию в строительной практике по реконструкции существующих зданий и сооружений, их оснований и фундаментов и важную роль в этом геотехнических технологий, им также было уделено должное внимание в учебном процессе. В частности, соответствующий раздел курса “Основания и фундаменты” и спецкурса по вопросам реконструкций расширен при чтении лекций студентам специальностей 29.03-ПГС и 29.04-ГТС, а также для повышающих свою квалификацию инженерно-технических работников.

В 1990 г. на ротопринте БГПА было издано написанное авторским коллективом кафедры методическое пособие по разделу “Реконструкция фундаментов и усиление оснований существующих зданий и сооружений” для студентов вышеупомянутых специальностей. В нем помимо традиционных конструктивных и технологических решений нашли отражение современные достижения геотехники, включая метод “стена в грунте” (в качестве несущих, ограждающих и противодиффузионных конструкций), буроинъекционные технологии (анкеры, сваи, цементация и др.), струйная технология, армирование грунта, геотекстиль и геодрены. Практическое приложение сведений о современных достижениях геотехники при реконструкции находит применение в курсовом и дипломном проектировании. В частности, вопросы геореконструкций включены в составленные нами методические указания к курсовому проектированию по основаниям и фундаментам, изданные ротопринтом БГПА в 1995 г. В их основу положен накопленный автором опыт руководства курсовым проектированием с включением в разрабатываемые проекты решений по геореконструкции.

Для закрепления информации о современных геотехнических технологиях и возможностях их применения практикуется посещение студентами объектов, включая строительство Минского метрополитена и реконструкцию многих зданий и сооружений, в процессе инженерно-геологических практик и отдельных экскурсий. При этом происходит знакомство на месте со всеми циклами производственных работ и применяемыми для этого механизмами и оборудованием. Ценные знания студенты получают также при проведении ими научных исследований по тематике, связанной с новыми геотехнологиями.

Особо хотелось бы обратить внимание на положительный опыт последних лет по разработке дипломных проектов, тематика которых была связана с геотехническими реконструкциями на реальных объектах: техперевооружение механического цеха МТЗ с устройством подземных помещений, пристройка и надстройка здания мойки автопарка по ул. Жукова в Минске; театр Я Купалы при строительстве станции метро “Купаловская”, архитектурный и исторический памятник XIX в. – здание Облсовпрофа при проходке под ним метротоннелей; очистные сооружения Минского мясокомбината в сложных инженерно-геологических условиях. Следует также заметить, что в названных дипломных проектах содержались элементы научных исследований с экспериментами в лабораторных и натуральных условиях, выполненных самими дипломниками. Интерес к этим исследованиям побудил двоих выпускников связать свою судьбу с их дальнейшим продолжением, оставшись обучаться в аспирантуре на нашей кафедре. Такого же рода интерес к геотехническим реконструкциям с использованием современных достижений науки и техники проявили еще два наших будущих выпускника, которые заранее определились с тематикой своих дипломных проектов.

# МНОГОЭТАЖНЫЕ ЖИЛЫЕ ЗДАНИЯ НА ОСНОВЕ КАРКАСНОЙ СИСТЕМЫ С ПРИМЕНЕНИЕМ ТРЕУГОЛЬНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ

*Пастушков Г.П., Реутская И.П.*

БГПА, г. Минск

Многоэтажные здания, строительство которых осуществлялось в зоне городской застройки, по своим архитектурно-планировочным решениям и внешнему виду должны отвечать высоким требованиям современной архитектуры.

Однако низкий архитектурный уровень массовой застройки вызывает не только справедливые нарекания со стороны общественности, но и является предметом профессиональной неудовлетворенности самих архитекторов и строителей. Анализ существующей практики проектирования и строительства жилых массивов показывает, что применение жилых домов различной этажности, увеличение градаций протяженности, использование типовых рядовых, поворотных, угловых секций еще не дает нужного градостроительного эффекта в архитектурно-художественном отношении.

Один из путей выхода из создавшегося положения видится в активном развитии большепролетной архитектурно-конструктивной системы жилищного строительства. В последнее время произошло переосмысление экономических обоснований в пользу применения каркаса в жилых зданиях, тем более, что каркасные системы дают значительные планировочные преимущества. В течение ряда лет в БГПА изучается возможность использования в жилищном строительстве новой каркасной системы с применением треугольных плит перекрытий, которая уже получила признание в строительстве промышленных и общественных зданий в Белоруссии [1, 2], с точки зрения ее соответствия функционально-планировочным и формообразующим требованиям жилого дома. На первое место выдвигается объемно-пространственная композиция, как самое эффективное средство архитектурной выразительности. Поэтому особое внимание уделяется формообразованию жилых зданий.

Рассматриваемая каркасная система на основе применения треугольной плиты перекрытия организована на основе планировочной сетки с равнобедренным треугольником и расположением колонн в шахматном порядке. Расстояние между рядами колонн принято  $5.6 \div 7.5$  м, шаг принят равным  $3 \div 3.6$  м. Здания с применением нового безригельного каркаса обладают высокой объемно-планировочной гибкостью. Сборные железобетонные изделия разработанного каркаса позволяют возводить многоэтажные жилые здания с ядрами жесткости различной формы в плане, многопролетные здания и др. [2]. С применением предлагаемых конструктивных элементов могут решаться и здания традиционной прямоугольной формы в плане. Предлагаемые конструктивные решения позволяют создавать перекрытия различных типов: сборные, сборно-монолитные, в том числе с натяжением арматуры в построечных условиях.

В качестве основных несущих элементов перекрытий могут быть использованы как плиты с пустотами, так и ребристые треугольные плиты с подшивными потолками со звукопоглощающей поверхностью.

На рис. 1 показаны планировочные структуры, основанные на исследуемой системе каркаса: прямоугольная, криволинейная, круглая, неправильная шестигранная, треугольная, ромбическая, трапециевидная и сложная. Для каждой структуры приведены возможные приемы архитектурно-планировочных решений, которые показывают, что на исследуемой системе каркаса можно образовывать формы от простейшей прямоугольной до самой сложной криволинейной.

Примеры архитектурно-планировочной организации квартир, построенных на различных планировочных структурах, приведены в работе [4].

В прямоугольном планировочном модуле, в зависимости от размера общей площади, удобно компануются 1-, 2- и 3-х комнатные квартиры. В этом же модуле возможно разместить внутриквартирную лестницу и организовать квартиру в двух уровнях. Спаренные прямоугольные модули позволяют проектировать на получаемой новой ячейке большие квартиры: 4-х, 5-ти и 6-ти комнатные или небольшие при условии разделения двойного модуля на две квартиры. В зоне внутреннего ряда колонн удобно размещаются прихожие, санитарные узлы, кладовые, проходы. В случае двустороннего размещения квартир по внутреннему ряду колонн проходит межквартирная перегородка.

Криволинейная планировочная структура отличается от прямоугольной только лишь криволинейными очертаниями и криволинейными линиями размещения наружных и внутренних опор. Планировочные приемы компоновки квартир аналогичны рассмотренным выше планировкам на прямоугольной структуре с той лишь разницей, что форма отдельных комнат становится трапециевидной.

Криволинейная планировочная структура отличается от прямоугольной только лишь криволинейными очертаниями и криволинейными линиями размещения наружных и внутренних опор. Планировочные приемы компоновки квартир аналогичны рассмотренным выше планировкам на прямоугольной структуре с той лишь разницей, что форма отдельных комнат становится трапециевидной.

Круглый планировочный модуль оказывается достаточно комфортным для размещения большой 6÷7-ми комнатной квартиры или двух квартир: равнозначных, например, 3-х комнатных, или разной комнатности и площади, например 2-х и 4-х комнатных и др. вариантов.

Сложная планировочная ячейка образовывается путем сочетаний любых выше рассмотренных типов планировочных структур.

На рис. 2 показаны возможности формообразования секций и жилых домов различного типа на основе применения треугольной плиты. Многосекционный жилой дом – наиболее распространенный в практике жилищного строительства как у нас в стране, так и за рубежом. Для осуществления различной конфигурации жилых домов в плане проектируют рядовые, торцевые, угловые, поворотные секции. В каркасе с применением треугольной плиты можно получить весь набор секций, причем во всех секциях планировочные узлы жилых ячеек выполняются в экспериментальном варианте, а лестнично-лифтовой блок решается в самостоятельном планировочном и конструктивном исполнении как ядро жесткости всей конструктивной системы.

Угловые и поворотные секции принимают вид закругленных или криволинейных секций. Из криволинейных секций можно компоновать живописную конфигурацию плана любого очертания, выбранного в соответствии с замыслом композиции жилой застройки. Односекционные жилые здания можно компоновать на основе применения всех рассмотренных типов ячеек, организованных вокруг лестнично-лифтового узла. Из точечных круглых модулей также можно компоновать протяженные композиции секционных зданий с автономно решенным лестнично-лифтовым узлом.

Организация коридорных и коридорно-секционных типов жилых домов на основе прямоугольных и криволинейных модулей возможна при условии смещения коридора в одну сторону от внутреннего ряда колонн и получения вследствие этого различной ширины квартир, размещенных по обе стороны коридора, что в конечном итоге вызывает необходимость их различных планировочных решений.

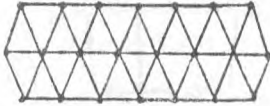
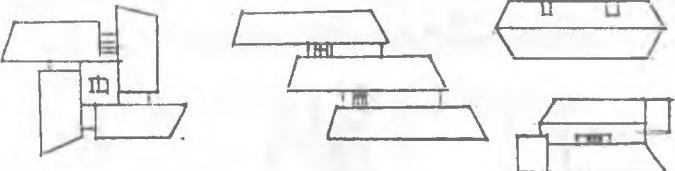

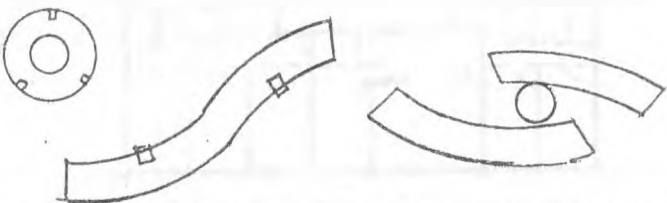
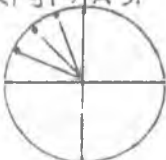
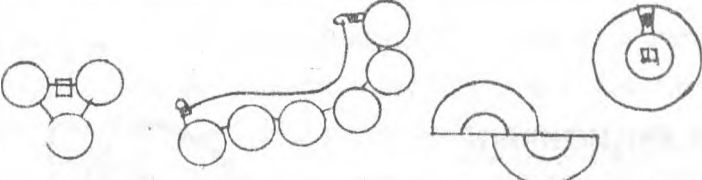

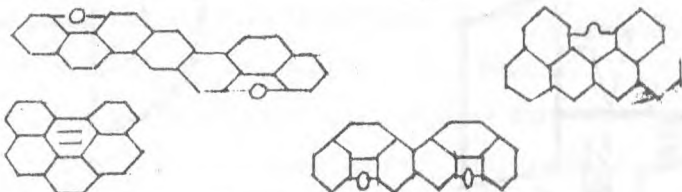
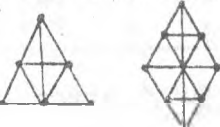
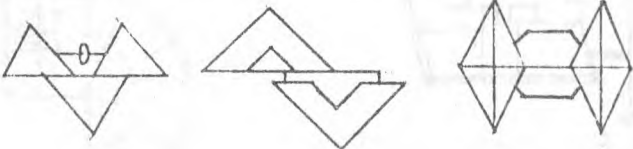
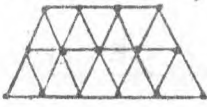
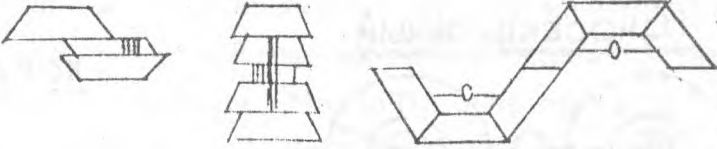
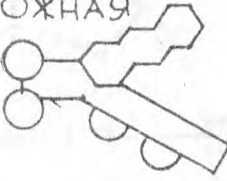
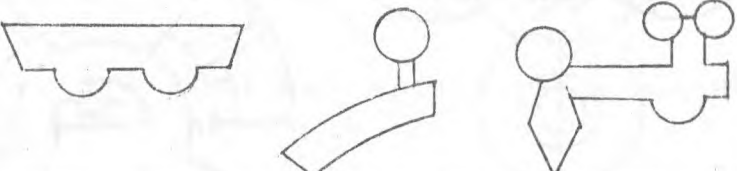

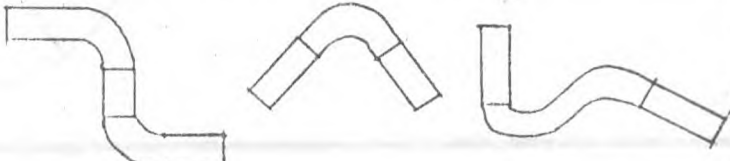
Круглая секция путем устройства выносных вертикальных (лестничной клетки и лифтов) и горизонтальных (коридоров, галерей) коммуникаций и сквозного проветривания между секциями дает широкие возможности в организации зданий различной конфигурации и объемно-пространственной композиции: точечной, объединяющей от одной до шестой секций, с расположением в центре жесткого узла вертикальных коммуникаций; прямоугольной – с различными схемами коридорных и галерейных жилых домов в виде прямоугольника с одно- и двухрядным расположением секций, многоугольника, трилистника, креста и др; криволинейной, позволяющей проектировать круглые, овальные, змеевидные и другие формы зданий (рис. 2). Основной ряд композиционных приемов из криволинейных форм может быть дополнен различными компоновками блоков-зданий традиционной прямоугольной формы.

Комфортабельность жилища определяется главным образом соответствием пространственной организации жилища эксплуатационным потребностям семьи и отдельных ее членов. Влияние проекта планировки квартиры на организацию бытовых процессов семьи в ней чрезвычайно велико. Заданные проектом габариты и пропорции помещений, размеры и места размещения оконных и дверных проемов, расположение перегородок, встроенных шкафов, места размещения сантехнического и кухонного оборудования, открытых пространств – балконов, лоджий – существенно определяют реальный жизненный процесс семьи в квартире и возможности незначительных изменений проектно-строительных решений. Единственной возможностью адаптации квартиры к изменению жизненных функций в современных условиях – предусмотренная в начальной концепции проекта возможность перепланировки и трансформации пространства. Для повышения трансформативности внутреннего пространства квартиры целесообразно укрупнять и рационально размещать "неизменяемые жесткие" элементы квартиры – санитарно-технические узлы, ванную, кухонный блок, освобождая остальную часть плана для гибких планировочных элементов – жилых комнат, кладовых, коммуникационных зон.

Позиция авторов настоящей работы – гибкая планировка жилой ячейки является обязательным, но недостаточным приемом создания комфортабельного жилища. Опти-

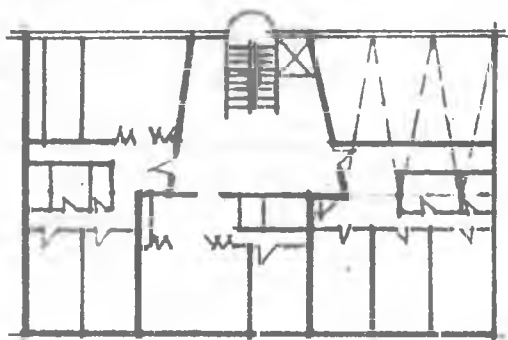


РИС. 1. ТИПЫ ПЛАНИРОВОЧНЫХ СТРУКТУР ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

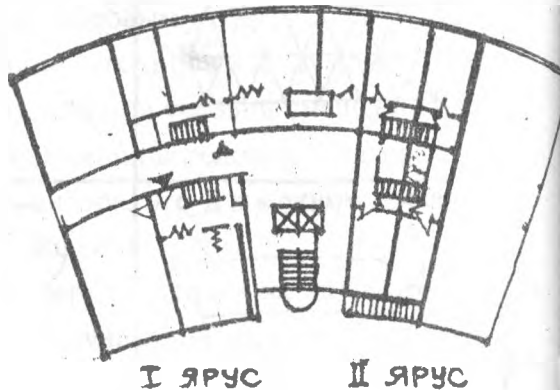
ПЛАНИРОВОЧНАЯ СТРУКТУРА	ПЛАНИРОВОЧНЫЕ СХЕМЫ ЗДАНИЙ
<p>ПРЯМОУГОЛЬНАЯ</p> 	
<p>КРИВОЛИНЕЙНАЯ</p> 	
<p>КРУГЛАЯ</p> 	
<p>ШЕСТИГРАННАЯ</p> 	
<p>ПРЯМОУГОЛЬНАЯ РОМБИЧЕСКАЯ</p> 	
<p>ТРАПЕЦИЕВИДНАЯ</p> 	
<p>СЛОЖНАЯ</p> 	
<p>КРИВОЛИНЕЙНЫЕ ВСТАВКИ</p> 	

**Рис. 2** ФОРМООБРАЗОВАНИЕ СЕКЦИЙ И ЖИЛЫХ ДОМОВ РАЗЛИЧНОГО ТИПА НА ОСНОВЕ ПРИМЕНЕНИЯ ТРЕУГОЛЬНОЙ ПЛИТЫ

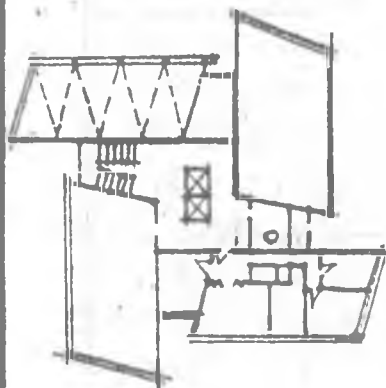
РЯДОВАЯ СЕКЦИЯ



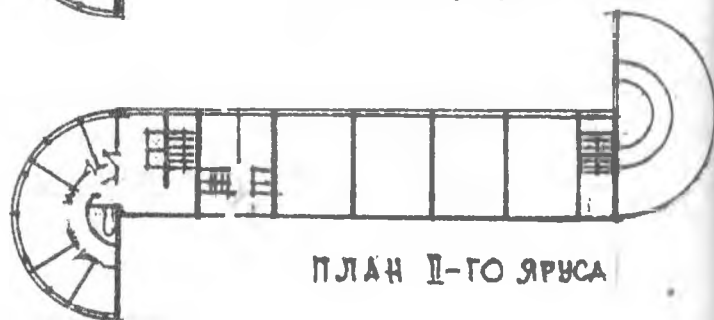
КОРИДОРНЫЙ



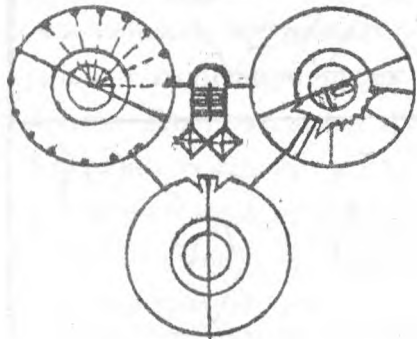
ОДНОСЕКЦИОННЫЙ



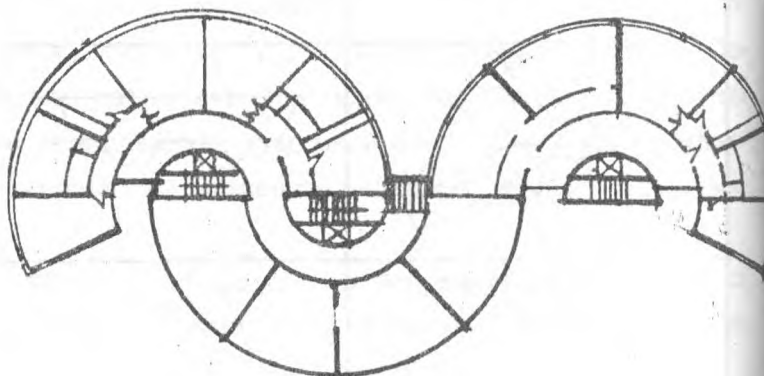
ГЯЛЕРЕЙНЫЙ



ОДНОСЕКЦИОННЫЙ



КОРИДОРНО - СЕКЦИОННЫЙ



мальное адаптационное решение жилого дома может быть достигнуто только при условии формирования динамичной объемно-планировочной структуры всего здания в целом. Уже на проектной стадии жилого дома должны быть приняты такие архитектурные, конструктивные и другие инженерные решения, которые обеспечат максимальную вариабельность и трансформативность жилища как по горизонтали, так и по вертикали.

Композиции многоэтажных жилых домов, формообразование которых основано на применении каркасной системы с применением треугольных плит перекрытий, в пространственной среде города складывается в особую гармоническую систему. В архитектурных ансамблях массовой жилой застройки всегда использовали здания неординарной формы, которые служили акцентами композиции и снимали в некоторой степени зрительное напряжение, возникающее при восприятии однообразной архитектуры типовых зданий. Использование предлагаемой конструктивной системы дает возможность получения богатых пластичных решений фасадов: выступов, западов, эркеров разной формы в объеме здания на любых отметках.

В целях получения пластического рисунка объемов, членящих фасад жилого дома в предлагаемой конструктивной схеме возможно использование поэтажного изменения планировочных решений секций с перекомпановкой квартир и комнат за счет применения принципов гибкой планировки. Объем здания может получать пластическое решение, при котором появляются ступенчатые этажи и террасное завершение. Кроме того, для получения выразительного облика возможно обнажение каркаса в отдельных частях здания, например на первом этаже, на террасном завершении и т.д., прием, который уже нашел применение в зарубежной практике жилищного строительства.

Начатое исследование дает наглядное представление о широких потенциальных возможностях каркаса с применением треугольной плиты перекрытия, о большой вариабельности архитектурно-планировочных решений на его основе, о новых путях в структурной организации жилых зданий.

## Литература

1. Сборный железобетонный каркас многоэтажного здания/ Г.П.Пастушков, А.В.Зушик, Д.И.Згировский, С.Г.Смирнов// Бетон и железобетон – 1988, № 8, стр.4–5.
2. Пастушков Г.П. Новые конструктивные решения сборных каркасов многоэтажных зданий// Сб. научн. трудов: Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь – Мн.: БГПА, 1996, стр.12–17.
3. Серия 1.420.1–29. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий с применением треугольных плит и центрифугированных колонн вып. 0...4/ Белпромпроект, БГПА – Минский филиал ЦИТЦ, 1991.
4. Разработка новых конструктивных решений каркасных жилых зданий со свободной планировкой// Отчет о НИР/ БГПА, № 95–41, Минск, 1995, с. 42.

## О НЕКОТОРЫХ АСПЕКТАХ ПРИМЕНЕНИЯ БИТУМНЫХ КАТИОННЫХ ЭМУЛЬСИЙ В БЕЛАРУСИ

*Петухов И.Н., Радьков Н.В., Ковалев Я.Н.*

БГПА, г.Минск

Горячий способ работ при строительстве асфальтобетонных покрытий вот уже в течение многих десятков лет является единственным способом, широко внедрившимся в практику в странах СНГ. Остальные способы (применение разжиженных битумов и битумных эмульсий) имеют незначительное распространение.

Причин тому несколько. Горячий способ работ широко механизирован – имеется хорошее оборудование для приготовления смесей и их укладки, что обеспечивает качество работ. Конструктивный слой, построенный горячим способом, сразу после устройства имеет расчетные параметры и по нему может быть открыто движение. Конструктивные слои, построенные с применением эмульсий, отличаются наличием так называемого периода формирования.

Однако, в последнее время в связи с острым энергетическим кризисом и экологическими проблемами вновь большой интерес представляют холодные способы приготовления смесей для строительства и ремонта дорожных покрытий, где в качестве вяжущего материала, не содержащего вредных веществ, используются битумные эмульсии.

Упомянутая технология холодного приготовления предлагает проектировщикам широкую гамму решений, от закрепления грунта для нижних слоев до производства материалов для верхних слоев покрытия. Это дает возможность использовать гибкие технологии, сочетающие имеющиеся в наличии материалы и технику.

Битумные эмульсии используются для: подгрунтовки, поверхностной обработки, ямочного ремонта, устройства тонких защитных слоев, производства эмульсионно-минеральных смесей (ЭМС) различных видов и др.

ЭМС имеют ряд преимуществ перед традиционным горячим способом получения битумо-минеральных смесей, среди которых:

- экономия битума за счет малой вязкости эмульсии, хорошей смачиваемости и обволакивания минерального материала;
- приготовление и укладка смесей может выполняться при неблагоприятных погодноклиматических условиях, что позволяет продлить строительный сезон;
- не требуется просушка и нагрев минерального материала, допускается использование влажных минеральных материалов, за счет чего достигается экономия энергоресурсов;
- возможность широкого использования мобильного оборудования и производить выпуск непосредственно на месте строительства;
- резко снижаются транспортные расходы на перевозку материалов.

Следует отметить, что начиная с 60-х годов во всем мире отошли от доктрины ямочного ремонта по мере возникновения дефектов, а перешли к индустриально дешевой профилактической защите верхних слоев покрытий. Смысл профилактической защиты сводится к восстановлению водонепроницаемости верхнего слоя путем сплошного распределения по поверхности малых доз вяжущего с одновременным улучшением сцепных свойств покрытий. Необходимость снижения нормы расхода вяжущих и удешевления профилактики потребовала использовать в этой технологии вяжущего в эмульгированном виде.

В результате использования битумных эмульсий для создания тонких профилактических слоев норма расхода вяжущего против горячего асфальтобетона сократилась в 8-10 раз, а против поверхностных обработок на горячем битуме – на 35-40 % при одновременном повышении транспортно-эксплуатационных качеств покрытий.

Благодаря активной работе химической промышленности по синтезу высококачественных жирных аминов, производимых фирмами "Армак" (США), "Арап Хесс" (Великобритания), "Сезко Шеми" (Голландия), СЭКА (Франция), "Хехст" (ФРГ), у строителей дорог появилась технологическая возможность создать медленно распадающиеся катионные эмульсии. Это послужило базой для разработки и применения в США, а затем в других странах мира принципиально новых технологий для устройства жестких профилактических слоев – так называемых "Сларри Сил" (США) или холодный микроасфальт (Франция).

Экономичность, индивидуальность, высокая производительность и выдающиеся технологические и технико-эксплуатационные свойства холодного микроасфальта позволили ему стать одной из самых массовых технологий для защиты дорожных покрытий от воздействия влаги и движущейся нагрузки.

Особого успеха по применению катионных битумных эмульсий и профилактических слоев на их основе добились французские дорожные компании: "Колас", "СКРЕТ РУТ", "Этен Лефевр".

Сегодня французские дорожные компании используют 30 % битума в эмульсионном виде при производстве смесей и более 51 % – при устройстве профилактических слоев.

Необходимо отметить особую роль французской строительной компании "СКРЕТ РУТ", которая является разработчиком и мировым лидером в специальных типах холодного микроасфальта для городских улиц ("Регесил") и скоростных дорог ("Силгам").

Кроме решения энергетической проблемы, применение битумных эмульсий даст возможность частично решить проблему защиты окружающей среды.

Вопросам разработки составов и технологии получения и применения битумных эмульсий посвятили свои работы многие отечественные исследователи.

Однако, несмотря на большой объем проведенных исследований битумные эмульсии в бывшем СССР не нашли широкого применения. Это объясняется отсутствием серийного оборудования для приготовления битумных эмульсий и специально выпускаемых эмульгаторов (используемые являются либо отходами промышленности, не имеющие стабильных свойств, либо промышленными продуктами, предназначенными для других целей).

Нами исследованы возможности использования различных эмульгаторов для производства дорожных эмульсий: Технической смеси алифатических аминов  $C_{17}-C_{20}$ , кубовых остатков при производстве аминов  $C_{17}-C_{20}$ , первичных дистиллированных аминов  $C_{17}-C_{20}$  производства АО "Азот" г.Березняки, эмульгаторов на основе аминоксодержащих соединений, представленных РНЦПХ г.Санкт-Петербург, окиси амина (эмульгатор синтезирован в лаборатории АОСТ "Синтез" г.Москва), катионоактивных эмульгаторов различного строения, синтезированных в ИОНХ Академии Наук РБ, эмульгаторов "Режимин-4" и "Режимин-30" (производство Франции). Установлено, что наибольший положительный эффект достигается при пользовании французскими эмульгаторами.

Эмульсии на отечественных эмульгаторах уступают зарубежным образцам как по скорости формирования, так и по водостойкости пленки из эмульсии.

Стоимость 1 кг октадециламина (г.Долгопрудный Московской области) для дистиллированных первичных аминов (г.Березняки Пермской области) составила порядка 3-х долларов США, а стоимость зарубежных эмульгаторов – 2÷5 долларов США за 1 кг. Учитывая более высокое качество зарубежных эмульгаторов, целесообразно в настоящее время применять для производства дорожных эмульсий в республике зарубежные эмульгаторы, которым в перспективе необходимо искать отечественные аналоги.

На следующем этапе научно-исследовательских работ намечено проверить изменение свойств битумных эмульсий путем активизации их компонентов (воды, аминов, соляной кислоты) в аппарате вихревого тока, в установке по электрогидравлической обработке веществ, а также путем введения различных модификаций добавок (различного типа полимеров).

# КОНСТРУКТИВНАЯ СИСТЕМА МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С ПЛОСКИМИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ

*Потерицук В.А. НИПТИС, г. Минск*

*Пецольд Т.М., Пастушков Г.П. БГПА, г. Минск*

*Тур В.В. БПИ, г. Брест*

В массовом строительстве жилых и общественных зданий за рубежом широкое распространение за последнее десятилетие получили каркасные конструктивные системы с использованием как сборного, так и монолитного железобетона.

Известна система ИМС (Югославия), основанная на применении сборно-монолитной каркасной системы с предварительно напрягаемой в построечных условиях канатной арматуры, проходящей через колонны.

Широкое распространение каркасные системы также получили в США, Канаде, Великобритании, Японии, Австрии, Швеции и в других странах.

Распространение каркаса для строительства зданий различного назначения обуславливается теми преимуществами, которыми обладает эта конструктивная система:

- существенное снижение расхода бетона и массы здания по сравнению с бескаркасной крупнопанельной системой при узком шаге внутренних поперечных стен;
- возможность большего разнообразия объемно-планировочных решений и реализации "гибкой планировки", а также лучших условий для модернизации и перепланировки;
- применение единой конструктивной системы для строительства жилых и общественных зданий, что позволяет во много раз снизить суммарную номенклатуру изделий;
- возможность рационального использования первых этажей жилых многоэтажных зданий для размещения в них помещений социально-бытового назначения практически без дополнительных затрат, характерных для КПД;
- возможность решения навесных наружных стен в самых различных вариантах как по конструкции и материалам, так и внешнему виду, что создает разнообразие архитектурных решений фасадов;
- реальный переход к открытой системе типизации по принципу "от изделия к проекту", что позволяет исключить известные в этом смысле недостатки КПД;
- более эффективным направлением является безригельный каркас, т.е. каркас с плоскими перекрытиями, позволяющими свободно расставлять в плане перегородки.

Усовершенствованный каркас с плоскими сборно-монолитными перекрытиями состоит из следующих основных конструктивных элементов:

- колонны со сквозными отверстиями в уровне перекрытий для пропуска горизонтальной арматуры монолитных железобетонных ригелей;
- сборных многопустотных предварительно напряженных плит перекрытия;

- монолитных железобетонных ригелей, размещенных взаимоперпендикулярно в створе колонн.

Плиты перекрытия размещаются в ячейке со строительным подъемом 15 мм; такой же подъем имеет поперечный ригель, на который эти плиты опираются и передают вертикальную нагрузку. Кроме того, многопустотные плиты перекрытия имеют строительный подъем от преднапряжения рабочей арматуры. Таким образом, создается вспашенная ячейка диска каркаса, оконтуренная монолитными железобетонными ригелями.

При загрузке перекрытия создаются распорные усилия на весь контур, т.е. частично заменяется преднапряжение, характерное для югославской системы ИМС.

В усовершенствованном каркасе предусмотрены следующие новшества:

- плиты перекрытия по своим торцам имеют обратные скосы, создающие опорную площадку при сопряжении с монолитными поперечными ригелями;
- рабочая арматура плит перекрытия выступает за их габариты и, входя в монолитные поперечные ригели, обеспечивает надежную анкеровку,
- по верхней плоскости плит перекрытия у их торцов над каждой плитой предусмотрены шпонки, обеспечивающие надежность совместной работы сжатой зоны монолитного ригеля и верхней полки плит перекрытия.

Таким образом, усовершенствованный каркас с плоскими сборно-монолитными перекрытиями сохраняет преимущества своего предшественника и становится более надежным при работе на силовые воздействия.

Сборные изделия каркаса изготавливаются на заводах ЖБК в существующих формах с частичной дооснасткой (колонны, плиты перекрытия).

В настоящее время на основе усовершенствованного каркаса с плоскими сборно-монолитными перекрытиями запроектирован экспериментальный 9-этажный 3-х секционный жилой дом для строительства в г.Минске (НИПТИС, Белпроект, БГПА).

В составе данной темы методом математического моделирования выполнено исследование напряженно-деформированного состояния элементов каркаса с учетом пространственной работы. Кроме того, в Брестском политехническом институте выполнено испытание двух фрагментов каркаса в масштабе 1:4. В настоящее время подготавливается полномасштабный фрагмент каркаса размером 6×12 м для испытания в БГПА. Выполненный комплекс расчетов на ЭВМ и испытание фрагментов выявило ряд интересных зависимостей в распределении усилий между конструктивными элементами каркаса, что позволяет более точно и рационально выполнять армирование сборных плит перекрытия и монолитных ригелей.

Испытание вышеуказанного фрагмента позволит уточнить выявленные закономерности, ввести при необходимости коэффициенты условий работы.

Таким образом, будет создана методика расчета усовершенствованного каркаса с плоскими сборно-монолитными перекрытиями с учетом пространственной работы.



Следует отметить, что научно-исследовательские и проектные работы ведутся по классической схеме: математическая модель (гипотеза) – эксперимент – общие выводы и методика расчета.

Наряду с повышением надежности работы основных элементов каркаса по завершению комплекса научно-исследовательских и проектных работ ставится задача снижения расхода арматурной стали по основным несущим конструкциям.

Существенным резервом по снижению металлоемкости является применение предварительно-напряженных монолитных ригелей по контуру ячеек перекрытий за счет преднапрягаемой арматуры или напрягающего бетона. Применение последнего варианта при испытаниях моделей в масштабе 1:4 позволило на 35.4 % повысить трещиностойкость и на 88.7 % жесткость основных несущих монолитных ригелей.

В экспериментальном проекте 9-ти этажного жилого дома на основе усовершенствованного каркаса получены показатели расхода стали 22.65 кг/м<sup>2</sup> общей площади, что соответствует уровню расхода стали в основных сериях крупнопанельных жилых домов с узким шагом внутренних поперечных стен.

## Литература

1. Экспериментальный 4-х этажный жилой дом на основе безригельного каркаса в микрорайоне Малиновка 6 (по генплану № 17) в г. Минске. Объект института АО "Белпроект" 67.91.
2. Вигдорчик Р.И., Потерщук В.А. и др. Новая конструктивная система жилых домов. "Архитектура и строительство Белоруссии", № 3, 1992 г.
3. Мордич А.И., Потерщук В.А. и др. Результаты разработки эффективных конструктивных систем жилых и общественных зданий. "Архитектура и строительство Белоруссии", № 2, 1993 г.

## КРЕПЛЕНИЕ С ПОМОЩЬЮ РАСПОРНЫХ ДЮБЕЛЕЙ РАЗЛИЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ К ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

*Рак Н. А., Щербак С. Б.*

Белорусская государственная политехническая академия

Применение распорных строительно-монтажных дюбелей в узлах крепления сборных элементов и инженерных коммуникаций к несущим железобетонным конструкциям позволяет сократить объем сварочных работ, повысить точность монтажа, а также снизить себестоимость и трудоемкость изготовления сборных железобетонных элементов за счет уменьшения количества закладных деталей.

Эффективный способ крепления с использованием распорных дюбелей позволяет надежно закрепить новые конструктивные элементы к существующему железобетонному каркасу, обеспечивая при этом значительную экономию стали, сокращение объема сварочных работ, возможность выполнения креплений «по месту». Кроме того, при необходимости соединения на дюбелях могут быть легко разобраны и демонтированы.

Для комплексной оценки деформативности и прочности дюбельного крепления в Белорусской государственной политехнической академии были проведены испытания опытных образцов сопряжения стального опорного столика с железобетонной колонной.

Опытные образцы колонн были изготовлены на заводе «Минскжелезобетон». Процессы формовки колонн, уплотнения бетонной смеси на вибростенде и последующей термической обработки изделий в пропарочной камере соответствовали традиционной технологии, используемой при массовом производстве аналогичных конструкций. Колонны армировались пространственными каркасами из арматурной стали класса А-III.

Сварные опорные столики были изготовлены в заводских условиях из прокатной стали марки СтЗпс5. Для опорной и крепежной пластин столика использовался стальной лист толщиной  $\delta = 12$  мм, а для ребра – 10 мм.

Для крепления столиков к колонне использовались дюбели длиной 80, 120, 160 и 200 мм с номинальным диаметром резьбы, равным 20 мм, и внешним диаметром 25 мм (рис. 1).

Заделка дюбелей в колонну выполнялась в следующем порядке:

- разметка положения первого дюбеля и бурение отверстия на требуемую глубину;
- продувка отверстия сжатым воздухом и очистка стенок отверстия от пылевидного наслоения;
- забивка и расклинивание дюбеля в бетоне.

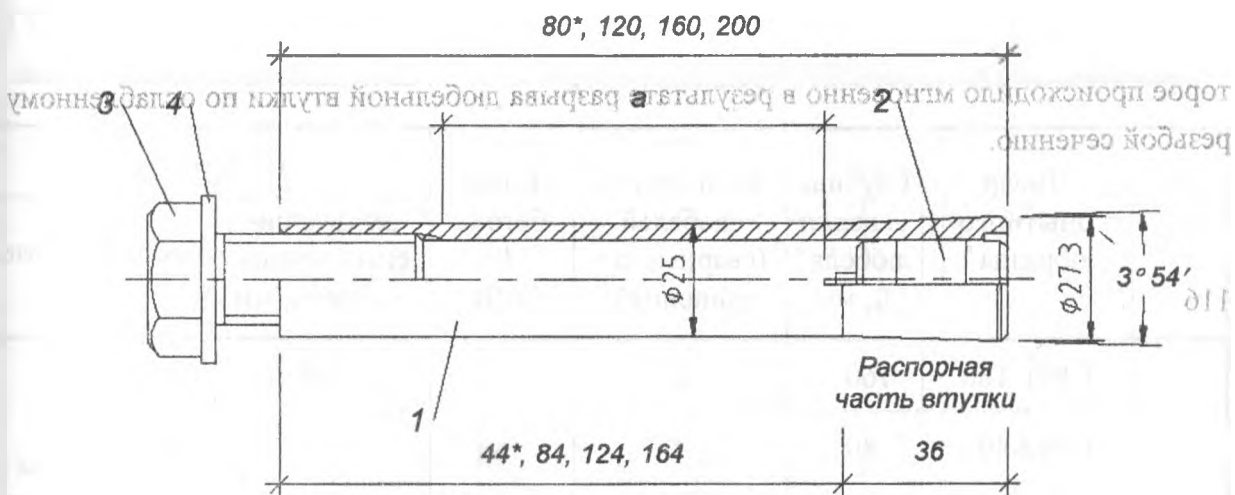


Рис. 1. Дюбельное крепление в сборе:

1 — распорная втулка; 2 — конический элемент в рабочем положении; 3 — крепежный болт М20; 4 — шайба. Размеры со звездочкой «\*» соответствуют стандартной втулке по ГОСТ 27320—87. Предлагаемые дюбели отличаются только величиной размера «а»

После этого столик устанавливался в проектное положение и фиксировался с помощью болта, завинченного в первый дюбель. Через отверстия в крепежной пластине столика с помощью перфоратора намечалось положение оставшихся трех дюбелей, устанавливаемых далее по приведенной выше технологии.

Окончательно столик закреплялся путем затяжки болтов в дюбелях до значения крутящего момента, равного 170..180 Н·м.

Основные параметры опытных образцов приведены в табл. 1.

Отверстия в опытных колоннах на глубину заделки дюбелей бурились электроперфоратором ударно-вращательного действия с величиной энергии удара 2.15 Дж. Дюбели забивались и расклинивались в бетоне при помощи специального инструмента.

Для контроля величины сдвига столика  $D_{sh}$  по направлению действия нагрузки  $N$  и перемещений верха крепежных болтов использовались индикаторы часового типа с ценой деления 0.01 и 0.002 мм.

Нагрузка на опытный образец прикладывалась ступенями величиной 1..2 тс с помощью системы из двух гидравлических домкратов мощностью  $2 \times 25$  тс.

В процессе испытаний установлено, что нарастание деформаций сдвига узла происходит нелинейно, достигая максимума при разрушении. Однако при расчетной нагрузке  $N = 10$  тс абсолютная величина сдвига не превышала 1/150 вылета консоли опорного столика.

Разрушение опытных образцов происходило по двум характерным схемам (табл. 2).

Параметры опытных образцов крепления опорного столика к железобетонной колонне

№ исп.	Шифр опытного образца <sup>a</sup>	Глубина заделки дюбеля <sup>b</sup> $l_a$ , мм	Количество дюбелей (сварных соединений) <sup>c</sup>	Класс бетона $B$ , МПа	Нагрузка ° N	
					эксцентриситет приложения $e_N$ , мм	место приложения
1	C5S1-160	160	4	17.5	149	Внутренняя сторона опорной пластины столика
2	C5S2-80	80	4		150	
3	C5S3-120	120	4		153	
4	C5S4-200	200	4		149	
5	C3S5-200	200	4	40	149	Внешняя сторона опорной пластины столика
6	C3S6-160	160	2		115	
7	C3S7-160	150	2		115	
8	C3S8w-160	160	2 (2)		115	
9	C3S9w-160	150	2 (2)		115	

<sup>a</sup> Первые два символа соответствуют шифру опытной колонны; S — условное обозначение опорного столика; следующее число — номер испытываемого столика; необязательная буква «w» указывает на комбинированный способ крепления столика с использованием двух дюбелей и двух стальных пластин (8×60 мм), приваренных к продольной арматуре колонны; после тире указана полная длина крепежных дюбелей в мм

<sup>b</sup> Способы установки дюбелей показаны на рис. 2

<sup>c</sup> Способы крепления столика и схемы нагружения приведены на рис. 3

В первом случае разрушение наступало вследствие проскальзывания дюбелей из-за нарушения анкеровки дюбельной втулки в бетоне. В образцах C5S1—160 и C5S3—120 нарушение анкеровки объясняется тем, что распорная часть дюбелей (рис.1) располагалась на конце сквозного отверстия в колонне.

Во втором случае при глубине заделке дюбеля  $\geq 120$  мм обеспечивалась его надежная анкеровка в толще бетона. Это качественно изменило характер разрушения, которое происходило мгновенно в результате разрыва дюбельной втулки по ослабленному резьбой сечению.

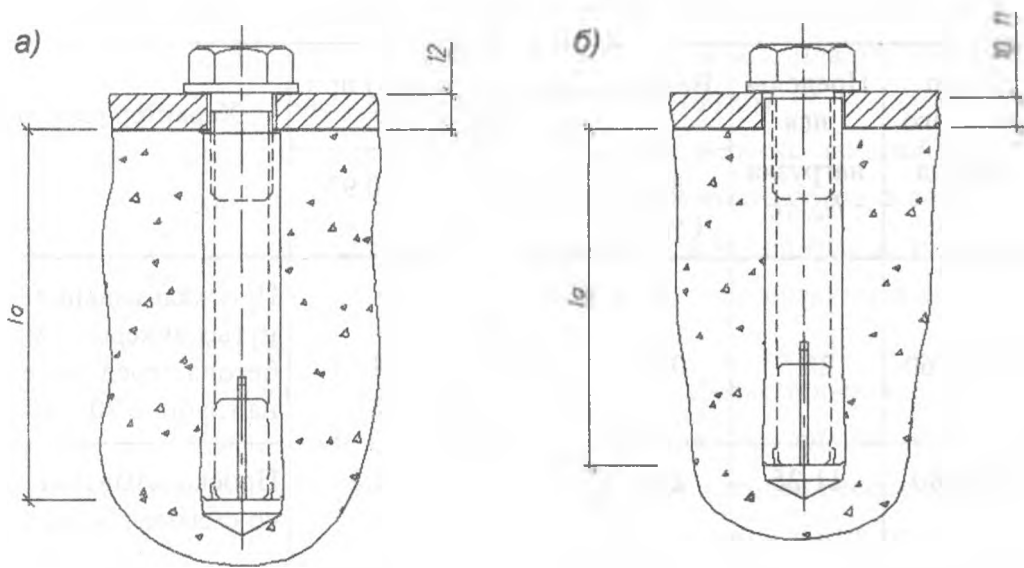


Рис. 2. Установка дюбеля в бетоне:

а — стандартная (верх дюбелевой втулки заглублен в бетон на 1...2 мм); б — предлагаемая (дюбелевая втулка выведена из бетона на 10...11 мм)

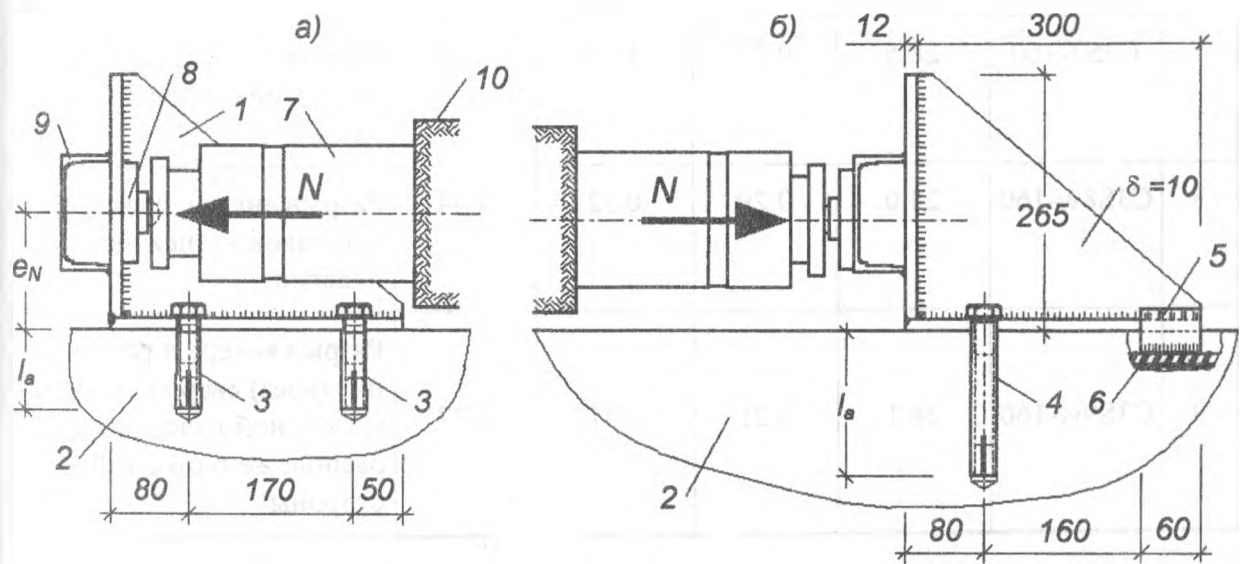


Рис. 3. Схемы испытания:

а — опытного образца сопряжения столика (1) и колонны (2) на распорных дюбелях (3); б — опытного образца столика для усиления консолей колонн; 4 — удлиненный дюбель, выпущенный за грань колонны; 5 — пластина, приваренная к вскрытой продольной арматуре (6) колонны и к опорному столику; 7 — домкрат; 8 — сферическая опора; 9 — швеллер, приваренный к опорной пластине столика для обеспечения ее жесткости при испытаниях; 10 — горизонтальный силовой упор

Результаты испытаний опытных образцов узла крепления

№ исп.	Шифр опытного образца	Предель- ная нагрузка $N_u$ , тс	Величина сдвига $\Delta_{cb}$ (мм) при нагрузке $N$			Характер разрушения
			8 тс ( $\gamma_f > 1$ )	12 тс ( $C = 1.5$ )	$\approx 0.9N_u$	
1	C5S1-160	25.5	0.33	0.99	4.54	Проскальзывание растянутых анкеров, смятие бетона перед дюбелями на глубине 20...25 мм
2	C5S2-80	11.25	2.49	—	5.79	Проскальзывание анкеров со смятием бетона
3	C5S3-120	24.0	0.31	1.47	8.82	См. испытание № 1
4	C5S4-200	26.5	0.10	0.45	5.02	Разрыв растянутого анкера по ослабленному резьбой сечению на уровне низа крепежного болта
5	C3S5-200	26.2	0.12	0.34	4.19	То же
6	C3S6-160	17.2	1.60	2.29	4.76	Срез крепежного болта
7	C3S7-160	28.5	0.75	1.52	2.98	Разрыв анкера, скалывание бетона перед дюбелями
8	C3S8w-160	24.0	0.29	0.52	4.44	Разрыв анкера, срез сварных швов крепежных пластин
9	C3S9w-160	28.1	0.21	0.41	2.77	Разрыв анкера и разрушение (срез) сварного шва крепежной пластины, расположенной с той же стороны

Экспериментальные исследования показали, что разработанное конструктивное решение узла крепления на распорных дюбелях обеспечивает надежное восприятие расчетной статической нагрузки величиной  $\leq 10$  тс при коэффициенте запаса  $C$  не менее 2.5. По мере накопления экспериментальных результатов и опыта эксплуатации исследуемых узлов величина расчетной нагрузки может быть уточнена в сторону увеличения.

Установлено, что при заделке дюбеля с номинальным диаметром резьбы 20 мм в бетоне на глубину не менее 120 мм обеспечивается его надежная анкеровка. В случае анкеровки дюбеля в бетоне класса В30 и выше оптимальная длина заделки может составлять 120..130 мм, а в бетоне класса менее В30 – 150..160 мм.

Результаты испытаний свидетельствуют, что при выпуске дюбелей за грань колонны на 10..11 мм исключается возможность среза крепежного болта, а величина сдвига опорного столика  $D_{\text{д}}$  снижается в 1.5÷2 раза. При этом крепежная пластина столика служит шаблоном для бурения отверстий в бетоне, что упрощает процесс установки опорного столика и повышает точность монтажа.

Результаты исследований использованы при разработке проекта усиления несущих конструкций каркаса многоэтажного здания лабораторного корпуса НПО «Комплекс» в г. Минске. Допущенная при монтаже существенная несоосность сборных элементов привела к возникновению в консолях колонн значительных по величине крутящих моментов. В этом случае требовалось не только обеспечить восприятие дополнительных усилий, но и гарантировать надежное включение конструкции усиления в совместную работу с консолью. Для этого необходимо было применить конструкцию усиления, имеющую жесткость на сдвиг, сопоставимую с жесткостью самой консоли. Все эти условия не возможно выполнить при использовании традиционных способов усиления консолей. В связи с этим было решено усилить консоли колонн при помощи столиков, закрепленных распорными дюбелями в теле колонны. Выполненное усиление обеспечило необходимую несущую способность и деформативность консолей при минимальных затратах материалов и снижении трудоемкости работ в стесненных условиях возведенного каркаса.

## ВОЗМОЖНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАЗДЕЛА "РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ" ПРОЕКТА НОРМ "БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ"

*Рочняк О.А.БПИ, г.Брест*

В Беларуси начаты работы по составлению норм и правил "Бетонные и железобетонные конструкции"\* (здесь и далее по тексту используется условное обозначение СНБ 2.06.01).

СНБ 2.06.01 должен содержать, на наш взгляд, основные требования к бетонным и железобетонным конструкциям, которые обеспечат их нормальное функционирование в течение установленного срока службы сооружения. Эти положения должны основываться на современных достижениях отечественной и зарубежных школ железобетона, быть приближенными к рекомендациям Eurocode-2.

Одним из наиболее сложных является расчет железобетонных конструкций при действии поперечных сил.

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой для обеспечения прочности по наклонной трещине по СНиП 2.03.01-84, как известно, производится методом, использующим модель наклонного сечения. Образование опасной наклонной трещины (ОНТ) предполагается на растянутой грани элемента, последующее ее развитие происходит по траектории главного сжатия. Сопротивление действию поперечной силе оказывает бетон ( $Q_b$ ) над концом ОНТ, поперечная ( $Q_{sw}$ ) и отогнутая ( $Q_{s,im}$ ) арматура. Следует отметить, что расчетная схема определена по результатам испытаний однопролетных балок с эпюрой изгибающих моментов одного знака.

Проект СНиП 51-01 устанавливает, что расчеты при действии поперечных сил по прочности, образованию и раскрытию трещин и деформациям производятся на основе модели наклонного сечения, расчетная схема которого приведена на рис. 1; при этом исчерпание прочности происходит при достижении предельных усилий в сжатом бетоне над наклонной трещиной и между наклонными трещинами с учетом плоского напряженного состояния, а также в поперечной и продольной арматуре ("нагельный эффект" –  $Q_s$ ), пересекающей наклонную трещину.

---

\* В России первый вариант проекта СНиП 51-01 "Бетонные и железобетонные конструкции" составлен. Проект разработан и внесен научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона "НИИЖБ" Минстроя России, Акционерным обществом открытого типа "Научно-исследовательский институт транспортного строительства (АО ЦНИИС), Российским акционерным обществом энергетики и электрофикации АО "ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева".



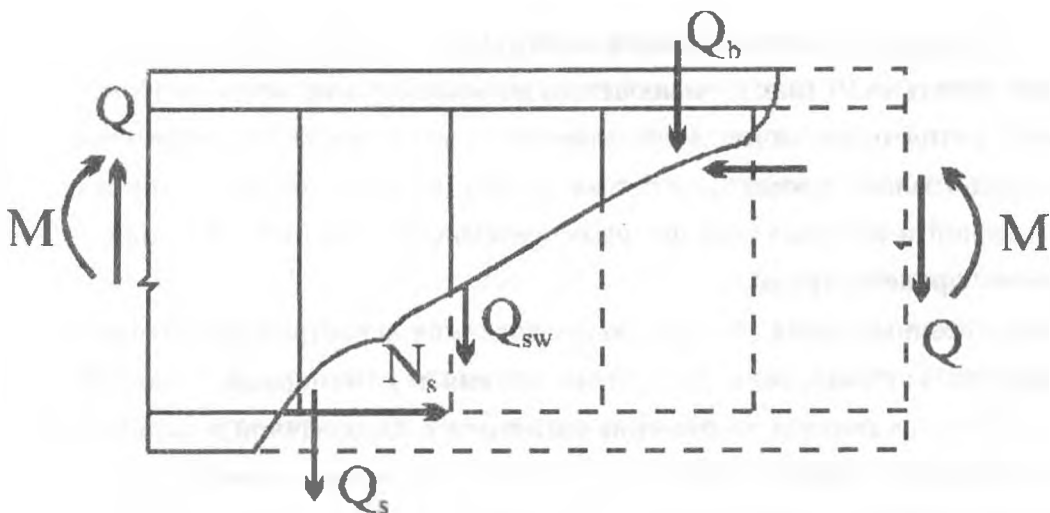


Рис. 1

Расчетная модель наклонного сечения, на наш взгляд, является основной для статически определимых балок с однозначной эпюрой изгибающих моментов. Подлежит обсуждению вопрос о включении в уравнение равновесия начальной силы  $-Q_s$ . Экспериментальные данные свидетельствуют, что при "вращательном" движении двух разделенных наклонных трещин частей балки "нагельный эффект" проявляется слабо, при "сдвиговом" перемещении  $Q_s$  может достигать значительных величин (а в элементах без поперечного армирования "нагельный эффект" является в ряде случаев единственным фактором, оказывающим сопротивление действию поперечных сил). Решение данного вопроса может быть таким. При значительных "пролетах среза" ( $a/h_0 \geq 2$ ),  $Q_s$  не следует учитывать, так как при этом наиболее вероятно вращательное перемещение двух блоков балки; если  $a/h_0 < 2$ , в этом случае (как правило, имеет место сдвиговая форма перемещения блоков балки)  $Q_s$  отлично от нуля; величину  $Q_s$  возможно определить, рассматривая продольный арматурный стержень, как балку на упруго-пластическом основании (бетоне). Для обеспечения проявления  $Q_s$  в СНБ 2.06.01 необходимо отразить конструктивные мероприятия, способствующие этому.

Работа приопорных зон балок при наличии изгибающих моментов разного знака существенным образом отличается от вышеописанной расчетной модели.

Результаты исследований свидетельствуют, в частности, о том, что могут иметь условия для быстрого распространения ОНТ, приводящие к преждевременному разрушению элемента. К числу факторов, оказывающих влияние на формирование таких условий, следует отнести соотношение между максимальными значениями изгибающего момента и поперечной силы. В элементах с однозначной эпюрой  $M$  (треугольной при загрузении одним либо двумя грузами), при постоянной величине  $Q$ , моменты изменяются от нуля на опоре до максимального значения в сечении под грузом; таким образом, при существовании в приопорной зоне определенного соотношения  $M/Q_b$ , вся нижняя арматура расположена в растянутой зоне, а верхняя – в сжатой.

В элементах с разнозначной эпюрой моментов на участке с постоянной по величине и знаку  $Q$  могут действовать разные по величине и знаку моменты. Например, мо-

мент может изменяться от максимума под грузом до нуля в точке в средней части участка, далее менять свой знак и уменьшаться до минимума на опоре, в этом случае между опорой и грузом имеются по две растянутые и сжатые зоны. Это определяет различную ориентацию главных площадок в бетоне на участке между опорой и грузом в элементах с однозначной и разнозначной эпюрами изгибающих моментов при одинаковых относительных "пролетах среза".

Изложенные выше обстоятельства являются некоторой иллюстрацией к отличиям в характере образования и развития трещин в приопорных зонах, формировании ОНТ, в целом механизмах разрушения элементов с однозначной и разнозначной эпюрами изгибающих моментов. По этим причинам расчетная схема наклонного сечения, приведенная на рис. 1, повидимому, не может быть использована для оценки сопротивления действию поперечных сил, приопорных зон элементов с разнозначной эпюрой моментов.

Для расчета таких элементов следует рассмотреть возможность применения "ферменной аналогии". Результаты экспериментально-теоретических исследований железобетонных статически неопределимых неразрезных балок, выполненных в НИИЖБе, Строительном институте Штутгартского университета, БПИ и др. подтверждают приемлимость использования схемы фермы для расчета на действие поперечных сил балок с разнозначной эпюрой моментов. Практика, однако, свидетельствует о значительной трудоемкости таких расчетов. Проект СНиП 51-01 читает, что расчеты железобетонных конструкций при действии поперечных сил могут производиться на основе стержневой модели, включающей сжатые и растянутые пояса, соединенные между собой сжатыми и растянутыми раскосами (схема усилий представлена на рис. 2).

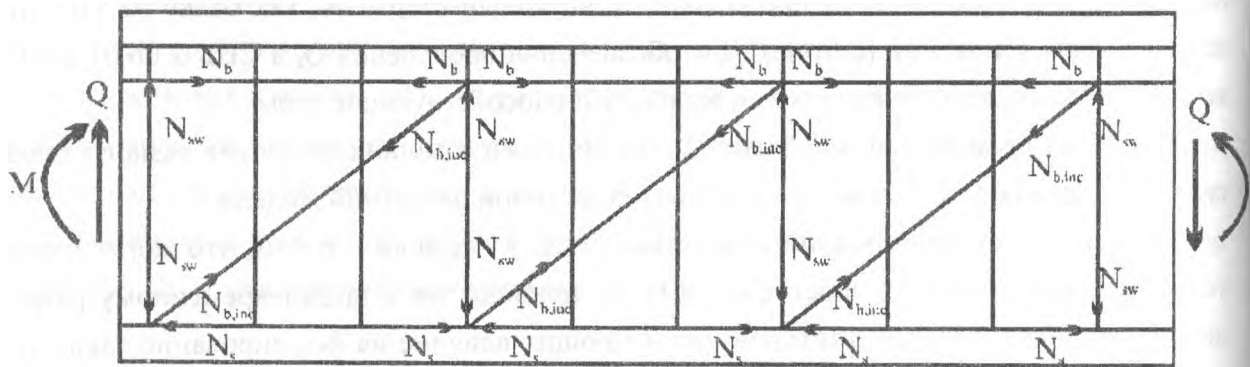


Рис. 2.

По вышеизложенным причинам данная схема, на наш взгляд, приемлема для расчета элементов с разнозначной эпюрой  $M$ . Включение "ферменной аналогии" в СНБ 2.06.01 будет способствовать сближению положений отечественных нормативных документов и Eurocode-2.

Следует все же отметить, что "ферменная аналогия", не принимая во внимание зависимость несущей способности железобетонного элемента от целого ряда факторов, в том числе и от сцепления арматуры с бетоном, определяет одно из возможных состояний равновесия, а расчет элементов с однозначной эпюрой моментов по этой расчетной схеме приводит к завышению количества поперечной арматуры.

В проект норм, на наш взгляд, следует включить также рекомендации по расчетной оценке сопротивления приопорных зон элементов, обладающих отличительными конструктивными особенностями (железобетонные изгибаемые элементы без сцепления продольной рабочей арматуры с бетоном; короткие балки  $e/h < 4$  и др.).

Например использование модели сечений для элементов без сцепления арматуры с бетоном не дает какого-либо удовлетворительного согласования с данными экспериментальных исследований. Устранение сцепления существенно повышает нагрузку образования критических наклонных трещин и увеличивает сопротивление поперечной силе. Это объясняется тем, что в балках без сцепления величина главных растягивающих напряжений, действующих по наклонным площадкам, менее, чем в балках при наличии сцепления. Только при незначительных "пролетах среза" истощение несущей способности происходит в результате разрушения приопорной зоны. В балках прямоугольного поперечного сечения (при  $a/h_0 < 1$ ) раскалывается выделенный нормальной трещиной приопорный блок. Расчетная схема балок таврового поперечного сечения при небольших относительных "пролетах среза" ( $a/h_0 < 1.5$ ) во многом определяется распространением магистральной наклонной трещины (МНТ\*), образование которой происходит выше линии "опора – пролетный груз".

Расчетная схема приопорной зоны – бетонная сжатая полоса, параметры которой можно определить, исходя из геометрических соотношений опорной и грузовой площадок и самой балки. Расчетный анализ свидетельствует, что такой подход дает результаты, близкие к экспериментальным; отклонение не превышает 12 %.

В целом можно полагать, что включение в СНБ 2.06.01 различных методов расчета (метод сечений, "ферменную аналогию", методы механики разрушения и др.) целесообразно; в этом случае расширяются возможности норм, сближаются позиции различных школ теории железобетона. Применение же того или иного метода должно быть в нормативном документе тщательно обосновано, прежде всего с позиции соответствия расчетной схемы с характером трещинообразования, последующего распространения трещин, механизма разрушения железобетонного элемента.

---

\* Трещины, появление которых радикальным образом изменяет напряженное состояние железобетонного элемента, считаем "магистральными"; это относится к наклонным, нормальным и пролетным трещинам.

## НЕКОТОРЫЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ОРТОГОНАЛЬНЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ РАМ

С.Д.Семенюк

ММИ, г. Могилев

Пространственные рамы рассчитываются теми же методами, что и плоские – методом сил и перемещений. Однако, число неизвестных здесь значительно больше, чем в плоских. Кроме того, вычисление всех величин, зависящих от деформаций стержней, сильно усложняется из-за увеличения числа различных внутренних силовых факторов в стержнях пространственных систем. Действительно, если в сечении стержня плоской рамы, находящейся под действием нагрузки, расположенной в ее плоскости, внутренних силовых факторов только три: изгибающий момент, поперечная и продольная сила, то в сечении стержня пространственной рамы их будет шесть: крутящий момент, продольная сила, два изгибающих момента и две поперечные силы, действующие в двух ортогональных плоскостях, содержащих ось стержня и главные оси инерции поперечного сечения.

Мы будем рассматривать рамы с жесткими узлами, образованные взаимно перпендикулярными стержнями постоянного сечения и достаточной гибкости, чтобы можно было пренебрегать деформациями растяжения-сжатия и сдвига по сравнению с деформациями изгиба.

Рассмотрим раму по рис. 1.1, а. Если рассчитывать такую раму методом сил, то основную статически определимую систему можно образовать, разрезав все ригеля так, чтобы получилась связанная система стержней без замкнутых контуров.

При статически определенном закреплении нижнего основания с помощью шести стержней основная система примет вид по рис. 1.1, б.

Число лишних неизвестных окажется равным

$$L = 6 - P, \quad (1)$$

где  $P$  - число разрезов.

Из рис. 1.1, б видно, что перерезать без нарушения неизменяемости можно все ригеля, параллельные осям  $X$  и  $Y$ , кроме стержней, совпадающих с этими осями. Не режутся также стержни нижнего основания, параллельно одной из координатных осей - в нашем случае оси  $Y$ .

Нетрудно проследить структуру системы и убедиться в том, что от начала координат можно пройти к каждой из сторон любого разреза, двигаясь по неперерезанным стержням, причем к любой из сторон разреза ведет лишь один путь.

Согласно рис. 1.1, б число разрезов оказалось равным:

параллельно оси  $X$ :  $2 \times 2 \times 4 = 16$  – по ригелям второго и третьего ярусов;

$3 \times 3 \times 2 = 18$  – по верхнему ярусу;

$2 \times 3 = 6$  – по нижнему ярусу.

Всего 40 разрезов, значит  $L = 6 \times 40 = 240$ .

Если прикрепление к земле будет содержать лишние связи, то число неизвестных соответственно увеличится.

Поэтому, найденное число неизвестных является минимальным при расчете такой рамы методом сил.

Если рассчитывать такую раму методом перемещений, то число неизвестных определится выражением:  $n = n_y + n_n$ ,

где  $n_y = 3 \cdot U$  – число угловых перемещений, равное утроенному количеству жестких узлов;

$n_n = \Pi - 6$ , причем  $\Pi$  - число поясов, содержащих коаксиальные стержни.

Поэтому

$$n = 3 \cdot U + \Pi - 6 \quad (2)$$

Очевидно, что  $\Pi = \Pi_x + \Pi_y + \Pi_z$ , где каждое слагаемое равно числу поясов, ориентированных параллельно соответствующим осям.

Согласно рис. 1.1, в.

$$U = 3 \cdot 3 \cdot 4 = 36, \quad \Pi_x = 3 \cdot 3 = 9, \quad \Pi_y = 4 \cdot 3 = 12, \quad \Pi_z = 3 \cdot 4 = 12,$$

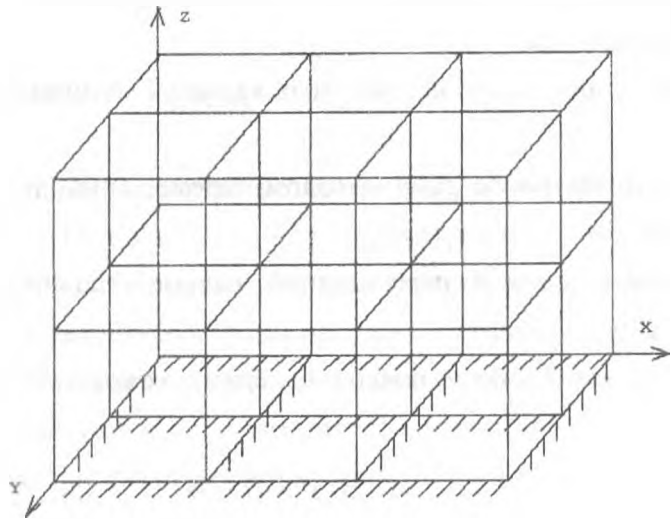
поэтому  $\Pi = 9 + 12 + 12 = 33$ .

Общее число неизвестных перемещений при статически определенном опирании (6 внешних связей) будет  $n = 3 \cdot 36 + 33 - 6 = 135$ .

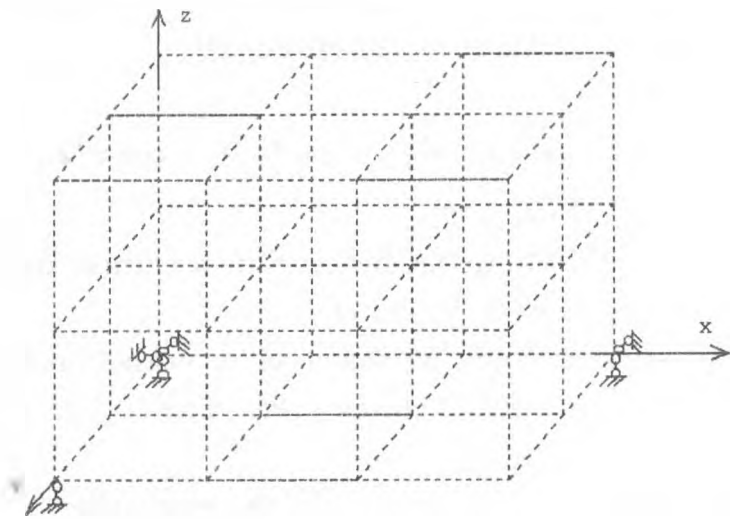
При статически неопределенном опирании число неизвестных окажется меньше на число лишних внешних связей. В общем случае, при  $C_{on} \geq 6$ , число неизвестных перемещений будет  $n = 3 \cdot U + \Pi - C_{on}$

Если рама обладает осями симметрии, то расчет может быть упрощен благодаря применению группировки неизвестных угловых перемещений.

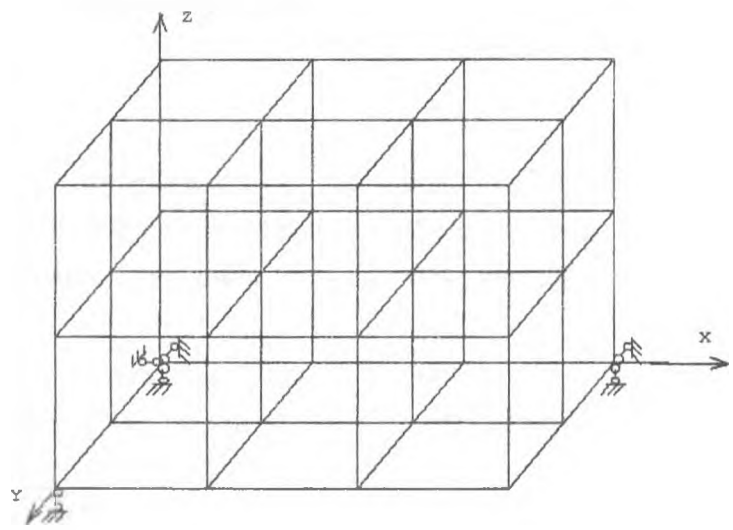
a)



б)



в)



# ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНО-ПРОСТРАНСТВЕННОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ НЕОДНОРОДНОМ ДЕФОРМИРОВАНИИ ОСНОВАНИЯ

С.Д. Семенюк  
ММИ, г. Могилев

Влияние вертикальных стенок, связывающих пояса рамы, учитывается диагональными связями, расположенными в плоскостях, параллельных граням рамы. При смещении опор и переносе хорд ортогональных стержней одна из диагональных связей окажется сжатой, а другая - растянутой. Расчеты показывают, что эти связи нужно ставить в панелях, примыкающих к проседающему узлу, поскольку, на этих участках изменение длин диагоналей примерно в 40 раз больше нежели в остальных.

Пусть дана конструктивно симметричная относительно двух осей замкнутая рама - см. рис. 1, а. Она нагружена кососимметричными усилиями  $X_1$  и  $X_2$  диагонального направления и будет деформироваться согласно рис. 1, б. Эпюра моментов должна иметь вид по рис. 1, в. Следует установить соотношения между ординатами  $a$  и  $b$  этой эпюры. Для этого множим ее по формуле Мора на одну из единичных эпюр метода сил, например, на эпюру  $\bar{M}$  рис. 1, г. Результат перемножения должен равняться нулю, т.е.

$$\sum \frac{l}{EJ} \int \bar{M} \cdot M^* dS = 0; \quad -\frac{l}{EJ_1} \cdot \frac{a-b}{2} \cdot l \cdot l + \frac{h}{EJ_2} \cdot (-2 \cdot a + b + 2 \cdot b - a) = 0,$$

откуда:  $-\frac{a-b}{2} \cdot \left( \frac{l}{EJ_1} + \frac{h}{EJ_2} \right) = 0.$

Выражение в скобках всегда положительно и отлично от нуля, поэтому  $b=a$ , т.е. эпюра моментов кососимметрична относительно обеих осей - см. рис. 1, д. Осталось найти величину ординаты  $a$ , определяющей все остальные ординаты эпюры. Разрежем мысленно раму по вертикальной оси симметрии и составим уравнение проекции всех односторонних сил на эту ось:  $(X_1 + X_2) \cdot \sin \alpha - 2 \cdot \frac{a}{0.5 \cdot l}$ ; откуда

$$a = 0.25 \cdot (X_1 + X_2) \cdot l \cdot \sin \alpha \tag{1}$$

Если провести горизонтальное сечение и использовать уравнение проекций на горизонтальную ось, то получим

$$a = 0.25 \cdot (X_1 + X_2) \cdot h \cdot \cos \alpha. \tag{2}$$

Оба выражения тождественны, ибо  $l \cdot \sin \alpha = h \cdot \cos \alpha$ ;  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{l}$ .

Найденные решения дают основания для следующих выводов:

1. Если рама конструктивно симметрична, и нагружена по рис. 1, *a*, то эпюра моментов не зависит от соотношения жесткостей ортогональных стержней, несмотря на статическую неопределимость задачи.

2. Эпюра моментов не зависит от соотношения между силами  $X_1$  и  $X_2$ , а определяется только их суммой. Поэтому можно в дальнейшем ограничиться одной диагональной нагрузкой  $X$ . Полученные выше зависимости можно заменить такими:

$$a = 0.25 \cdot X \cdot l \cdot \sin \alpha = 0.25 \cdot X \cdot h \cdot \cos \alpha. \quad (3)$$

3. Эпюра моментов не изменится, если диагональную нагрузку на раму заменить уравновешенной по рис. 2, *a* при условиях:

$$Q \cdot l = N \cdot h; \quad (4)$$

$$Q = (X_1 + X_2) \cdot \sin \alpha = X \cdot \sin \alpha. \quad (5)$$

Такая замена равносильна разложению диагональной нагрузки  $X$  на две составляющие  $Q$  и  $N$  в обоих нагруженных узлах.

4. Судя по эпюре  $M$  рис. 1, *d*, узлы рамы не поворачиваются, а ее стержни испытывают лишь поперечные смещения:

вертикальное 
$$\Delta Y = \frac{a \cdot l^2}{6 \cdot E \cdot J_1} = \frac{a \cdot l}{6 \cdot i_1}, \quad (6)$$

и горизонтальное 
$$\Delta X = \frac{a \cdot h^2}{6 \cdot E \cdot J_2} = \frac{a \cdot h}{6 \cdot i_2}, \quad (7)$$

где величина  $a$  определяется выражением (3).

5. Если эпюра моментов не зависит от соотношения жесткостей элементов рамы, то характер ее деформаций прямо определяется этим соотношением, так как

$$\frac{\Delta X}{\Delta Y} = \frac{h \cdot i_1}{h \cdot i_2} = \frac{i_1}{i_2} \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{E \cdot J_1}{E \cdot J_2} \operatorname{tg}^2 \alpha \quad (8)$$

6. Рама не будет испытывать деформаций, если ее нагрузить по рис. 2, *b*, сохранив соотношения (4) и (5), поскольку к нагруженным узлам окажутся приложенными уравновешенные системы сил. Если же  $Q > X \cdot \sin \alpha$ , то деформация рамы под воздействием сил  $Q$  и  $N$  будет сдерживаться силами  $X$ . Но силы  $X$  могут возникать и в упругой диагональной связи под воздействием внешних нагрузок  $Q$  и  $N$ , будут пропорциональны им и зависеть от жесткости самой связи.

Пусть задано вертикальное смещение  $\Delta_0$  под совместным действием группы сил, показанных на рис. 2, *b*. Оно будет разностью между перемещениями от действия внешних сил  $Q$ ,  $N$  и внутренних -  $X$ .

$$\Delta_0 = \Delta(Q) - \Delta(X) \quad (9)$$

Перемещение  $\Delta(Q)$  равно  $\Delta Y$  по (6), оно выражается через ординату  $a$ , определяемую равенствами (3). Если в первом из них заменить  $X \cdot \sin \alpha = Q$ , то окажется, что

$$a = 0.25 \cdot Q \cdot l. \quad (10)$$



Это есть выражение ординаты через внешние силы; тогда перемещения от внешних сил определится выражением

$$\Delta(Q) = \frac{Q \cdot l^2}{24 \cdot i_1} = \frac{Q \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot J_1} \quad (11)$$

Перемещение от внутренней силы  $X$  определится с помощью тех же равенств (3) и (6), т.е.

$$\Delta(X) = \frac{X \cdot l^2}{24 \cdot i_1} \cdot \sin \alpha = \frac{X \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot J_1} \cdot \sin \alpha \quad (12)$$

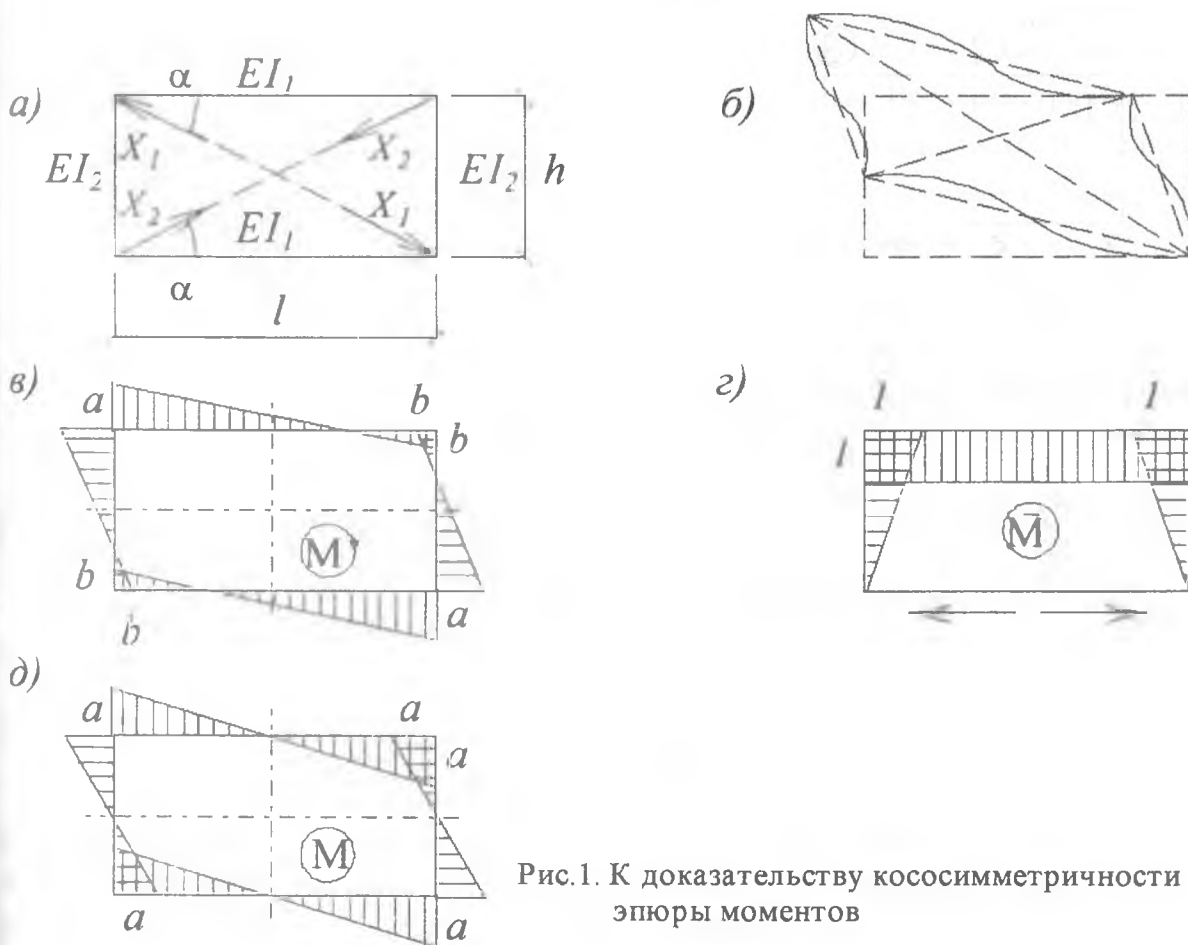


Рис. 1. К доказательству кососимметричности эпюры моментов

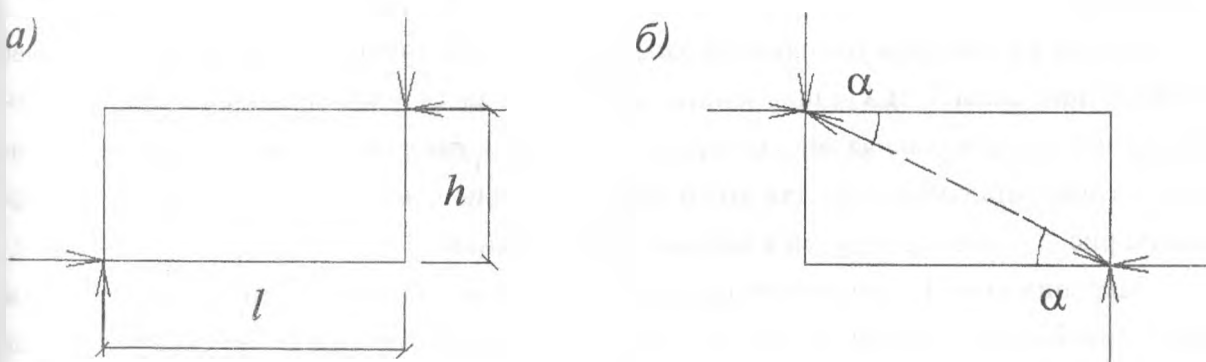


Рис. 2. Замена диагональной нагрузки составляющими

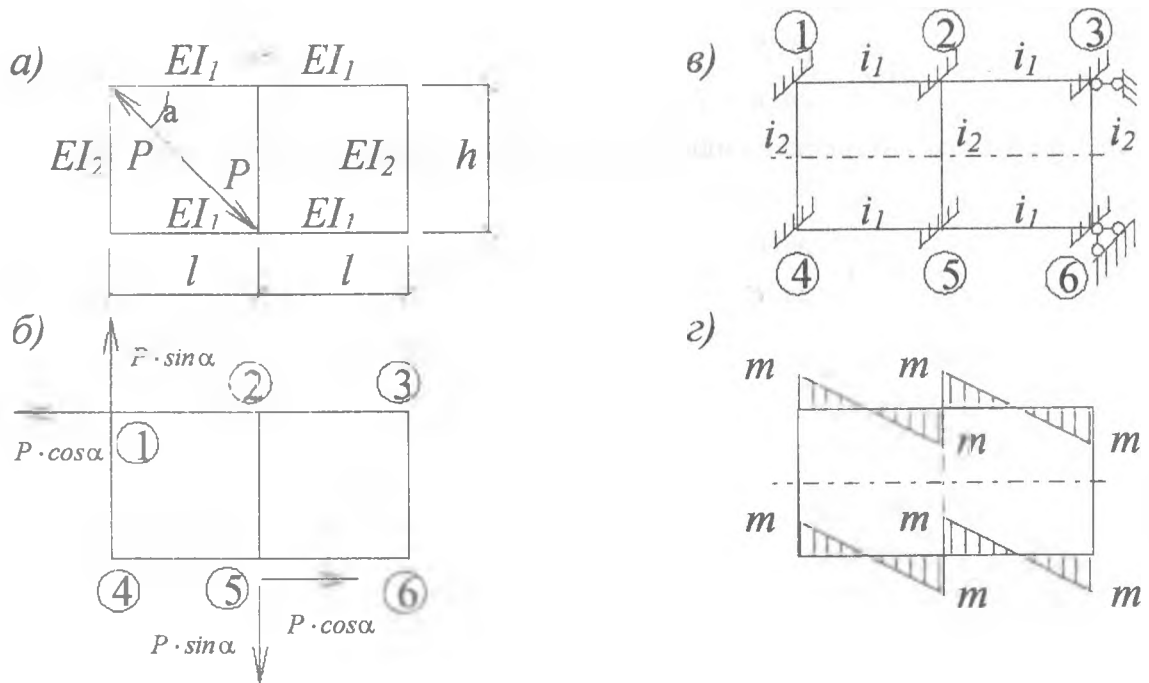


Рис. 3. К доказательству кососимметричности эпюры моментов в двух панельной симметричной раме относительно горизонтальной оси.

$$\text{Значит, } \Delta_0 = \frac{l^3}{24 \cdot E \cdot I_1} \cdot (Q - x \cdot \sin \alpha). \quad (13)$$

Отсюда, если задана величина  $\Delta_0$ , можно найти

$$x = \frac{Q - \frac{24 \cdot E \cdot I_1}{l^3} \Delta_0}{\sin \alpha} \quad (14)$$

Получено выражение для усилия во внутренней связи, обеспечивающее получение заданного перемещения  $\Delta_0$  под действием внешней уравновешенной нагрузки  $Q, N$ . В частности, если  $\Delta_0 = 0$ , то  $x = Q \cdot \sin \alpha$ , т.е. рама нагружена по рис. 2, б уравновешенной системой сил.

Теперь рассмотрим плоскую двухпанельную симметричную раму по рис. 3, а. Две перекрестные силы  $X_1$  и  $X_2$ , показанные на рис. 1, а здесь заменены одной силой  $P$ . Покажем, что окончательная эпюра моментов должна быть кососимметричной относительно горизонтальной оси. Для этого разложим силы  $P$  на ортогональные составляющие по рис. 3, б и воспользуемся методом перемещений.

Закрепив узлы 1...6 моментными связями, а также обеспечив неподвижность рамы тремя линейными связями по рис. 3, в получим смещаемую основную систему метода перемещений. Образует матрицу-индикатор единичных групповых перемещений так, чтобы первые три группировки оказались кососимметричными, а остальные три - симметричными.

$$y = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 \end{vmatrix}$$

Грузовая эпюра моментов будет иметь вид по рис. 3, *г*, она кососимметрична относительно горизонтальной оси симметрии рамы. Отсюда следует, что свободные члены окажутся отличными от нуля только в первых трех уравнениях, содержащих кососимметричные угловые перемещения в качестве неизвестных. Все симметричные групповые неизвестные окажутся равными нулю, что и требовалось доказать. В отличие от однопанельной рамы, где узлы под действием диагональной нагрузки не поворачивались, здесь кососимметричные угловые перемещения будут иметь место.

Однако, коль установлен кососимметричный характер деформаций рамы, есть смысл перейти от метода перемещений к методу сил, рассматривая только одну половину рамы согласно рис. 4, *а*. Здесь окажется лишь два неизвестных по методу сил. Эквивалентная система представлена на рис. 4, *б*.

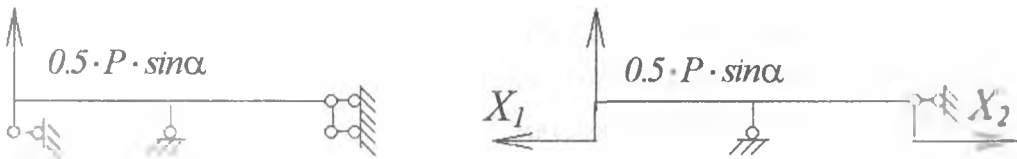


Рис. 4. К расчету рамы методом сил

Рассчитываем эту раму применительно к размерам модели рамного фундамента, показанной на рис. 5, расчет выполним в двух вариантах:

1. диагональная связь расположена в плоскости, параллельной плоскости  $XZ$ ;
2. диагональная связь расположена в плоскости, параллельной плоскости  $YZ$ .

Расчет сводим в табл.1. В результате расчета устанавливаем, что для обеспечения равенства вертикальных перемещений в обеих плоскостях в более коротких панелях (плоскость  $YZ$ ) должна действовать диагональная сила  $P$ , превышающая силу  $P$ , расположенную в плоскости  $XZ$ , в 3.55 раза, т.е.  $P/P = 3.55$ .

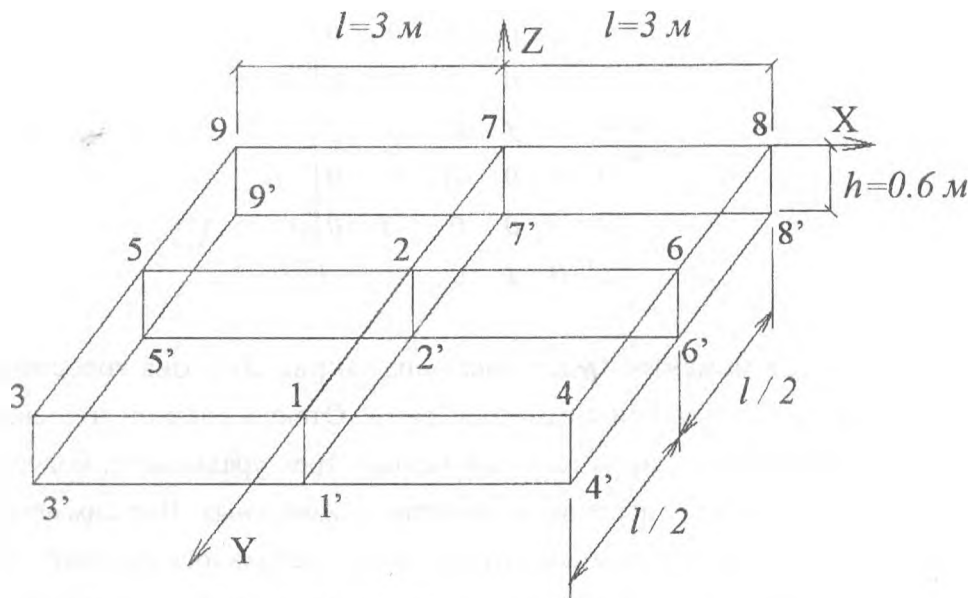


Рис. 5. Схема модели рамного фундамента

Теперь можно попытаться установить влияние стенок, связывающих между собой ригеля (пояса) модели рамного фундамента.

Рассмотрим просадку угловой опоры, для которой соответствует эпюра моментов, вычисленная для модели пространственной системы, без учета влияния заполнителя между поясами и стойками.

Внешняя сила, приложенная к узлу 4 и вызывающая его вертикальное перемещение, складывается из двух поперечных сил, действующих в ортогональных плоскостях, параллельным координатным плоскостям  $XZ$  и  $YZ$ .

$$P = 2 \cdot \left( \frac{8.171 + 10.556}{0.5 \cdot l} + \frac{3.996 + 3.797}{l} \right) \cdot \frac{i \cdot \Delta}{l} = 90.494 \cdot \frac{i \cdot \Delta}{l^2}$$

Но через  $i$  обозначена погонная жесткость ригеля, т.е.  $i = \frac{EI}{l}$ , где  $l = 3$  м - пролет большего ригеля, а  $EI$  - его изгибная жесткость.

$$\text{Поэтому } P = 90.5 \cdot \frac{EI \cdot \Delta}{l^2}$$

При  $\Delta = 1$  величина  $P$  будет являться жесткостью модели рамного фундамента против просадки ее угловой опоры без учета влияния стенок, связывающих ригеля. Обозначим ее через  $C_{\text{риг}}$ ,

$$\text{тогда } C_{\text{риг}} = \frac{90.5 \cdot EI}{l^2}$$

У рамы, имеющей ригеля, связанные стенкой, жесткость складывается из жесткости, обеспечиваемой ригелями -  $C_{\text{риг}}$  и жесткости, обеспечиваемой стенкой -  $C_{\text{ст}}$ :  $C = C_{\text{риг}} + C_{\text{ст}}$  или  $C_{\text{ст}} = C - C_{\text{риг}}$

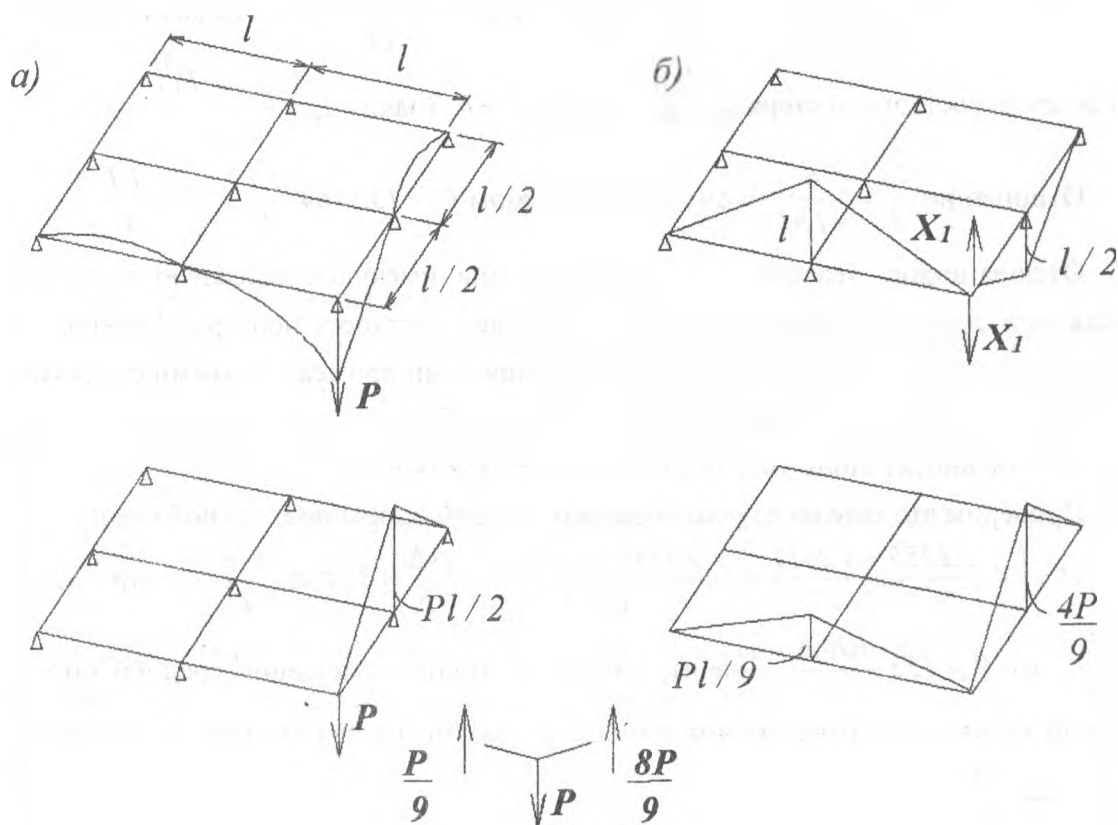


Рис. 6. К расчету модели на просадку угловой опоры.

Рассмотрим, например, модель рамного фундамента как систему перекрестных связей одинаковой жесткости, опертую во всех узлах, кроме углового. Пусть она нагружена по рис. 6, а вертикальной нагрузкой  $P$ , приложенной к угловому узлу. Найдем зависимость вертикального перемещения  $\Delta$  от нагрузки  $P$ . Влиянием кручения на усилия и перемещения пренебрегаем, занижая тем самым несколько жесткость системы.

Основная система и единичная эпюра изгибающих моментов представлена на рис. 6, б, грузовая эпюра моментов - на рис. 6, в.

$$\text{Тогда } EI_0 \cdot \delta_{11} = 2 \cdot \frac{l}{3} \cdot \left( \frac{l^3}{8} + l^3 \right) = \frac{3}{4} \cdot l^3; \quad EI_0 \cdot \Delta_{1P} = -2 \cdot \frac{l}{3} \cdot \frac{P \cdot l}{2} \cdot \frac{l^2}{4} = -\frac{l}{12} \cdot P \cdot l^2.$$

$$\text{Из уравнения } \delta_{11} \cdot X_1 + \Delta_{1P} = 0. \text{ Находим: } X_1 = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{P}{9}.$$

Окончательная эпюра моментов изображена на рис. 6, г, где для проверки равновесия показан вырезанный узел, находящийся под действием поперечных сил и нагрузки.

Теперь определим величину перемещения, используя рис. 6, г и рис. 6, в. На последней схеме полагаем  $P = 1$ .  $EI_0 \cdot \Delta = 2 \cdot \frac{l}{3} \cdot \frac{4 \cdot P \cdot l}{9} \cdot \frac{l^2}{4} = \frac{2}{27} \cdot P \cdot l^3.$

Жесткость системы против перемещения углового узла выражается силой  $P$ , вызывающей смещение  $\Delta = 1$ , т.е.  $C = 13.5 \cdot \frac{EI_0}{l^3}.$

Ранее было получено  $C_{\text{риз}} = 90.5 \cdot \frac{EI}{l^3}$ , где  $I = \frac{b \cdot (1.5 \cdot b)^3}{12}$ , тогда как  $I_0$  момент инерции сечения составного стержня с размерами  $b \times 6b$ . Значит  $I_0 = \frac{b \cdot (6 \cdot b)^3}{12}$

Отношение  $\frac{I_0}{I} = \left(\frac{6}{1.5}\right)^3 = 64$ . Таким образом  $C = 13.5 \cdot 64 \cdot \frac{EI}{l^3} = 884 \cdot \frac{EI}{l^3}$ .

Отсюда видно, что жесткость плоской рамы, имеющей надежную связь между ее ригелями и стенкой, примерно в 9 раз превышает жесткость пространственной рамы, у которой эта связь осуществляется только единичными промежуточными стойками.

Иначе говоря, около 90% общей жесткости обеспечивают стенки, тогда как ригеля сами по себе вносят лишь 10% величину общей жесткости.

Проверим это еще на случай просадки средней опоры продольной стены.

$$P = \left( 4 \cdot \frac{5.1255 + 4.2511}{l} + 2 \cdot \frac{9.9348 + 11.9048}{0.5 \cdot l} \right) \cdot \frac{i \cdot \Delta}{l} = 124.86 \cdot \frac{i \cdot \Delta}{l^2}$$
, или поскольку  $i = \frac{EI}{l}$ , то  $P \approx 125 \cdot \frac{EI \cdot \Delta}{l^3}$ . Значит, жесткость против смещения средней опоры продольной стены пространственной рамы с ригелями, не связанными со стенкой, будет  $C_{\text{риз}} = 125 \cdot \frac{EI}{l^3}$ .

Теперь рассмотрим модель рамного фундамента как плоскую раму по рис. 7, имеющую все элементы одинаковой жесткости  $EI_0 = 64 \cdot EI$ .

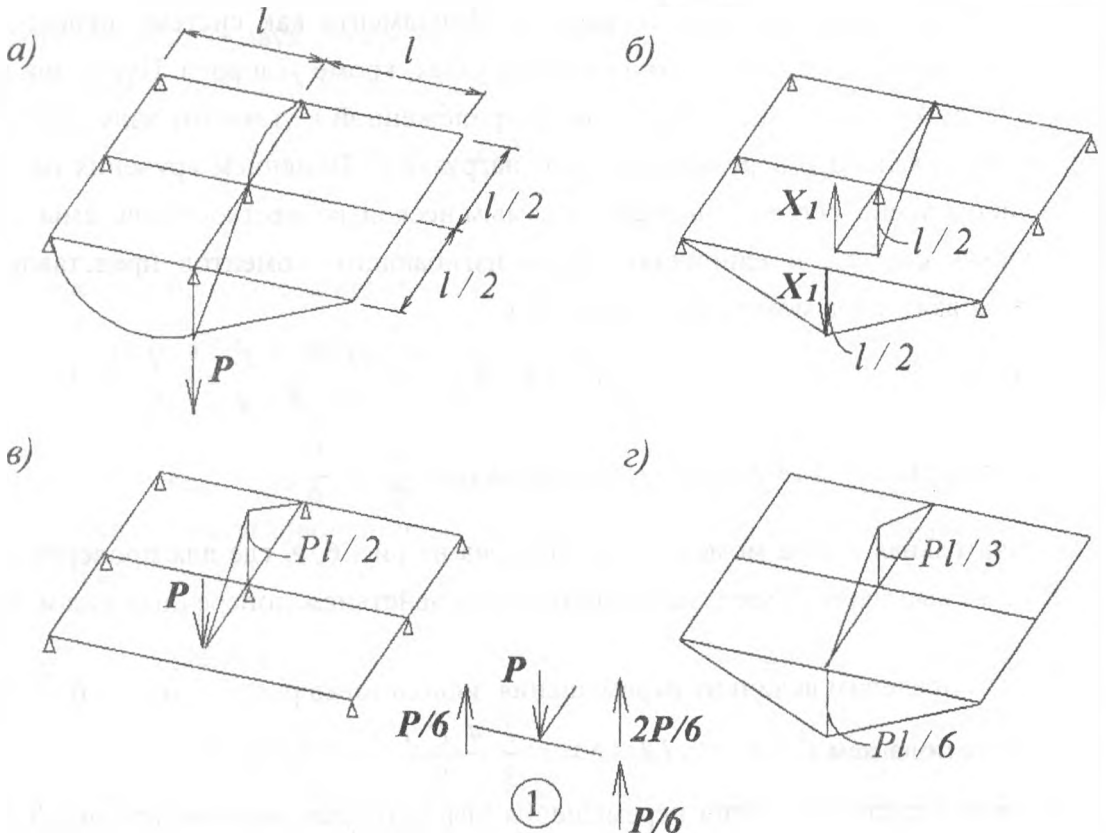


Рис. 7. К расчету модели на просадку средней опоры продольной стены.

Повторив рассуждения приведенные выше при рассмотрении случая просадки угловой опоры, найдем

$$EI_0 = \frac{1 \cdot (2 \cdot l)^3}{48} + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{l^3}{8} = \frac{l^3}{4};$$

$$EI_0 \cdot \Delta_{1P} = -2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{P \cdot l}{2} \cdot \frac{l^2}{4} = -\frac{P \cdot l^3}{12};$$

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{P}{3}.$$

Эпюра моментов показана на рис. 7, з.

Находим вертикальное перемещение по формуле Мора, "перемножая" эпюры рис. 7, з и рис. 7, в, положив в последнем  $P=1$ .

$$\text{Тогда: } EI_0 \cdot \Delta = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{P \cdot l}{3} \cdot \frac{l^2}{4} = \frac{P \cdot l^3}{18}.$$

Значит, жесткость против смещения средней эпюры продольной стены равна:

$$C_{\text{риг}} = 18 \cdot \frac{EI_0}{l^3} = 18 \cdot 64 \cdot \frac{EI}{l^3} = 1152 \cdot \frac{EI}{l^3}, \text{ ранее было получено } C_{\text{риг}} = 125 \cdot \frac{EI}{l^3}.$$

Здесь доля ригелей в общей жесткости также составляет порядка 10 %.

Влияние заполнителя на жесткость рамы показано в табл. 2.

Таблица 2

Доля заполнения в общей жесткости

Воздействия	Множите при $EI/l^3$		
	Пояса связаны с заполнением	Пояса не связаны с заполнением	Доля заполнения в общей жесткости
Просадка угловой опоры	864 100%	90.5 10.5%	773.5 89.5%
Просадка средней опоры продольной стены	1152 100%	125 10.9%	1027 89.1%

### Вывод:

При возведении сборно-монолитных рамных фундаментов на неравномерно деформируемом основании необходимо обеспечивать надежную связь между блоками стен подвалов и элементами пространственной рамы.

### Литература

1. Дарков А.В., Шапошников Н.Н. Строительная механика. М., Высшая школа, 1986.
  2. "Расчет и конструирование фундаментов пространственного типа в сложных грунтовых условиях". Отчет по НИР. УИИВХ, 1984.
- "Расчет и конструирование фундаментов пространственного типа в сложных грунтовых условиях". Отчет по НИР. УИИВХ, 1985.

# САМОНАПРЯЖЕННЫЕ ПЛИТЫ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

А. Н. Тарасевич, П. С. Пойта

БПИ, г. Брест

## 1. О выборе расчетной модели основания

Конструкции типа тонких плит лежащих на грунтовом основании, широко используются в качестве фундаментов, жестких покрытий дорог и аэродромов, полов зданий, днищ шлюзов и резервуаров и др. Расчет конструкций на упругом основании представляет собой сложную задачу. Перед специалистами возникает ряд проблем по выбору методов расчета и одна из основных - это выбор расчетной модели основания.

Первым предположением о зависимости между осадками грунта и приложенной нагрузкой была мысль о прямопропорциональной зависимости. В одном случае она принималась прямопропорциональной упругой осадке (Винклер), в другой остаточной осадке (Фусс). Недостатком этих зависимостей является то, что осадка возникает только там где приложена нагрузка, а практически осадки грунта возникают и за пределами приложения нагрузки такая модель дает равномерное распределение реактивных давлений по подошве фундамента, что также не соответствует действительной работе грунта. Несмотря на эти недостатки, расчеты по ней ведутся и в настоящее время. Хорошее совпадение теоретических расчетов с экспериментальными данными можно получить при слабых грунтах.

Недостатки этой модели поставили перед исследователями задачи поиска новых моделей, обладающих распределительной способностью. Одна из моделей была предложена Г.Э.Проктором и К.Викгардом - это модель упругого изотропного полупространства. Это позволило применить к грунтам теорию упругости. С применением этой модели появилась возможность рассчитывать осадки за пределами приложения нагрузки, а также учитывать влияние соседних нагрузок. Свойства этой модели характеризуются двумя параметрами - модулем деформации и коэффициентом Пуассона. Чтобы учесть изменения модуля деформации с глубиной, которое имеет место в действительности, был принят следующий закон распределения модуля деформаций:

$$E_z = E_0 + E_n z^n \quad (1)$$

где,  $E_n$  - коэффициент увеличения модуля деформации с глубиной;

$E_0$  - модуль деформации на глубине  $z$ ;

$n$  - показатель неоднородности.

Данная модель также не лишена недостатков. Экспериментальные наблюдения показали значительно меньшие осадки и изгибающие моменты по сравнению с расчет-



ными. Теоретически осадки затухают только в бесконечности в плане и по глубине, что не соответствует действительности.

Модель предложенная в 1933 г. К.Маргерром также обладает распределительной способностью и называется моделью упругого слоя или слоя конечной толщины. С помощью этой модели можно описывать и Винклеровские основания и упругое полупространство, однако если грунт не подстилается довольно жестким слоем, определение мощности сжимаемого слоя затруднительно.

Предложенные комбинированные модели состоят из сжимаемого слоя конечной толщины, обладающего свойством модели Винклера и расположенного на упругом однородном полупространстве.

Имеются двухпараметрические модели, которые также обладают распределительными свойствами. Модели описывающие основание как упругую неоднородную среду. Многие работы посвящены учету нелинейной зависимости между осадками и нагрузкой, а также развитию осадок во времени. В настоящее время наиболее часто применяются линейные модели, как более простые, а нелинейные учитываются дополнительными расчетами.

Единый подход к линейным моделям основан на применении функции влияния основания. Впервые исследования задач изгиба конструкций на упругом основании на основе общей модели линейно-деформируемого основания с математическим описанием ее с помощью ядра основания произвел Б.Г.Корнеев [1]. Он рассмотрел плиты, которые лежат на линейно-деформируемом упругом основании, для которого между давлением на основание и перемещением поверхности основания существует следующая зависимость:

$$W(x, y) = \iint_F P(\xi, \eta) K(x, y, \xi, \eta) d\xi d\eta \quad (2)$$

где,  $W$  - осадка поверхности грунта;

$p$  - внешняя нагрузка;

$k$  - ядро уравнения т.е. прогиб в точке  $(x, y)$  вызванный единичной сосредоточенной силой приложенной в точке  $(\xi, \eta)$ ;

$$k(x - \xi, y - \eta) = \frac{1 - \nu^2}{\pi E} \cdot \frac{1}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (3)$$

Несмотря на большую общность такая модель линейно-деформируемого основания не охватывает, например, упругое анизотропное полупространство. Кроме того в случае действия на основание движущейся единичной силы функция влияния не будет выражаться в виде (3). Чтобы охватить случаи, подобные названным, для компонент матрицы - ядра основания Г.Я.Попов [2] принял такое выражение:

$$k_{jk}(x, y) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} H_{jk}(\xi, \eta) \cdot e^{-i\xi x - i\eta y} \cdot d\xi \cdot d\eta; \quad (j, k) = 1, 2, 3. \quad (4)$$

Принимая различные выражения функции  $H_{jk}(\xi, \eta)$  можно получать все вышеперечисленные модели.

## 2. Методы расчета конструкций на упругом основании

В теории расчета конструкций на грунтовом основании основное место занимают балки и плиты. Балки и плиты подразделяют:

по жесткости на гибкие, конечной гибкости, абсолютно жесткие;

по размерам в плане на бесконечные, полубесконечные, четвертьбесконечные.

Для расчета балок на грунтовом основании пользуются дифференциальным уравнением плоского изгиба нейтральной оси балки:

$$EI \frac{\delta^4 W}{\delta x^4} + N \frac{\delta^2 W}{\delta x^2} + p(x) = q(x) \quad (5)$$

где  $W$  - прогиб балки;

$p(x)$  - реактивное давление грунта;

$q(x)$  - внешняя нагрузка действующая перпендикулярно оси балки;

$N$  - погонная нагрузка действующая вдоль нейтральной оси балки;

$E$  - модуль упругости материала;

$I$  - момент инерции поперечного сечения балки.

Расчет плит на грунтовом основании представляет более сложную задачу по сравнению с расчетом балок, так как для описания деформируемого состояния плиты используется бигармоническое уравнение изгиба срединной поверхности плиты:

$$D \left[ \frac{\delta^4 W}{\delta x^4} + 2 \cdot \frac{\delta^4 W}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 W}{\delta y^4} \right] + N_x \frac{\delta^2 W}{\delta x^2} + N_y \frac{\delta^2 W}{\delta y^2} = q(x, y) - p(x, y) \quad (6)$$

где:  $D$  - цилиндрическая жесткость плиты;

$W$  - прогиб плиты;

$N_x, N_y$  - погонные нагрузки приложенные в срединной плоскости плиты;

$q$  - внешняя нагрузка перпендикулярная срединной поверхности;

$p$  - реактивное давление грунта;

Решение этих уравнений зависит от характера ооспределения реактивных давлений, от зависимости между этими давлениями и осадками, а также от типа плиты и ее жесткости. При расчете конструкций на Винклеровском основании решаются системы дифференциальных уравнений в обыкновенных или частных производных.

Расчет прямоугольных плит конечных размеров и жесткости связан с большими математическими и вычислительными трудностями. К первым работам в этом направлении относятся работы Х.Хаппеля и Г.Вестергардта, применивших метод Ритца для расчета плит на Винклеровском основании.

Применяется также метод компрессирующих нагрузок, в котором плита конечных размеров заменяется плитой бесконечных размеров, а в местах обрыва приклады-

ваются компенсирующие нагрузки удовлетворяющие граничным условиям. Большинство авторов представляют решение этой задачи в виде двойного тригонометрического ряда.

При расчете плит лежащих на упругом полупространстве задача еще более усложняется так как дифференциальное уравнение заменяется интегро-дифференциальным. При решении данных уравнений применяются различные методы, многие авторы применяют методы расчета удобные для реализации на ЭВМ. Л.П.Винокуров и др. применили к расчету плиты на упругом полупространстве метод конечных разностей. К числу дискретных методов расчета, помимо метода конечных разностей, относятся вариационно-разностный и метод конечных элементов.

В последнее время широко распространены методы решения дифференциальных уравнений, основанные на использовании интегральных преобразований. При решении задач для бесконечных областей применяются интегральные преобразования Фурье или Ханкеля.

В отличие от методов расчета не меняющих условий сопряжения плиты и основания, существует ряд методов, где эти сопряжения удовлетворяются только в некоторых точках. В работах Б.Н.Желючкина и А.П.Синицына [3] контакт между плитой и основанием удовлетворяется в отдельных точках.

Точные аналитические решения большинства задач расчета конструкций на деформируемом основании важны как эталон для оценки пригодности приближенных результатов, но получить их довольно трудно. Поэтому при решении применяются различные упрощения. Так плита конечных размеров заменяется при определенных условиях бесконечной, если нагрузка расположена в центре, полубесконечной если нагрузка приложена вблизи края и четвертьбесконечной если нагрузка приложена в угловых участках (С.Войновский-Кригер [3], Б.Г.Коренев [1], Г.Я.Попов [2], Г.Вестергаард [5], О.Я.Шехтер [6], М.И.Горбунов-Посадов [7] и др.

### **3. Особенности расчета самонапряженных плит**

Еще меньше работ где в расчет включаются нагрузки действующие в срединной плоскости. Такое нагружение соответствует конструкциям выполненным из самонапряженного железобетона. При выполнении монолитной плиты из напрягающего бетона твердофазовое расширение последнего в условиях ограничения свободы деформаций приводит к деформированию арматуры [9]. В результате плита получает предварительное обжатие в двух направлениях при использовании энергии расширения напрягающего бетона, реализуемое в процессе твердения. Таким образом помимо системы традиционных сил, действующих на конструкцию при расчете необходимо учесть сжимающие усилия от самонапряжения, действующие в срединной плоскости плиты (при условии симметричного положения ограничивающей арматуры). Величина сил обжатия, приложенных к конструкции определяется на основании методики [10]. Вопросом, под-

лежащим анализу остается влияние дополнительных сил от самонапряжения на работу конструкции под нагрузкой.

Для полосы расположенной на слое конечной толщины имеется решение в работе А.Г.Ишковой [8]. Плиты на комбинированном основании рассмотрены в работе Б.Г.Корнева. Получены выражения в тригонометрических рядах прогибов, изгибающих и крутящих моментов, поперечных сил для бесконечных плит нагруженных сосредоточенной силой, равномерно распределенной нагрузкой, нагрузкой распределенной по прямоугольнику. Для бесконечной плиты нагруженной сосредоточенной силой эти выражения имеют следующий вид:

$$W = \frac{P}{\pi^2} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{c * \cos(\alpha * x) * \cos(\beta * y) * d\alpha * d\beta}{1 - N * c * (\alpha^2 + \beta^2) + c * D * (\alpha^2 + \beta^2)^2} \quad (7)$$

$$M_y = \frac{PD}{\pi^2} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{c * (\alpha^2 + \nu \beta^2) \cos(\alpha x) \cos(\beta y) * d\alpha * d\beta}{\alpha \beta [1 - Nc * (\alpha^2 + \beta^2) + cD * (\alpha^2 + \beta^2)^2]} \quad (8)$$

$$M_x = \frac{PD}{\pi^2} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{c * (\nu \alpha^2 + \beta^2) \cos(\alpha x) \cos(\beta y) * d\alpha * d\beta}{\alpha \beta [1 - Nc * (\alpha^2 + \beta^2) + c * D * (\alpha^2 + \beta^2)^2]} \quad (9)$$

$$M_{xy} = \frac{PD}{\pi^2} (1 - \nu) \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{c * \sin(\alpha x) \sin(\beta y) * d\alpha * d\beta}{\alpha \beta [1 - Nc * (\alpha^2 + \beta^2) + c * D * (\alpha^2 + \beta^2)^2]} \quad (10)$$

$$Q_1 = - \frac{PD}{\pi^2} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{c * (\alpha^2 + \beta^2) \sin(\alpha x) \cos(\beta y) * d\alpha * d\beta}{\alpha \beta [1 - Nc * (\alpha^2 + \beta^2) + c * D * (\alpha^2 + \beta^2)^2]} \quad (11)$$

$$Q_2 = - \frac{PD}{\pi^2} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{c * (\alpha^2 + \beta^2) \cos(\alpha x) \sin(\beta y) * d\alpha * d\beta}{\alpha \beta [1 - Nc * (\alpha^2 + \beta^2) + c * D * (\alpha^2 + \beta^2)^2]} \quad (12)$$

$$c^* = \frac{2(1 - \nu^2)}{E} * \frac{1}{\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}} * \frac{1}{K_0} \quad (13)$$

Анализ влияния сил приложенных в срединной плоскости плиты выполнен с помощью прикладного пакета «Mathematica» по формулам (7), (8), (9), (10), (11), (12). Результаты расчетов показывают, что учет сил действующих в срединной плоскости, т.е. сил возникающих в плите от самонапряжения, уменьшает прогибы плиты, снижает максимальные значения изгибающих моментов и поперечных сил при одной и той же цилиндрической жесткости плиты.

## Литература

1. Корнев Б.Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, М.; 1954 г.
2. Попов Г.Я. Изгиб полубесконечной плиты, лежащей на линейно-деформируемом основании. -ПММ, т.25, вып.2, 1961 г.
3. Жемочкин Б.Н., Сеницын А.П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. -М, Стройиздат, 1984.
4. Woinowsky-Kriger S. Uber die Biegung dünner rechteckigen Platten durch Kreislasten. Ingenieur Archiv, v.3, 1932.
5. Westergaard H.M. Stress concentration in plates loaded over small areas. Trans. ASCE, v.108, 1943.
6. Шехтер О.Я. К расчету фундаментных плит на упругом слое грунта конечной мощности. Сборник НИИ № 11 «Основания и фундаменты», 1948.
7. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. -М., Стройиздат, 1984.
8. Ишкова А.Г. Об изгибе изотропных и ортотропных пластинок на упругом основании. Изв. ВУЗов «Строительство и архитектура», вып. XVII, 1969.
9. Михайлов В.В., Литвер С.С. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряженные конструкции. М.: Стройиздат, 1976.
10. Пособие по проектированию самонапряженных конструкций к СНиП 2.03.01-84. М.: Стройиздат, 1986.

## ПРИМЕНЕНИЕ АРМАТУРЫ КЛАССА А<sub>т</sub>-600С В КАЧЕСТВЕ ПОПЕРЕЧНОЙ В ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

*Терин В.Д., Колтунов А.И., Соловьев Д.С.*

Полоцкий государственный университет

В связи с резким подорожанием в последние годы арматурных сталей актуальность обретает проблема снижения металлоемкости железобетонных изделий. Решением этой проблемы является применение эффективных видов арматурных сталей, с более высоким пределом текучести.

В настоящее время в Республике Беларусь активно ведутся работы по освоению полного сортамента арматуры класса А<sub>т</sub>-600С (Ø 6÷28 мм) с серповидным профилем, гармонизированным с DIN-488. Такая арматура будет конкурентна на мировом рынке и позволит экономно расходовать сталь при изготовлении железобетонных конструкций.

Производство арматуры класса А<sub>т</sub>-600С диаметром 6÷14 мм освоено на Белорусском металлургическом заводе (БМЗ) из стали марок 25Г2С и 30Г2 по технологии термомеханического упрочнения в потоке прокатного стана [2]. Существуют реальные возможности массового применения в производстве железобетонных конструкций арматуры класса А<sub>т</sub>-600С в замен традиционно применяемой А-III (А-400). Это позволит снизить расход стали в изгибаемых элементах до 30 %, а в сжатых – до 40 %.

Для обоснования массового производства были проведены исследования, связанные с проверкой возможности эффективного использования арматуры класса А<sub>т</sub>-600С в качестве поперечной. С этой целью было запроектировано, изготовлено и испытано две серии балок сечением 150×300 мм. Продольная арматура для всех образцов класса А<sub>т</sub>-600С (в растянутой зоне 8 Ø 12 мм, в сжатой – 2 Ø 12 мм) подобрана таким образом, чтобы предотвратить разрушение балки по нормальным сечениям. Поперечная арматура – Ø 6 мм классов А<sub>т</sub>-600С и А-250. Соединение продольной и поперечной арматуры в каркасах балок выполнено в трех вариантах:

- равнопрочные соединения – замкнутые хомуты, огибающие продольную арматуру;
- сварные соединения, выполненные при помощи контактно-точечной сварки с предварительным подбором режима, обеспечивающего при испытаниях крестообразных соединений на срез усилие, равное 30 % разрывного усилия хомутов;
- вязаные соединения продольной и поперечной арматуры.

Величину пролета среза варьировали таким образом, чтобы получить три различных типа разрушения по наклонным сечениям [1]:

- раздробление бетона в наклонной полосе между опорой и грузом имеет место при отношении пролета среза к рабочей высоте сечения ( $a/h_0$ ) меньше 2.2 ( $a/h_0$  принято 1.35);
- раздробление бетона сжатой зоны над вершиной критической наклонной трещины наблюдается при  $a/h_0$  от 2.2 до 3.0 ( $a/h_0$  принято 2.3);
- срез бетона сжатой зоны над вершиной критической наклонной трещины наблюдается при  $a/h_0 > 3.0$  ( $a/h_0$  принято 3.3).

Тип разрушения при раздроблении бетона над вершиной наклонной трещины рассматривался более подробно, т.к. в этом случае напряжения в поперечной арматуре в стадии разрушения достигают больших значений.

Балки изготавливали из тяжелого бетона естественного твердения. Одновременно формовали кубы с ребром 150 мм и призмы размером 150×150×600 мм, необходимые для определения фактических характеристик бетона в момент испытания. Характеристики балок приведены в табл. 1.

Испытание опытных образцов на изгиб проводилось под прессом ПР-500 при действии кратковременной нагрузки. Нагрузка на балку передавалась двумя сосредоточенными силами через распределительную траверсу, расстояние между опорами которой 250 мм.

Для оценки напряженно-деформированного состояния элементов контролировались следующие параметры: деформации хомутов, ширина раскрытия и длина развития наклонной трещины ( $a_{срс}$  и  $l_{срс}$ ) и прогиб балки.

По ходу испытания визуально фиксировали нагрузку при которой образовались наклонные трещины. Ширину раскрытия трещин измеряли при помощи микроскопа МПБ-2 в местах пересечения ими хомутов. Деформации поперечных стержней измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0.01 мм, установленных на реперах на базе 200 мм. Репера до бетонирования балок закрепляли на арматуре и изолировали от бетона. Прогиб измеряли в середине пролета прогибомером с ценой деления 0.01 мм.

При разрушении балок по одной из сторон ее усиливали специальными хомутами и продолжали нагружение до разрушения по другой стороне, что позволило продублировать результаты испытания.

По характеру развития наклонных трещин, а также по значениям деформаций поперечной арматуры можно утверждать, что поперечные стержни в пределах пролета среза работают в неодинаковых условиях. Стержни, которые пересекает наклонная трещина, полностью реализуют свои прочностные характеристики, тогда как в стержнях, расположенных ближе к опорам, напряжения существенно меньше.

Ширина раскрытия наклонных трещин в середине пролета среза была значительно выше, чем на участках трещины, близких к продольной арматуре.

Полученные экспериментально зависимости ширины раскрытия наклонных трещин от напряжений в поперечной арматуре показали, что при максимально допустимой ширине раскрытия трещин 0.4 мм напряжения в поперечной арматуре достигают значений 563 МПа, что превышает величину расчетного сопротивления для стали класса Ат-600С.

Сравнительный анализ опытных и расчетных величин разрушающих поперечных сил свидетельствует от том, что прочность балок по наклонным сечениям существенно отличалась от расчетной по СНиП 2.03.01-84 (таблица 2).

Балки одной серии, имеющие одинаковые геометрические характеристики, разрушались при различных величинах поперечной силы – балки со сварными и равнопрочными соединениями продольной и поперечной арматуры имели несущую способность приблизительно на 30 % выше, чем балки с вязаными соединениями.

Таблица 1

## Характеристики опытных балок

№ п/п	Шифр балок	Длина балок L, мм	Пролет среза с, мм	Класс пер. ар-ры	Прочность бетона R <sub>b</sub> , МПа	Прочность бетона R <sub>сж</sub> , МПа	Шаг хомутов S, мм	Вид профиля поперечной арматуры	Тип соединения прод. и попер. арматуры	
1	Б-П-I	1250	350	Ат-600С	14.9	1.2	110	периодический	равнопрочное	
	Б-П-III	2250	850	Ат-600С	14.9	1.2	110	периодический	равнопрочное	
	Б-I-II	1750	600	Ат-600С	14.9	1.2	75	периодический	равнопрочное	
	Б-II-II	1750	600	Ат-600С	14.9	1.2	110	периодический	равнопрочное	
	Б-II-Пв	1750	600	Ат-600С	14.9	1.2	110	периодический	вязаное	
	Б-II-Пс	1750	600	Ат-600С	14.9	1.2	110	периодический	сварное 30 %	
	Б-II-II-I	1750	600	А-250	14.9	1.2	110	гладкий	равнопрочное	
	Б-III-II	1750	600	Ат-600С	14.9	1.2	150	периодический	равнопрочное	
	2	1 Б-II-II	1750	600	Ат-600С	12.4	0.98	110	периодический	равнопрочное
		1 Б-II-IIг	1750	600	Ат-600С	12.4	0.98	110	гладкий	равнопрочное
1 Б-II-IIв		1750	600	Ат-600С	12.4	0.98	110	периодический	вязаное	
1Б-II-IIс		1750	600	Ат-600С	12.4	0.98	110	периодический	сварное 30 %	



## Опытные и расчетные разрушающие характеристики

№ серии	Шифр балок	Тип разрушения балок	Расчетная $Q_u$ , кН	Опытная $Q_u$ , кН
1	Б-П-И	Раздробление бетона в наклонной полосе	147	210/218
	Б-П-III	Срез бетона сжатой зоны	106	145/152
	Б-И-П	Раздробление бетона сжатой зоны	134	185/192
	Б-П-П	Раздробление бетона сжатой зоны	117	172/177
	Б-П-Пв	Раздробление бетона сжатой зоны	117	115/119
	Б-П-Пс	Раздробление бетона сжатой зоны	113	167/174
	Б-П-П-И	Раздробление бетона сжатой зоны	93	165/169
	Б-П-П	Раздробление бетона сжатой зоны	107	155/159
	1Б-П-П	Раздробление бетона сжатой зоны	103	138/140
	1Б-П-Пг	Раздробление бетона сжатой зоны	103	138/142
	1Б-П-Пв	Раздробление бетона сжатой зоны	103	95/104
	1Б-П-Пс	Раздробление бетона сжатой зоны	99	137/143

Анализируя полученные данные можно сделать следующие выводы:

1. Арматура класса Ат-600С может быть эффективно использована в качестве поперечной. Соединение продольной и поперечной арматуре может быть выполнено при помощи сварки. Прочность сварного соединения на срез при этом не должна быть ниже 0.3 временного сопротивления поперечной арматуры.
2. Расчет по СНиП дает заниженное значение прочности по наклонным сечениям для балок со сварными и равнопрочными соединениями продольной и поперечной арматуры. Для балок с вязаными соединениями расчетные и опытные значения разрушающей нагрузки имеют удовлетворительную сходимость.

#### Список использованной литературы

1. Климов Ю.А. Теория и расчет прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов при действии поперечных сил. Диссертация доктора технических наук. Киев, 1992 г.
2. Терин В.Г., Колтунов А.И. Влияние технологических факторов на механические свойства бунтовой арматуры. – Материалы международной конференции "Инженерные проблемы современного железобетона" – г.Плес, 1995 г.
3. Гусаков В.Н., Фортученко Ю.А. Исследование деформированного состояния поперечной арматуры в конструкциях из тяжелого бетона// Сборник трудов ВНИИСТ-РОМА. – Москва, Стройиздат, 1966 г. № 8.
4. Гвоздев А.А., Залесов А.С. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов// Бетон и железобетон, 1978 г., № 11.
5. Дорошкевич Л.А., Шостак Б.А. О влиянии поперечной арматуры на работу балки по наклонному сечению// Вестник Львовского политехнического института. Вопросы современного строительства, вып. 63. – Львов, 1971г.
6. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям/ Залесов А.С. и др. – Москва, Стройиздат, 1988 г.

## ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ С АРМАТУРОЙ КЛАССА А<sub>т</sub>-500С ИЗ УГЛЕРОДИСТОЙ СТАЛИ

*Терин В.Д., Волик А.Р.*

Полоцкий государственный университет

Анализ мирового развития производства и применения ненапрягаемой арматуры показал, что в настоящее время выделяют две тенденции: переход на применение арматуры повышенной прочности с пределом текучести более 500 МПа, и при этом необходимое ограничение легирующих элементов.

Для Республики Беларусь, не имеющей своих источников сырья черных металлов, реальный путь – переход на применение арматуры повышенной прочности из углеродистой стали.

В настоящее время Белорусский металлургический завод освоил технологию производства арматуры из углеродистой стали класса Ст-3сп с пределом текучести не менее 500 МПа. Исследование механических и технологических свойств такой арматуры, проведенные в Полоцком государственном университете, показали [1], что при испытаниях сварных соединений на разупрочнение и срез при пластическом характере разрушения прочность соединений соответствует требованиям ГОСТ 14092 и EN-10080. При испытаниях на изгиб изломов и трещин не обнаружено, что свидетельствует о том, что при сварке не образуются закалочные структуры металла, приводящие к хрупкому разрушению соединений. Арматура А<sub>т</sub>-500С из углеродистой стали класса Ст-3сп имеет характерную диаграмму растяжения, существенно отличающуюся от диаграммы аналогичной арматуры из легированной стали с очень высоким соотношением  $\sigma_{0.2} / \sigma_u = 0.9 \div 0.95$  (при 0.7 у стержней из легированной стали).

Цель настоящих исследований заключается в определении эффективности работы арматуры А<sub>т</sub>-500С из стали Ст-3сп в железобетонных конструкциях при изгибе и влиянии различных диаграмм рабочей арматуры на прочность, деформативность и трещиностойкость изгибаемых элементов.

Для исследования эффективности применения арматуры А<sub>т</sub>-500С в железобетонных изгибаемых элементах были изготовлены и испытаны две серии опытных балок (8 образцов) размерами 160×300×3200 мм. Балки первой и второй серии отличались степенью армирования, которое устанавливали таким образом, чтобы напряжения в арматуре в предельном по прочности состоянии для балок первой серии были близкими к временному сопротивлению, второй серии – к среднему значению между пределом текучести и временном сопротивлением. В каждой серии были изготовлены и испытаны по две балки-близнеца, имеющие различные диаграммы растяжения рабочей арматуры. В одном случае арматура из углеродистой стали с  $\sigma_{0.2} / \sigma_u = 0.95$ , в другом случае – из легированной стали с  $\sigma_{0.2} / \sigma_u = 0.77$ .

Балки армировали сварными каркасами, которые имели хомуты с шагом 100 мм и арматуру в сжатой зоне лишь в крайних третьих частях пролета. Хомуты и арматура в сжатой зоне изготавливали из арматуры класса А-400 ( $\varnothing$  12 мм).

Основные характеристики испытанных образцов представлены в табл. 1

Таблица 1

Характеристики опытных балок

Шифр балок	b, мм	h, мм	$\sigma_{0.2}$ , МПа	$\sigma_u$ , МПа	$\sigma_{0.2} / \sigma_u$	$A_{s_s}$ , см	$\xi$
Б I-1	184	330	602	633	0.95	1.13	0.075
Б I-2	184	327	598	634	0.94	1.12	0.074
Б I-3	186	340	645	827	0.77	1.10	0.082
Б I-4	184	328	645	827	0.77	1.10	0.078
Б II-1	185	304	574	620	0.93	3.38	0.230
Б II-2	186	333	577	618	0.93	3.38	0.220
Б II-3	183	335	642	836	0.77	3.30	0.230
Б II-4	184	342	642	833	0.77	3.30	0.220

Испытания производили по балочной схеме до разрушения с приложением сосредоточенных усилий в третях пролета. Нагружение осуществляли с помощью гидродомкрата через распределительную траверсу. Нагрузку прикладывали ступенями, каждая из которых не превышала 1/15 предполагаемой разрушающей нагрузки с выдержкой на этапе 10 минут. После появления трещин на этапах выдержку увеличивали до 20 минут. В процессе испытания измеряли деформации бетона и арматуры, прогибы балок, ширину раскрытия трещин и их развитие по высоте сечения вплоть до разрушения. Деформации растянутой арматуры измеряли при помощи индикатора часового типа, установленного на реперах, предварительно закрепленных на рабочем стержне. На боковой поверхности балок были наклеены тензорезисторы с базой 50 мм цепочками длиной 35 см от середины балки для измерения деформаций бетона на разной высоте сечения. После обнаружения трещин в бетоне на каждом этапе фиксировали место появления и достигнутую высоту трещин, а также ширину раскрытия наиболее характерных трещин на уровне рабочей арматуры. Прогиб балок измеряли прогибомером, закрепленным в середине пролета на раме, подвешенной к концам балок по оси опор при помощи струбцин.

Все опытные балки разрушились по нормальным сечениям по середине пролета от раздробления бетона сжатой зоны при напряжениях в растянутой арматуре больших или близких к условному пределу текучести.

Расчетные моменты вычисляли по формулам СНиП 2.03.01-84 и по проекту норм проектирования СН 51-01 с учетом диаграмм состояния бетона и арматуры.

Отношение опытных разрушающих моментов к расчетным по СНиП 2.03.01-84 изменялись от 0.91 до 1.07, а к расчетным по СН 51-01 от 0.94 до 1.04 (табл. 2).

Расчет прочности опытных балок

Шифр балок	$M_{exp}$ , кН м	$M_{calc}$ , кН м	$M_{exp}/M_{calc}$	$M_{calc.п}$ , кН м	$M_{exp}/M_{calc.п}$
Б I-1	22.44	23.40	0.96	22.95	0.98
Б I-2	23.10	22.83	1.01	22.61	1.02
Б I-3	24.94	25.04	0.99	24.57	1.02
Б I-4	25.88	24.22	1.07	24.96	1.04
Б II-1	52.39	54.30	0.97	53.19	0.99
Б II-2	57.52	60.69	0.95	58.99	0.98
Б II-3	60.01	66.70	0.91	64.01	0.94
Б II-4	65.02	69.34	0.94	66.06	0.98

Анализ полученных данных позволяет заключить, что метод расчета с учетом диаграмм состояния материалов дает лучшую сходимость опытных и расчетных разрушающих моментов.

При оценке деформативности и трещиностойкости железобетонных элементов можно выделить две стадии работы элементов. Первая стадия – когда напряжения в арматуре не превышают предела текучести, а в сжатом бетоне они не велики. Различий в характере развития трещин и прогибов в балках с рабочей арматурой из углеродистой стали с  $\sigma_{0.2} / \sigma_u = 0.95$  и из легированной стали с  $\sigma_{0.2} / \sigma_u = 0.77$  не наблюдалось (рис. 1, 2).

После превышения напряжений в арматуре условного предела текучести в балках с арматурой из углеродистой стали, имеющей более пологую диаграмму растяжения, отмечено более интенсивное развитие трещин и прогибов по сравнению с балками с арматурой из легированной стали.

### Литература

1. Терин В.Д., Волик А.Р., Клейменов Д.В. Исследование механических и технологических свойств арматуры Ат-500С из углеродистой стали// Материалы научно-технической конференции. Люблин, 1996, 172 с.
2. Мадатян С.А. Стержневая арматура железобетонных конструкций. – Москва, ВНИИ-ИНТ, 1991 г., 75 с.
3. Баташев В.М. Железобетонные конструкции с высокопрочной ненапрягаемой арматурой// Вопросы строительства и архитектуры: вып. 15, Мн., Выш. шк., 1986 г., с. 3–6.

# К ВОПРОСУ О ВЛИЯНИИ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА ПРИЛОЖЕНИЯ ОГРАНИЧИВАЮЩЕЙ СВЯЗИ НА ПРОЦЕССЫ РАЗВИТИЯ САМОНАПРЯЖЕНИЯ

*Тур, В.В., Басов В.С.*

БПИ, г.Брест

## 1. Развитие самонапряжения в условиях внешнего ограничения

Исходя из энергетической теории развития процесса самонапряжения, предложенной В.В.Михайловым, в [2] показано, что независимо от количества ограничивающей арматуры в верхней и нижней зонах сечения  $A_{sp}$  и  $A'_{sp}$ , т.е. когда  $A_{sp} \neq A'_{sp}$ , бетон конструкции по сечению получает равномерное обжатие. Это объясняется тем, что арматура в каждой из зон осуществляет одинаковую работу деформаций, в результате чего усилие в арматурах этих зон получается одинаковым, а деформации разными, конструкция теряет прямолинейность, а бетон обжимается равномерно. В исследованиях [4] отмечалась тенденция к выравниванию усилий в верхних и нижних арматурах несимметрично армированных элементов, что дало основание в нормативной литературе [3] принять для расчетов конструкций равномерное самонапряжение по высоте сечения независимо от положения ограничивающей арматуры.

При расчете деформаций кривизны элементов от самонапряжения бетона [3]  $1/\gamma$  определяется по формуле

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_b (A_s + A'_s)}{2 \cdot E_a \cdot A_s \cdot A'_s \cdot h_0} \quad (1)$$

Для элементов с односторонним армированием ( $A'_s = 0$ ) подстановка в формулу значения площади верхней арматуры  $A'_s = 0$  приводит к тому, что значение кривизны  $1/\gamma$  стремится к бесконечности.

Вместе с тем в образцах с односторонним армированием [1] наблюдали значительное их искривление и появление в неармированной зоне трещин, что указывает, очевидно, в этих ситуациях на двухзначную эпюру распределения самонапряжения по высоте бетонного сечения.

В строительной практике очень редко встречаются конструкции с одиночной арматурой. Однако, в сборно-монолитных конструкциях с использованием в качестве монолитной части бетона на напрягающем цементе функцию ограничения выполняют сборные элементы, надежно соединенные с набетонкой. В таких конструкциях монолитный слой в большинстве случаев не имеет армирования, а сборные элементы являются единственным ограничением деформаций расширения напрягающего бетона. При этом имеет место большой эксцентриситет ограничивающей связи, приложенный по контакту монолитного сборного бетонов.

В исследованиях [1] впервые сделана попытка уточнить характер распределения самонапряжения по высоте поперечного сечения.

Результаты исследований показали, что самонапряжение бетона в несимметрично армированных элементах в общем случае развивается неравномерно и зависит главным образом от эксцентриситета армирования.

При расчете трещиностойкости и деформативности необходимо знать фибровые значения самонапряжения бетонного сечения при заданных параметрах, которое должно получаться из зависимости:

$$\sigma_{\text{брп},i} = \sigma_{\text{брп},0} + \text{grad } \sigma_{\text{брп}} e_b \quad (2)$$

где:  $\sigma_{\text{брп},0}$  – самонапряжение центрально ограниченного образца;

$\sigma_{\text{брп},i}$  – самонапряжение  $i$ -го слоя элемента по высоте сечения;

$e_b$  – расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемой точки с учетом правила знаков.

Изменение самонапряжения по высоте сечения было рекомендовано определять при помощи величины  $\text{grad } \sigma$ , получаемой из уравнения регрессии:

$$\text{grad } \sigma = 2.57 + 1.4 X_2 - 0.75 X_3 + 1.02 X_5 + 0.58 X_1 X_2 - 0.82 X_2 X_3 - 0.88 X_4 X_5 - 1.06 X_2^2 + 0.83 X_2 X_5 \quad (3)$$

Однако практически использовать зависимости (1) и (3) крайне сложно. Кроме того, полученные зависимости (1) и (3) не позволяют оценить деформированное состояние, выгиб и кривизну. Для проектирования самонапряженных несимметрично армированных конструкций необходимо иметь расчетную модель, позволяющую производить оценку напряженно-деформированного состояния сечения. Теоретическое описание такой модели из-за значительного количества различных факторов является очень сложной задачей. Кроме того, многие зависимости в самонапряжении не подчиняются законам упругого деформирования. Поэтому были выполнены специальные исследования несимметрично армированных железобетонных самонапряженных балочных элементов.

## 2. Методика проведения исследований

### 2.1. Материалы и опытные образцы

#### 2.1.1. Напрягающий цемент

В исследованиях использовали напрягающий цемент лабораторного помола из составляющих: портландцементный клинкер + глиноземистый цемент + природный гипс.

Основные физико-механические характеристики напрягающего цемента представлены в табл. 2.1.

Таблица 2.1.

Физико-механические характеристики напрягающего цемента

Марка цемента	Характеристика						
	Свободное расширение, %	Энергоактивность напрягающего цемента $f_{\text{св}}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Прочность при сжатии, Н/мм <sup>2</sup>		Сроки схватывания, мин		Удельная поверхность, см <sup>2</sup> /г
			1 сутки	28 суток	начало	конец	
НЦ-20	0.65	2.4	14.0	47.8	47	127	4120
НЦ-30	0.89	3.25	15.0	50.0	53	121	4080

### 2.1.2. Бетонная смесь

Бетонную смесь выполняли на щебне фракции 5÷10 мм Микашевичского карьера, песке Сморгоньского карьера с модулем крупности  $M_k = 2.0$ . Расход напрягающего цемента во всех сериях балок был принят постоянным и составлял  $600 \text{ кг/м}^3$ . Водоцементное отношение  $W/C = 0.41$ , подвижность бетонной смеси оценена по осадке конуса и составляла  $7\div 9 \text{ см}$ .

Физико-механические характеристики бетона, использованного для изготовления опытных балок, представлены в табл. 2.2.

Таблица 2.2.

№ п/п	Серия балок	Среднее самонапряжение $f_{CE}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Деформации свободного расширения	Прочность в свободном состоянии, Н/мм <sup>2</sup>		Модуль упругости, Н/мм <sup>2</sup> ×10 <sup>+3</sup>
				кубиковая на сжатие	на растяжение	
1	I	1.75	0.0142	36.22	2.37	33.7
2	II	1.425	0.011	33.61	2.22	31.4
3	III	1.6	0.0137	38.34	2.41	32.4
4	IV	2.4	0.012	41.5	2.51	34.1

### 2.1.3. Опытные образцы

Исследования выполняли на балках прямоугольного и таврового сечения, в которых были приняты постоянными следующие параметры:

- степень ограничения (процент армирования);
- расход напрягающего цемента на 1 куб. м бетонной смеси.

Переменными параметрами являлись:

- энергоактивность напрягающего цемента;
- эксцентриситет приложения ограничения;
- условие хранения.

Программа исследований представлена в табл. 2.3, геометрические размеры опытных образцов на рис. 2.1.

Увеличение высоты образцов-балок II серии вызвано необходимостью изучения влияния локального ограничения на характер изменения деформаций по высоте сечения.

Для увеличения эксцентриситета армирования образцы III серии были выполнены таврового поперечного сечения.

IV серия образцов была выполнена в качестве контрольной для проверки всех полученных зависимостей по результатам исследований первых трех серий. При этом в образцах этой серии устанавливали двойное резко несимметричное армирование.

Через сутки после бетонирования и набора бетоном прочности на сжатие  $R_{ow} = 0.7\div 1.1 \text{ Н/мм}^2$  с целью интенсификации процессов расширения образцы помещались в ванну с водой, где их хранили до полной стабилизации процесса расширения. После

хранения в воде в течение 28 суток образцы помещались в воздушно-сухую среду, где они хранились в течение 5 месяцев. После чего образцы вновь помещались в ванну с водой, где и хранились вплоть до статических испытаний.

Попеременное увлажнение и высушивание образцов выполняли для изучения потерь самоупругости в образцах в зависимости от условий хранения и обратимости процесса расширения.

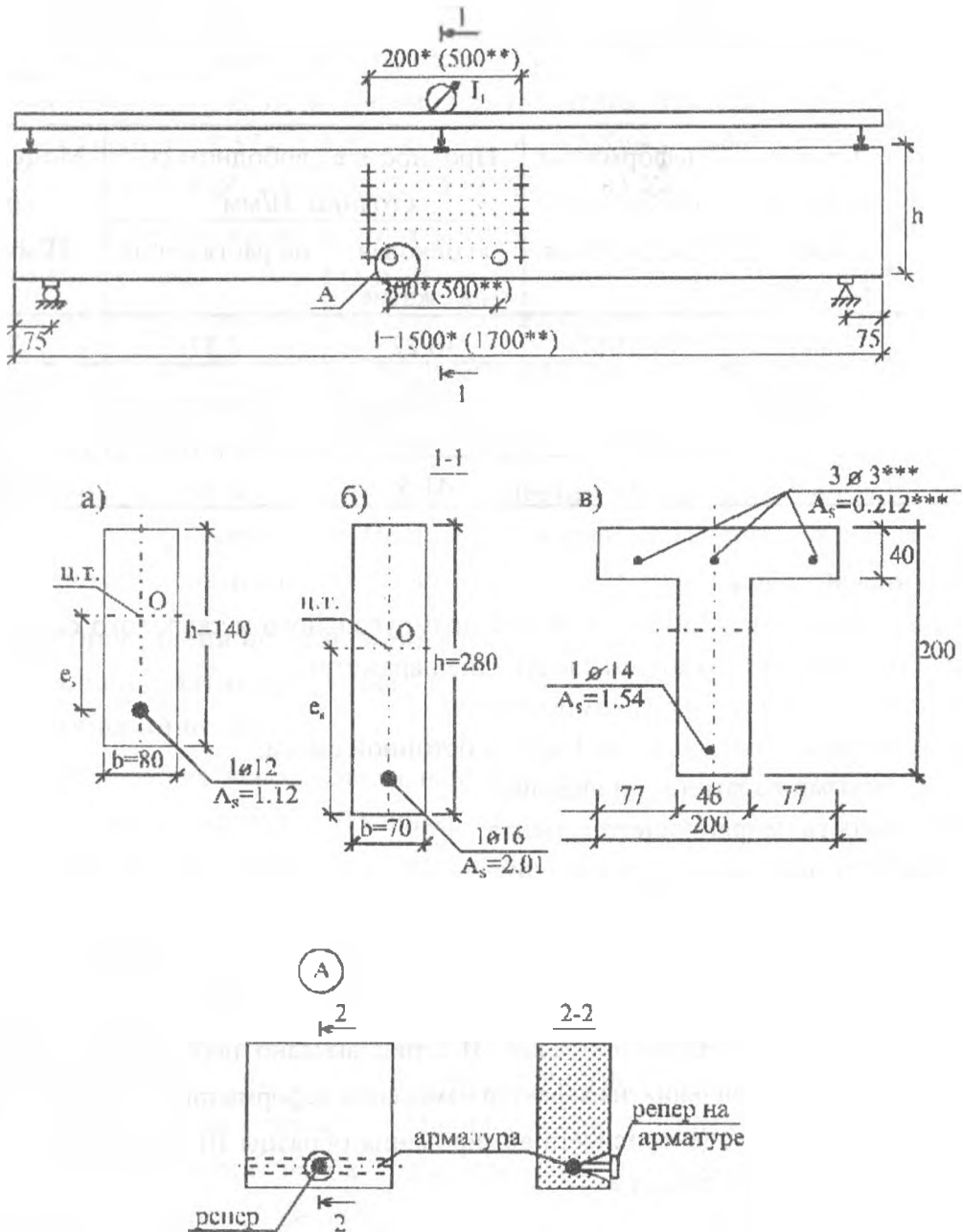


Рис. 2.1. Геометрические характеристики опытных образцов

а – балки серии I, б – балки серии II, в – балки серии III, \* – для балок серии I, \*\* – для балок серии II, \*\*\* – для балок серии IV.



Таблица 2.3.

## Краткая программа экспериментальных исследований

№ п/п	Серия	Обозначение балок	Сечение		Армирование		Эксцентриситет приложения ограниченного $e_s$ , см	Энергоактивность напрягающего бетона, Н/мм <sup>2</sup>	Условия хранения образцов	Кол-во, шт.
			bхh см	A <sub>b</sub> , см <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> , см <sup>2</sup> — п	$\mu_p$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	I	1БМП-0	8х14	112	1.12	1%	0	3.0	влажные под слоем пленки	3
2		1БМП-2					2.0			3
3		1БМП-3					3.5			3
4		1БМП-4					4.0			3
5		1БМП-5					5.5			3
6	II	2БМП-0	7х28	196	2.54	1.3%	0	2.0	водное	2
7		2БМП-4					4			2
8		2БМП-8					8			2
9		2БМП-12					12			2
10	III	3БМТ-0	200х 200 тав- ро- вое	153	1.54	1%	0	1.0	водное	3
11		3БМТ-4					4			3
12		3БМТ-8					8			3
13		3БМТ-12					12			3
14		3БМТ-12					12			3
15		3БМТ-С					—			3
16	IV	4БМТ2-10			1.75	1.14	9.97			3
					1Ø14					
					3Ø3					

4БМТ2-10 – Балки с двойным армированием.

### 3. Основные результаты исследований

К моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона примерно к 14 суткам водного хранения все балки имели деформированное состояние, представленное на рис. 3.1 и 3.2. На эпюрах показаны усредненные значения деформаций испытываемых балок.

Значения зафиксированных деформаций представлены в табл. 3.1.

При осевом положении арматуры ( $e_s = 0$ ) регистрировали практически равномерное распределение деформаций по высоте сечения. Однако величина деформаций в армированных балках была значительно меньше деформаций балок, не имеющих ограничения расширения (рис. 3.1 и 3.2).

По мере перемещения армирования от центра балки к ее нижней грани, т.е. с ростом эксцентриситета, величина ограничивающего влияния на уровне центра тяжести бетонного сечения уменьшается, а в бетоне, окружающем арматуру – возрастает. В результате этого фибры бетона наиболее удаленной от армированной зоны балки

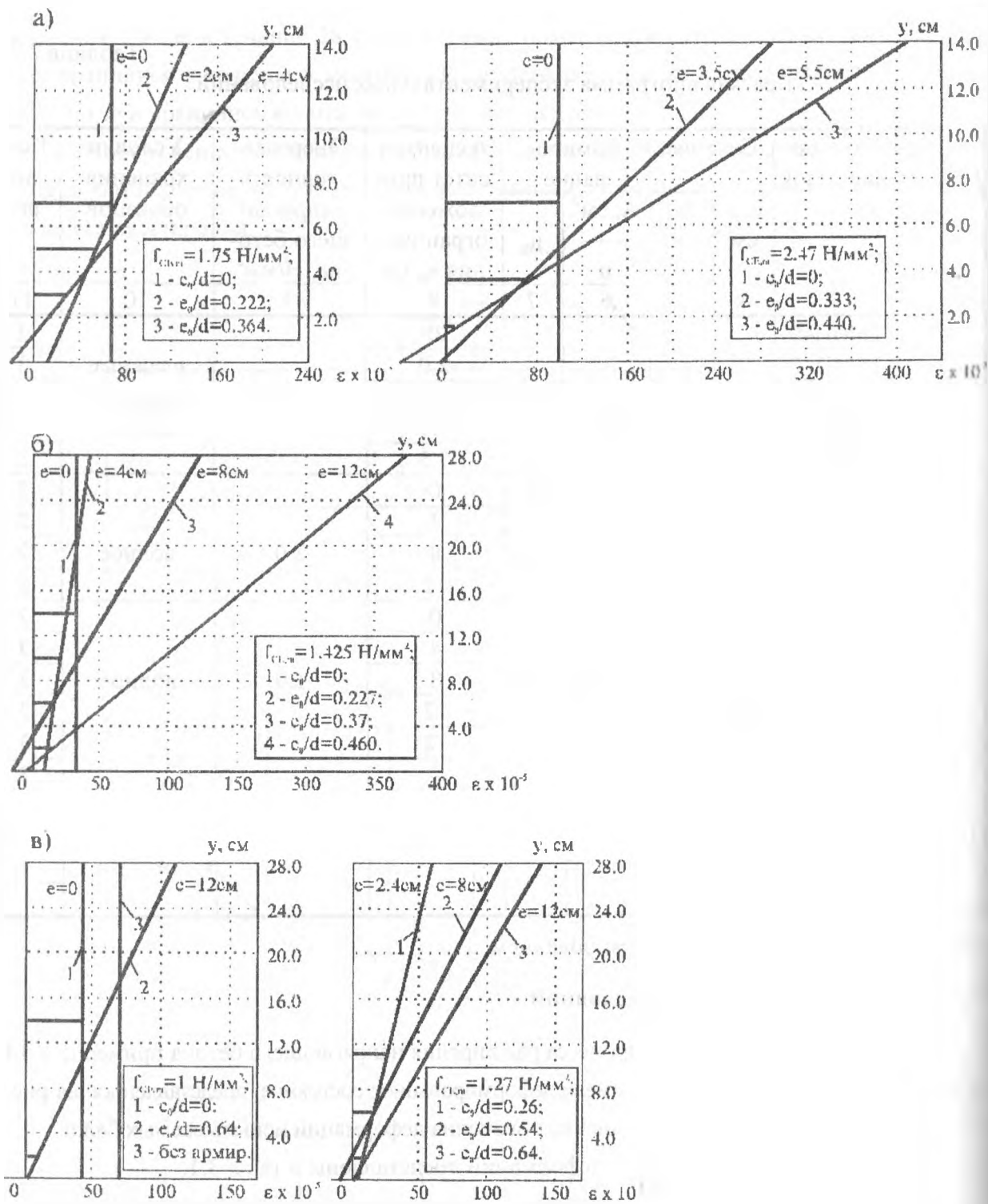


Рис. 3.1. Деформации опытных балок серии к моменту стабилизации расширения (28 суток):  
 а) серия 1БМП;  
 б) серия 2БМП;  
 в) серия 3БМТ.

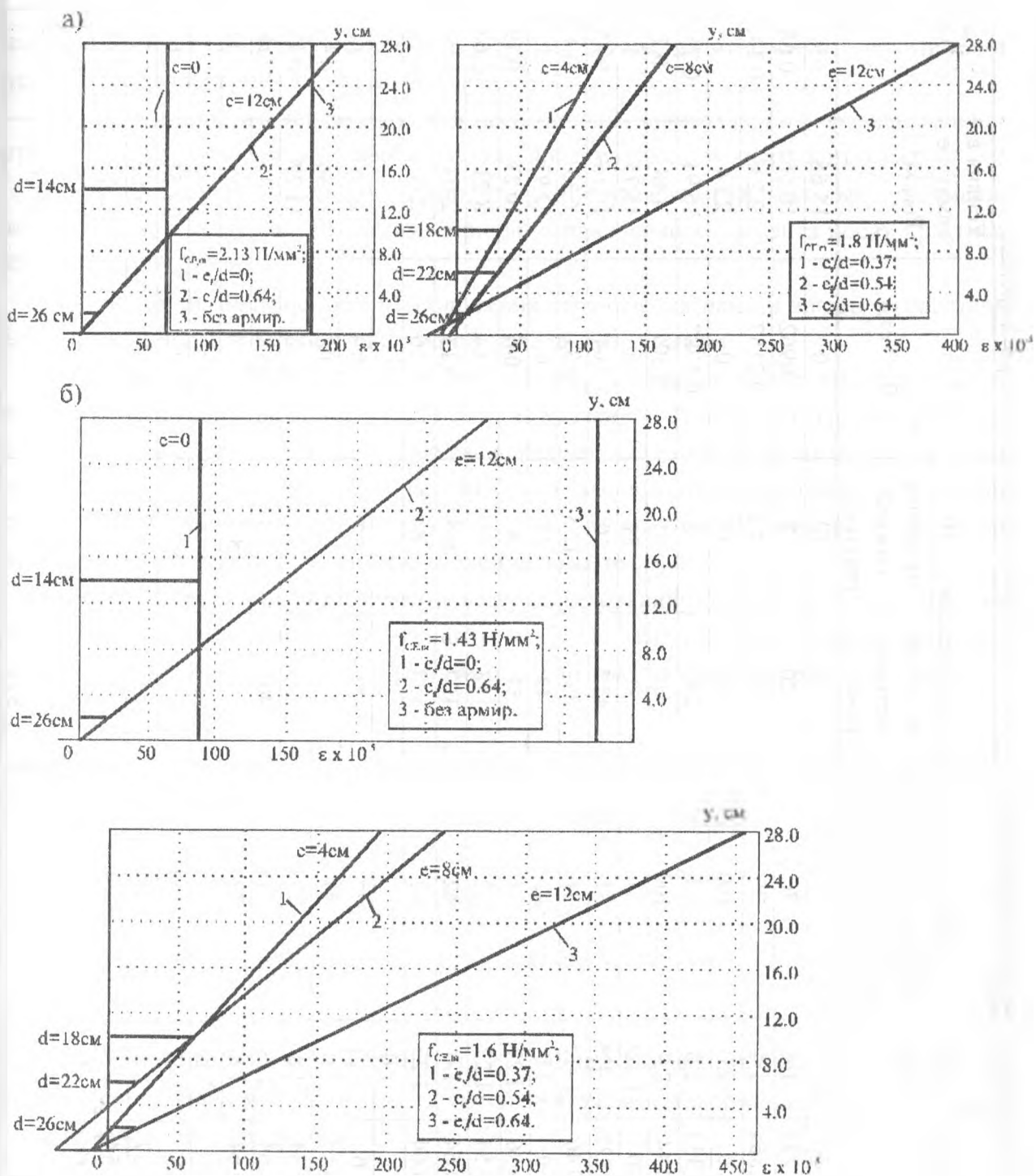


Рис. 3.2. Распределение продольных деформации опытных балок по высоте сечения к моменту стабилизации процессов расширения:  
 а) серия ЗБМТ;  
 б) серия ЗБМП.

Зафиксированные деформации и кривизна опытных балок после стабилизации процесса расширения

№ п/п	Марка	Серия	e <sub>s</sub> , см	e <sub>s</sub> /h <sub>0</sub>	f <sub>CE,m</sub> <sup>2</sup> Н/мм <sup>2</sup>	Зарегистрированные деформации			ε <sub>s,0</sub> = h <sub>1</sub> · ε <sub>CE,0</sub>	Усилия в арматуре Р <sub>CE</sub> , кН	Р <sub>CE,0</sub> / Р <sub>CE,0</sub> <sup>***</sup>
						на уровне центральной балки ε <sub>CE,0</sub>	на уровне верхней грани ε <sub>CE,2</sub>	на уровне нижней грани ε <sub>CE,1</sub>			
1	1БМП-0		0	0	1.4	70	70	70	0	15.68	1
2	1БМП-2		2.0	0.222	1.4	70	120	12	0.0962	10.66	0.68
3	1БМП-4	I*	4.0	0.364	1.4	70	200	-4.2	0.2157	2.23	0.142
4	1БМП-0		0	0	2.0	100	100	100	0	22.4	1
5	1БМП-3		3.5	0.333	2.0	100	240	-5	0.1787	16.91	0.755
6	1БМП-5		5.5	0.44	2.0	100	410	-10	0.307	4.48	0.2
7	1БМП-0		0	0	1.425	31	31	31	0	15.75	1
8	1БМП-4	II*	4.2	0.227	1.425	31	42.5	10	0.04	10.16	0.65
9	1БМП-12		12.4	0.46	1.425	31	267	12.5	0.31	6.35	0.4
10	1БМТ-0		0	0	1.0	42	42	42	0	12.93	1
11	1БМТ-4		2.4	0.26	1.27	42	57	8	0.062	10.23	0.79
12	1БМТ-8	III	8	0.54	1.27	42	113	-3	0.14	8.21	0.63
13	1БМТ-12		12	0.64	1.0	42	107	6.6	0.13	2.03	0.157
14	1БМТ-12-1		12	0.64	1.27	42	137	8	0.16	2.46	0.19
15	1БМТ				1.0						
16	2БМТ-0	3	0	0	2.13	77	77	77	0	23.7	1
17	2БМТ-4	3	4	0.37	1.8	77	120	6.6	0.08	14.36	0.59
18	2БМТ-8	3	8	0.54	1.8	77	173	0	0.12	11.27	0.48
19	2БМТ-12	3	12	0.64	2.13	77	403	3.3	0.28	1.1	0.046
20	2БМТ-12-1	3	12	0.64	1.8	77	206	8.3	0.137	2.55	0.11
21	2БМТ	3			2.13						
22	3БМТ-0	4	0	0	1.43	89.4	89.4	89.4	0	27.51	1
23	3БМТ-4	4	4	0.37	1.6	89.4	192	0	0.114	21.03	0.76
24	3БМТ-8	4	8	0.54	1.6	89.4	278	-23	0.15	12.83	0.46
25	3БМТ-12	4	12	0.64	1.43	89.4	455	13.3	0.26	4.09	0.15
26	3БМТ-12-1	4	12	0.64	1.6	89.4	307	0.21	0.17	5.91	0.21
27	3БМТ	4			1.43		371				

\*) Для балок серии I, 2, 4, 8, 12, 12-1, 12-1-1 средние значения зафиксированных деформаций по результатам измерений 3 балок

получали большую свободу деформаций, а фибры бетона, расположенные вблизи арматурного стержня получали большее ограничение.

Эпюра распределения деформаций переходит из прямоугольной при центральном ограничении в трапециевидную при расположении арматуры с эксцентриситетом.

Вместе с тем опытами установлено, что распределение относительных деформаций расширения по высоте сечения несимметрично ограниченного элемента носит практически линейный характер.

С ростом эксцентриситета расположения ограничения наклон эпюры относительных деформаций расширения к продольной оси элемента убывает.

Как видно из представленных на рис. 3.1 эпюр, в образцах-балках с большими эксцентриситетами величина деформаций наиболее удаленной от арматуры грани в ряде случаев превосходит деформации свободно расширявшегося бетона балок-аналогов. Это свидетельствует о том, что фибры бетона, наиболее удаленные от армирования, находятся в условиях растяжения при несимметричном расположении ограничения, а следовательно двузначной эпюре распределения напряжений по высоте сечения.

Анализ результатов экспериментальных исследований показал, что при малых эксцентриситетах расположения ограничения ( $e_s/h_0 < 0.18$ ) распределение деформаций по высоте сечения может быть принято равномерным и для его расчета можно пользоваться стандартной зависимостью [3] вида:

$$\sigma_{CE,0} = f_{CE,0} \cdot k_e \cdot k_\mu \cdot k_w \cdot k_s \quad (4)$$

где:  $f_{CE,0}$  – марка напрягающего бетона по самоупругиванию;

$k_\mu$  – коэффициент, учитывающий процент армирования сечения

$$k_\mu = \sqrt{\frac{1.57 \cdot \mu_p}{0.0057 + \mu_p}} \quad (5)$$

$k_e$  – коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета

$$k_e = 1 - \frac{e_s}{h_0} \quad (6)$$

Для случая больших эксцентриситетах ( $e_s/h_0 > 0.18$ ) на основании проведенных исследований была разработана методика расчета самоупругивания и деформированного состояния элемента на стадии расширения.

#### 4. Расчетная модель для определения самоупругивания при больших эксцентриситетах армирования

##### 4.1. Общие положения и допущения метода

При построении расчетной модели вводят определенные допущения, упрощающие расчетные положения и не влияющие в значительной мере на физическую сущность зарегистрированных явлений.

Введены следующие предпосылки метода:

- распределение самоупругивания и деформаций расширения линейное по высоте сечения;

- величина самонапряжения в бетоне в конечной фазе расширения может быть рассчитана как для предварительно напряженного элемента при известном усилии в арматуре (деформации армирования при расширении) классическим способом:

$$\sigma_{CE,i} = \frac{P_{02,E}}{A_{CE}} \left( 1 + \frac{\epsilon_s \cdot y_r}{r^2} \right) \quad (7)$$

где:  $P_{02,E}$  – сила самонапряжения в армировании  $P_{02,E} = \epsilon_{s,E} \cdot E_s \cdot A_s$ ;  
 $\epsilon_{s,E}$  – деформации на уровне центра тяжести ограничения;

- распределение деформаций в любой точке сечения элемента определяют исходя из условия:

$$\epsilon_{CE,i} = \epsilon_{s,E} \pm y_i \cdot \Psi \quad (8)$$

где:  $y_i$  – расстояние от центра тяжести ограничения до точки по высоте сечения, в которой найдена деформация.

#### 4.2. Самонапряжение на уровне центра тяжести ограничения

На основании экспериментальных исследований был выполнен анализ самонапряжения в ограничивающей арматуре в зависимости от относительного эксцентриситета армирования  $e_s/d$ . Опыты показали, что с ростом эксцентриситета  $e_s$  величина напряжений (усилия) в ограничивающей арматуре снижается.

При центральном ограничении  $\epsilon_s = \epsilon_{s0}$ , где  $\epsilon_s$  – деформации ограничивающей арматуры,  $\epsilon_{s0}$  – деформации арматуры центрально-ограниченного образца. А т.к.  $\sigma_{CE,S}$  является функцией от  $\epsilon_s$ , то и  $\sigma_{CE,S} = f_{CE}$ . С ростом относительного эксцентриситета  $e_s/d$  наблюдается уменьшение напряжения в арматуре (рис. 4.1).

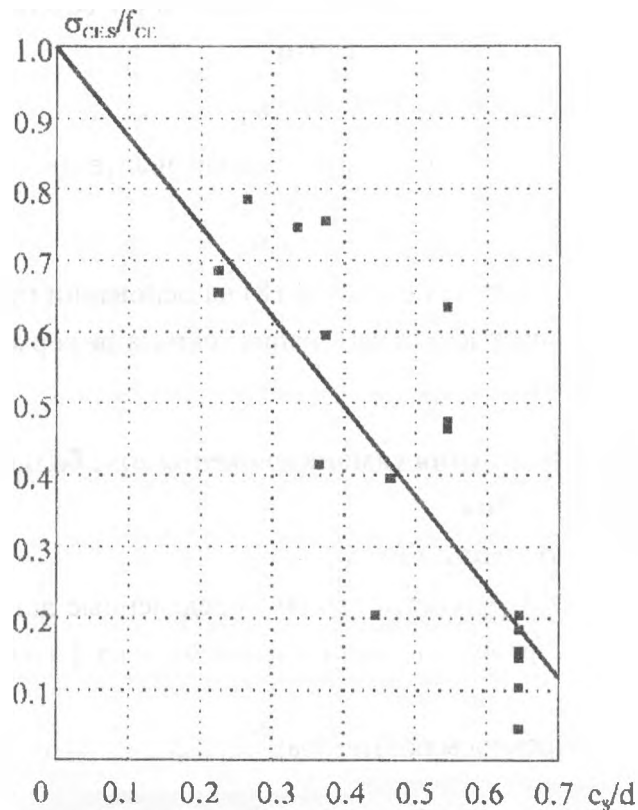


Рис. 4.1. Зависимость относительных самонапряжений арматуры от эксцентриситета ограничивающей связи.

Деформации армирования на основании зависимости рис. 4.1 могут быть найдены из выражения:

$$\varepsilon_{CE,s} = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s}{\mu_p \cdot E_s} k_s \quad (9)$$

Обработка полученных результатов с использованием методов анализа по программе "STATGRAPH" позволила установить, что значение коэффициента  $k_e$  может быть определено:

$$k_s = \left[ 1 - \gamma_1 \left( \frac{e_s}{h_0} \right) \right] \quad (10)$$

где:  $\gamma_1$  – эмпирический коэффициент.

Усилие в арматуре может быть найдено:

$$P_{02,SE} = \sigma_{s,CE} \cdot A_{sp} = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s \cdot A_{sp}}{\mu_p} \left[ 1 - \gamma_1 \left( \frac{e_s}{h_0} \right) \right] \quad (11)$$

либо:

$$P_{02,SE} = f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s \cdot A_{CE} \left[ 1 - \gamma_1 \left( \frac{e_s}{h_0} \right) \right] \quad (12)$$

### 4.3. Распределение самонапряжения по высоте сечения

Анализ результатов проведенных исследований показал, что с ростом относительного эксцентриситета армирования ( $e/d$ ) наклон эпюры деформаций носит ярко выраженный характер.

При обработке экспериментальных данных оценивали влияние эксцентриситета на угол наклона эпюры деформаций, кривизну элемента определяли из условия:

$$\Psi = \frac{\varepsilon_{CE,2} - \varepsilon_{CE,1}}{h} \quad (13)$$

где:  $\varepsilon_{CE,2}$  и  $\varepsilon_{CE,1}$  – деформации верхней и нижней граней балок при самонапряжении.

Результаты опытов показали также, что наклон эпюры деформаций по высоте сечения зависит также от энергоактивности бетона.

С ростом марки бетона по самонапряжению, при одном и том же эксцентриситете ограничения, наклон эпюры деформаций возрастает. Для учета влияния энергоактивности напрягающего бетона при нахождении распределения деформаций по высоте сечения учитывалась величина деформаций арматуры центрально ограниченного образца с той же маркой бетона по самонапряжению.

При обработке результатов проведенных исследований получена следующая зависимость, описывающая наклон эпюры деформаций по высоте сечения:

$$\Psi = \varepsilon_{CE,0} \cdot \delta \left( \frac{e_s}{h_0} \right)^k \quad (14)$$

где:  $\delta$  и  $k$  – эмпирические коэффициенты для условий проведенных опытов;

$\delta = 0.255$ ;  $k = 0.94$ .

Полученная зависимость представлена на рис. 4.2.

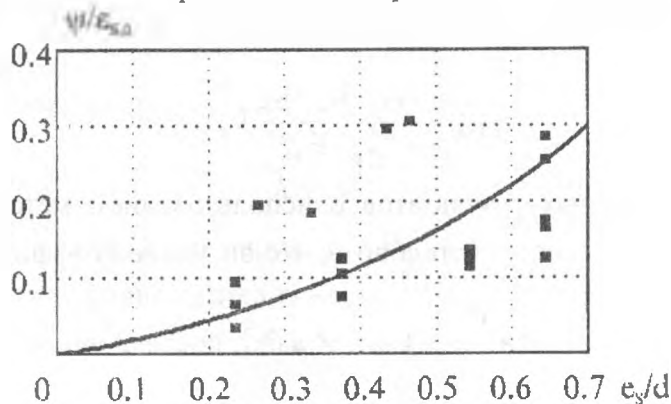


Рис. 4.2. Зависимость кривизны элемента от эксцентриситета ограничивающей связи

Распределение деформаций по высоте сечения определяется исходя из условия:

$$\epsilon_{CE,i} = \epsilon_{CE,0} \pm y_i \cdot \Psi \quad (15)$$

или

$$\epsilon_{CE,i} = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s}{\mu_p \cdot E_s} \left[ 1 - \gamma_1 \left( \frac{e_s}{d} \right) \right] \pm y_i \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s}{\mu_p \cdot E_s} \delta \left( \frac{e_s}{d} \right); \quad (16)$$

$$\epsilon_{CE,i} = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_e}{\mu_p \cdot E_s} \left[ 1 - \gamma_1 \left( \frac{e_s}{d} \right) \pm y_i \cdot \delta \left( \frac{e_s}{d} \right) \right] = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_e}{\mu_p \cdot E_s} \frac{e_s}{d} (1 - \gamma_1 \pm y_i \cdot \delta). \quad (17)$$

### Выводы

1. В общем случае самоупругие по высоте сечения распределяются неравномерно и зависят от положения ограничивающей связи.
2. Возрастание эксцентриситета ограничения приводит к снижению самоупругия.
3. На основании проведенных исследований предложены зависимости для оценки напряженно-деформированного состояния при самоупругии.
4. В самоупругих конструкциях при малых эксцентриситетах ограничивающей связи ( $e_s/d < 0.18$ ) для определения напряженно-деформированного состояния с достаточной точностью можно пользоваться стандартными зависимостями, а в случае больших эксцентриситетов ( $e_s/d > 0.18$ ) следует использовать полученные зависимости.

### Список использованных источников

1. Будюк В.Д., Никитин В.Н. Экспериментально-теоретическое моделирование железобетонных элементов. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура, № 6, стр. 17–20.
2. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цементы и самоупругие железобетонные конструкции. М.: 1974 г.
3. Пособие по проектированию самоупругих железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01–84). М., ЦИТП, 1986.



## КОМПЬЮТЕРНАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ОБУЧЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Уласевич В. П.

БПИ, г. Брест

Процесс подготовки инженера в высшей школе всегда был нелегким делом. С одной стороны, требуется фундаментальная подготовка по численным методам математики, физике, теории сооружений, а с другой - полученные знания должны эффективно использоваться студентом на 3-м, ..., 5-м курсах для приобретения и развития своего инженерного мышления.

Многолетний опыт показал, что развитие *инженерного мышления* возможно главным образом через курсовое проектирование [1]. Выполнение курсовых проектов связано с необходимостью больших затрат времени. Если же упростить курсовой проект, то возможность приобретения конструкторского навыка уменьшается. Кому не известна эта вечная дилемма. А ко всему этому - затраты времени на оформительскую работу пояснительной записки и чертежей. Достаточно сказать, что добросовестное вычерчивание чертежа вручную требует около 45, ..., 50% всех затрат времени на курсовой проект.

В их многообразии наиболее трудоемкими, требующими больших затрат времени, являются курсовые проекты по строительным конструкциям. Их выполнение в соответствии с положениями ГОСТ и ЕСКД требует огромных затрат времени на оформление пояснительных записок, рисунков, чертежей. Кроме того, при выполнении курсовых проектов студенту необходимо довести знания по отдельным разделам конструкторских дисциплин до требований хорошо подготовленного инженера-конструктора, что достигается дополнительными затратами времени на поиск учебной литературы и справочно-нормативной документации. Не секрет, что в условиях нехватки литературы и ограниченным количеством СНиП и ГОСТ, их содержание часто бывают просто недоступно студенту. Анализ затрат времени студентами специальности ПГС на 2-й курсовой проект (при использовании компьютера только для определения внутренних усилий в раме каркаса) констатирует следующее:

- работа над конструкторским решением проекта 25, ..., 30%;
- затраты времени на поиск информационного обеспечения - 10%;
- оформление пояснительной записки 15, ..., 20%;
- затраты времени на вычерчивание чертежей - 45, ..., 50%.

Кроме того требуется время и на усвоение учебной литературы. Где же выход? Выход - в разработке и внедрении компьютерных технологий обучения проектированию основу которых составляют:

- кафедральные (межкафедральные) локальные компьютерные сети с достаточным числом автоматизированных рабочих мест студента (АРМ), построенным на базе персональных компьютеров (ПК);

- компьютерные технологические линии обучения проектированию в автоматизированном режиме (обучающие ТЛП), функционирующие в рамках локальной сети, и обеспечивающие работу студента над проектом в системе "Студент - АРМ".

Трудность построения обучающих ТЛП связана с необходимостью учитывать главную их особенность - пригодность для выполнения функций обучения проектированию. В сравнении с промышленными ТЛП, обучающие ТЛП должны быть хорошо приспособленными для эволюционных изменений, иметь развитые (практически на уровне искусственного интеллекта) обучающие средства диалогового взаимодействия в системе "Студент - АРМ". Кроме того, необходима разработка профессиональных концептуальных моделей проектных процедур и методов их реализации в графическом режиме на персональном компьютере. Технически построение таких систем стало принципиально возможно благодаря появлению графических растровых мониторов большой разрешающей способности (режим VGA с видеопамятью до 4 Mb), позволяющих создавать пользовательский интерфейс на основе конструкторских моделей и процессов в *графическом режиме*. Пожалуй, конструкторы первые оценили это достоинство современных ПК, и продемонстрировали их возможности созданием системы AutoCAD, предназначенной для автоматизированного выполнения чертежей.

При современных темпах развития ПК, наличии широкого набора средств обработки информации и ввода-вывода, в создании ТЛП целесообразно выделить три уровня абстракции:

- уровень построения концептуальной модели объекта ТЛП;
- логический уровень, на котором концептуальная модель реализуется на алгоритмическом языке программирования;
- уровень физической реализации в системе АРМ.

Концептуальная модель объекта проектирования должна быть объектно-ориентированной и системно-независимой. За объект проектирования здесь должны быть приняты конкретные конструкторские задачи, поставленные в задании студента на курсовое проектирование. На уровне концептуальной модели, с помощью языка лингвистических, информационных, семантических, имитационных и др. средств, отрабатывается структура и связи в системе в форме, понятной для восприятия программистом и автором ТЛП.

На логическом уровне концептуальная модель описывается программистом средствами алгоритмических языков программирования. Для успешной реализации модели ТЛП на логическом уровне, независимо от языка программирования, необходимо [2, 3]:

1. Иметь профессионально-ориентированную библиотеку средств объектно-ориентированного программирования. Такая библиотека может быть разработана на базе одного из языков высокого уровня (например, Borland-Pascal) с учетом специфики учебной дисциплины, и рассматриваться как язык проектирования пользовательского интерфейса. Основное ее назначение - существенно упростить программирование при реализации пользовательского интерфейса концептуальной модели ТЛП.

2. Разработать обучающую информационную базу данных, призванную в ТЛП выступать в роли консультанта. Желательно иметь возможность представить информационный файл как *гипертекстовый* в форме электронного пособия по проектированию с формулами, таблицами и рисунками, а также возможностью подачи информации по ключевым словам.

3. Иметь возможность включить в обучающие ТЛП инвариантные системы подготовки чертежей и пояснительных записок, а также подсистемы, разрабатываемые в ее развитие вплоть до создания обучающих САПР кафедры, факультета, ВУЗа. Примером такой системы может быть AutoCAD с возможностью обмена графической информацией через \*.DXF-файлы, а также \*.CHI-файлы текстового процессора ChiWriter.

В настоящее время на кафедре "Строительные конструкции" при выполнении курсовых проектов по курсу "Металлические конструкции" созданы и успешно проходят адаптацию две обучающие ТЛП.

**1. ТЛП ВЕАМ.** Используется при выполнении курсовой работы "Балочная клетка площадки промздания". Состоит из двух подсистем - МВЕАМ и GBEАМ. Функционируют в графическом режиме под управлением MS-DOS.

Подсистема МВЕАМ предназначена для выполнения в автоматизированном режиме вариантной части курсовой работы. Дает возможность проектировать балки настила и вспомогательные балки из прокатных профилей. В процессе работы с ней создается файл пояснительной записки, который в последующем редактируется студентом текстовым редактором LEXICON.

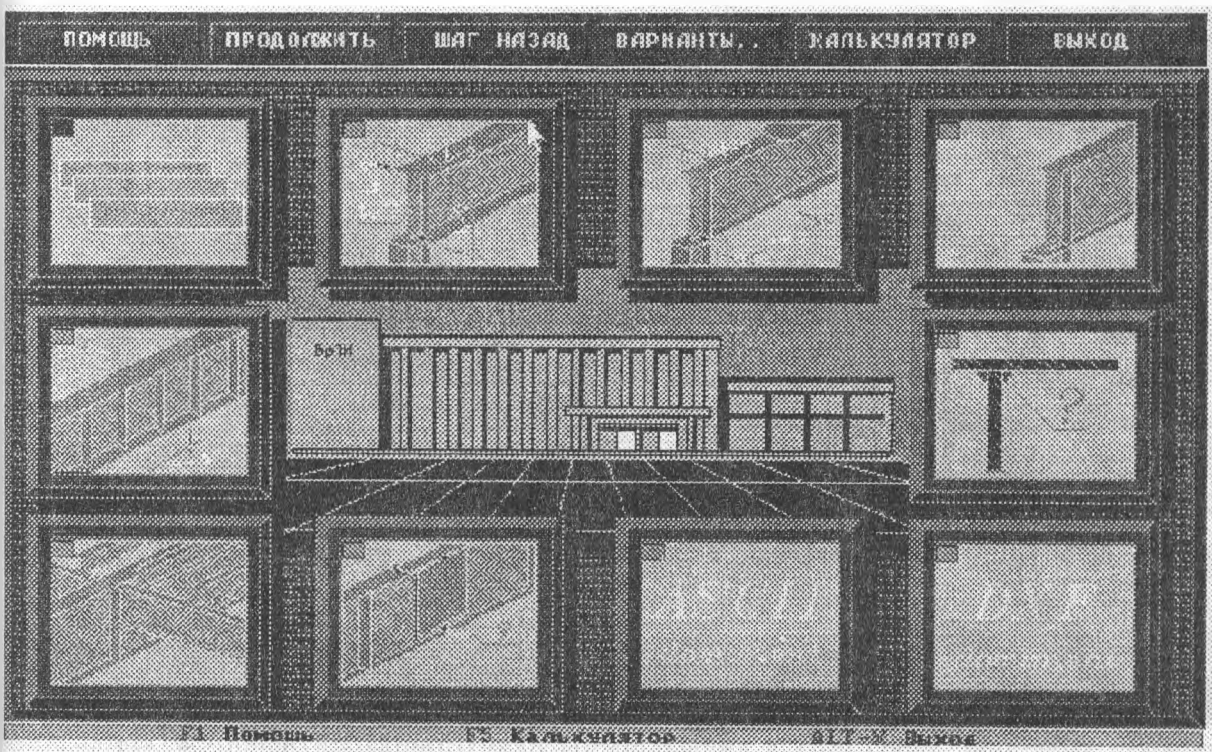


Рис. 1. Фрагмент интерфейса подсистемы GBEAM

Подсистема GBEAM предназначена для обучения проектированию сварной составной балки. Пользовательский интерфейс построен по принципу запуска подсистем через набор графических пиктограмм (Рис.1), наглядно отражающих содержание подобъектов проектирования. В роли подобъектов проектирования приняты: подбор сечения балки; изменение ее сечения по длине; проверка балки на местную устойчивость; проектирование опорной части балки; расчет сварного соединения поясов со стеной; проектирование стыка монтажного стыка балки на высокопрочных болтах. По результатам работы формируется текстовый файл в формате \*.CHI текстового процессора ChiWriter, а также рабочий чертеж балки в трех проекциях с размерами в формате \*.DXF. В последующем, в системе AutoCAD студент осуществляет доработку чертежа до рабочего документа.

## 2. ТЛП KARKAS. Состоит из 5 подсистем: RAMA, GRAF, KRUUG, KOLONA, RIGEL.

Подсистема RAMA предназначена для статического расчета поперечной рамы каркаса одноэтажного промздания с целью получения внутренних усилий в сечениях колонны от действующей системы расчетных нагрузок;

Подсистема GRAF позволяет строить эпюры внутренних усилий по результатам статического расчета. Эпюры представлены в виде набора \*.DXF-файлов для их последующей обработки и документирования системой AutoCAD.

Подсистема KRUUG позволяет получить комбинации расчетных усилий по основному сочетанию. Функционирует в интерактивном режиме. Исходной информацией служит информационный файл, образуемый в результате работы с подсистемой GRAF. Имеет многооконный интерфейс. Результаты работы студента с программой представлены в виде текстового файла в форме таблицы, удобной для документирования.

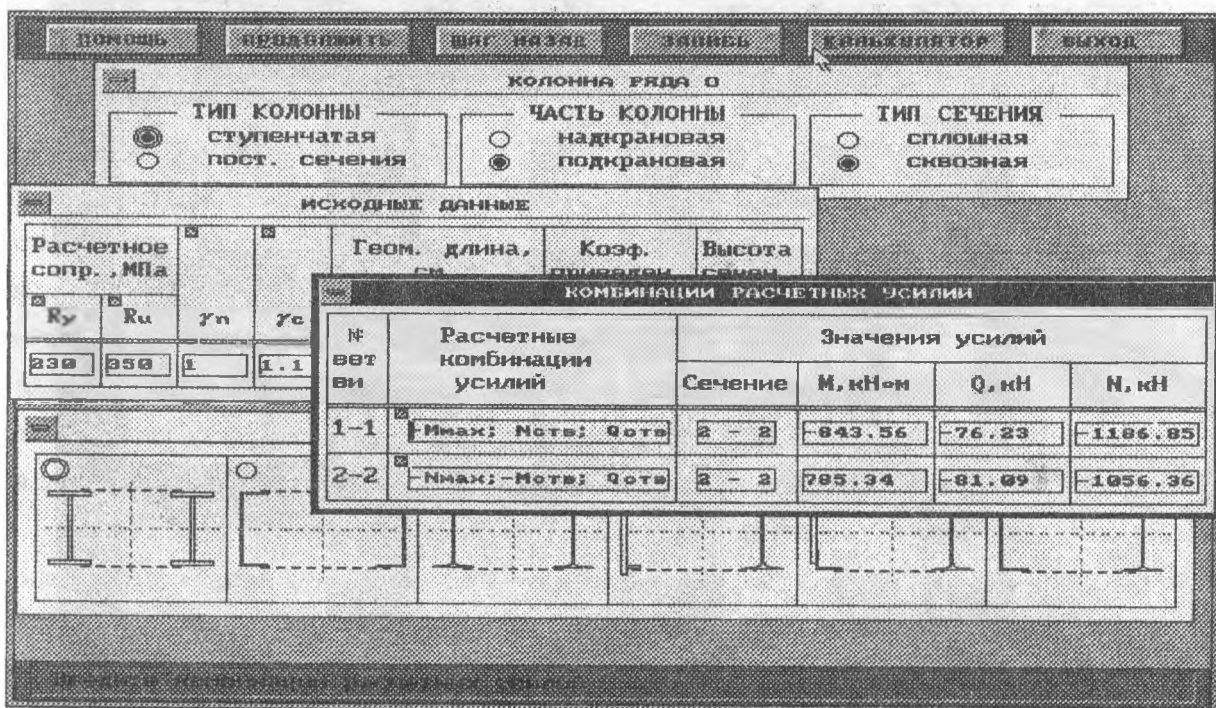


Рис 2. Окна с исходной информацией к подсистеме KOLONA

Подсистема KOLONA позволяет проектировать сечения сплошных и сквозных колонн симметричного и несимметричного типа. В качестве исходной информации принимаются результаты работы с программой KRUUG. Многооконный пользовательский интерфейс диалога построен по типу Windows (Рис. 2; 3). Подбранное сечение в виде \*.DXF-файла может быть передано в систему AutoCAD для работы над чертежом колонны. В процессе работы с программой формируется также фрагмент пояснительной записки с расчетной информацией.

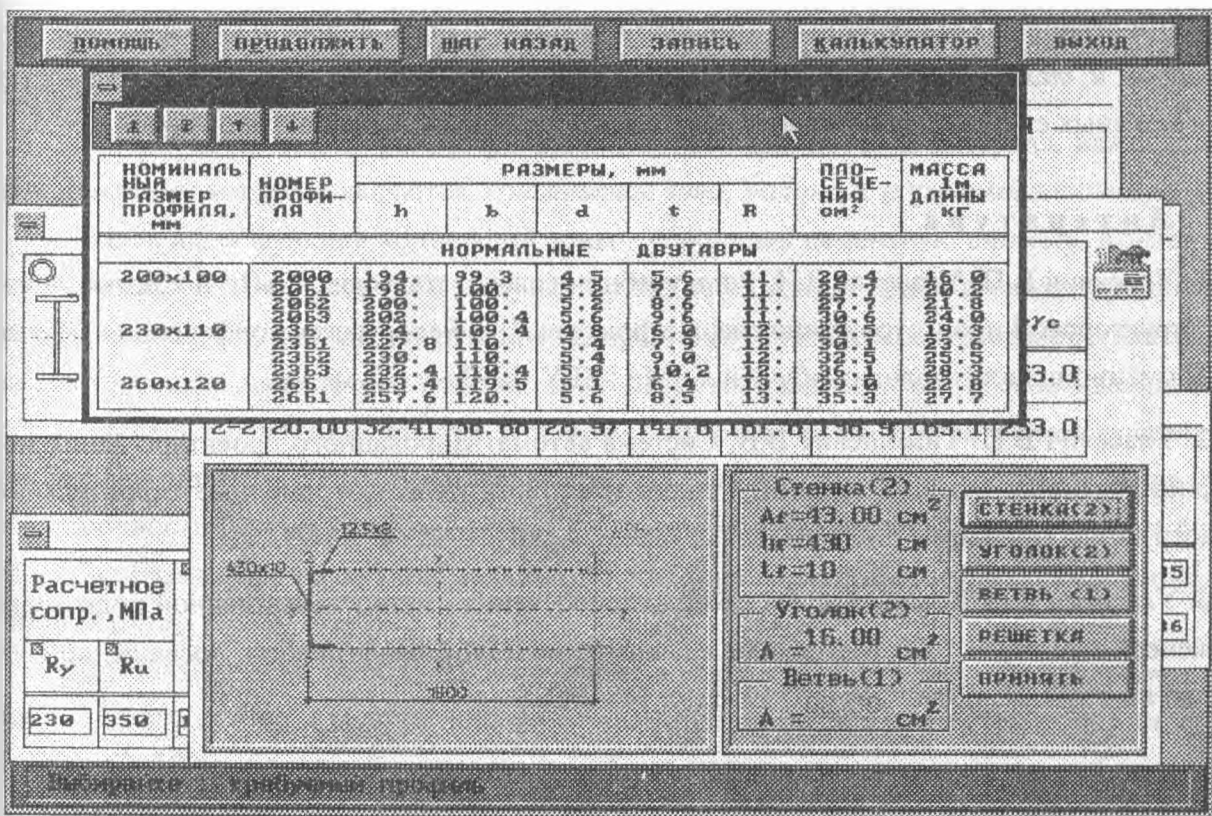


Рис. 3. Окна с информацией в момент подбора сечения колонны

Подсистема RIGEL предназначена для проектирования в интерактивном режиме сквозного ригеля рамы в виде фермы из уголков или тавров. Позволяет выполнить статический расчет фермы на эксплуатационную нагрузку, определить расчетные усилия в стержнях фермы, подобрать сечения стержней. Результаты работы программы оформляются в файлах-документах в табличной форме.

Физическая реализация программных средств вышеназванных ТЛП осуществлена в локальной сети, функционирующей под управлением операционной среды Windows for Workgroups 3.11 по типу *Peer-to-Peer*.

Здесь следует отметить, что с появлением интегрированной среды Windows и развитием объектно-ориентированного программирования в этой среде, проблема разработки пользовательского интерфейса и его реализация на логическом уровне существенно упро-

стилась. Программирование под ОС Windows с учетом возможностей режима OLE упростило решение ряда поставленных здесь проблем, трудно разрешимых при программировании для MS-DOS. И в первую очередь - создания более развитых, функционирующих в подсистемах ТЛП, электронных информационно-обучающих систем на базе Excel и Word. Открылась также реальная возможность построения обучающих электронных пособий по проектированию.

Следует заметить, что разработка обучающих ТЛП требует больших затрат времени на обучение программированию, а также наличие более мощной компьютерной техники для организации АРМ студента. В этой связи уместно ставить вопрос *о существенной финансовой и технической поддержке* творческих групп, решившихся начать разработку программных средств для компьютерных технологий обучения проектированию.

### Л и т е р а т у р а

1. Уласквич В.П. Уласевич З.Н. Роль учебно-исследовательских САПР в компьютерно-конструкторской подготовке инженера-строителя //1-я Белорусская конференция "Новые информационные технологии обучения. -Мн.: БГУ, 1992. -с. 85-86.

2. Уласевич В.П. Тимошевич В.В. Система автоматизированного проектирования модифицированных бетонов заданных типов и свойств //Сб. Современные строительные конструкции. Проблемы и перспективы. -Брест: БрПИ, 1995. -с. 88-93.

3. Уласевич В.П. Компьютерная технология обучения - путь к качественной подготовке инженера строителя. //Сб. Материалы научно-технической конференции, посвященной 30-летию ин-та. Ч. II. - Брест: БрПИ, 1996. -с. 148-149.

## ВЛИЯНИЕ РСУ НА СВОЙСТВА КЕРАМЗИТОБЕТОНА

Уласевич В.П., Тимошевич В.В.

БПИ, г. Брест

В жилищном строительстве широко применяются конструкции из легкого бетона на керамзите фракции 5, ..., 20 марки по средней плотности D1100 класса B5 и D1500, D1700 класса B15. Анализ их эксплуатации выявил ряд недостатков: повышенное водопоглощение и паропроницаемость, недостаточная морозостойкость и защита арматуры от коррозии, существенное снижение теплопроводности при увеличении влажности атмосферного воздуха. Это существенно сказывается на долговечности конструкций [1].

Легкий бетон может рассматриваться как композиционный материал, важнейшими компонентами которого являются: *контактная зона, матрица, пористый заполнитель*.

Важнейшая функция контактной зоны - упрочнить цементную систему. Контактная зона должна быть как можно более тонкой и без дефектов, обладать высокой прочностью на растяжение. Происходит энергичное адсорбционно-химическое взаимодействие между цементирующим веществом и поверхностью пористого заполнителя, обеспечивающее высокую степень гидратации цемента. При этом возрастает число контактов между соприкасающимися поверхностями, увеличиваются площади их срастания, что ведет к увеличению прочности бетона. Поэтому, структура легкого бетона должна формироваться с учетом образования прочных, минимальных по толщине контактных зон максимальной протяженности.

Контактная зона выполняет и другую функцию - обеспечивает повышенную стойкость легкого бетона к водопоглощению. Несмотря на то, что объем микропор керамзитобетона в 10 раз больше, а их радиус в 3...5 раз меньше, чем в гранитном щебне, гидрофизические свойства легкого бетона могут быть не ниже тяжелого. Это объясняется тем, что в контактном слое в определенных условиях могут отсутствовать капиллярные поры.

Пористый заполнитель в бетоне формирует оболочку из цементирующего вещества. Если в определенных условиях в нем отсутствуют капиллярные поры, легкий бетон обладает повышенной водонепроницаемостью. В этом случае, с позиций теории масопереноса, обмен влагой осуществляется через водяной пар, находящийся в воздушной среде.

Как показывают исследования, условия, обеспечивающие улучшение базовых свойств керамзитобетона, хорошо согласуются с теорией применения в бетон комплексных модификаторов [2, 3].

Исследования, приведенные ниже, призваны подтвердить предположение, что модификатором, повышающим долговечность керамзитобетона может быть добавка РСУ (регенерационный сток утилизированный) [4].

Характеристика керамзита	Значения
1. Полные остатки на контрольных ситах, % по объему:	
5 мм	93.82
10 мм	9.6
20 мм	нет
2. Насыпная плотность, кг/м <sup>3</sup>	592
3. Прочность гравия при сдавливании в цилиндре, МПа	2.7

**Характеристики материалов для исследований.** На заводах ЖБИ Республики Беларусь наибольшее применение находит легкий бетон средней плотностью марки D1600. D1700 класса B15 на керамзитовом заполнителе фракций 5,...,10. Этот бетон и был принят для исследований с использованием следующих исходных материалов:

- песок природный, удовлетворяет требованиям ГОСТ 8736-85;
- керамзитовый гравий фракции 5,...,20 Петриковского завода с характеристиками приведенными в табл. 1;

Таблица 2

Наименование параметров	Значения РСУ
Значения $RH$	10.823
Поверхностное натяжение $\sigma$ , н/м	$5.89 \cdot 10^{-7}$
Плотность, г/см <sup>3</sup>	1.110
ОКВ (потери при прокаливании), г/л	30.784
Минеральная часть, г/л	162.216
Содержание РСУ, кг/л	0.193
Концентрация раствора РСУ, %	17.40



Таблица 3

Параметры цемента Ср 45	Испытания завода CHELM	Польская норма	Испытания по ГОСТ 310-85	Нормы ГОСТ 10178-85
Начало схватывания, мин.	120	>60	160	>45
Конец схватывания, мин.	175	<600	220	<600
Вода для размешивания (нормальная густота), %	26,5		28,00	
Проба Ле-Шателье, мм	0,0	<8	---	
Удельная поверхность, м <sup>2</sup> /кг	361	>220	392	>280
Прочность на сжатие, МПа:				
- после 2 дней	26,6			
- после 3 дней	32,6	>20	42,8	---
- после 7 дней	40,6			
- после 28 дней	47,1	>45 <65	52,9	>49
SiO <sub>2</sub> (%)	19,98		19,40	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	2,13		1,88	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	5,43		5,70	
CaO (%)	64,93		65,00	
MgO (%)	0,54	<5	5,33	<5
SO <sub>3</sub> (%)	2,90	<3,5	2,38	>1,0 <3,5
Na <sub>2</sub> O (%)	0,20			
K <sub>2</sub> O (%)	0,65			
Na <sub>2</sub> O <sub>экв</sub> (%)	0,63			
Нерастворимые части (%)	0,76		0,87	
Потери обжига (%)	2,16		3,42	
Состав Цемента (%):				
- клинкер	95			
- гипс	5	<5		
- минеральные добавки				
Минералы (%):				
- C <sub>3</sub> S	58,51		63,23	
- C <sub>2</sub> S	13,16		7,94	
- C <sub>3</sub> A	10,78		11,92	
- C <sub>4</sub> AF	6,48		17,34	
<b>Заключение:</b>				
Цемент соответствует марке <b>ПЦ 500-Д0</b> ГОСТ 10178-85				

- добавка *PCU* получена в лабораторных условиях на базе РС Слуцкого сахарорафинадного завода с параметрами, приведенными в табл. 2.

- портландцемент завода СHELМ (Польша) *Ср 45*, соответствующий по ГОСТ 10178-85 марке *ПЦ 500-Д0* (см. табл. 3.);

**Оптимальное количество *PCU* в керамзитобетон.** Оптимальное количество добавки *PCU* определялось по испытаниям образцов-кубов из керамзитобетона класса В15 размером 10x10x10 см в количестве 6 шт для каждого состава. Один из кубов был без добавки а в остальных пяти содержание *PCU* изменялось от 0.3% до 0.7% от массы цемента.

Кубы после формования подвергались тепловой обработке в пропарочной камере по режиму 4+3+6+2 (выдержка, подъем температуры до 80° С, изотермический прогрев, остывание).

После тепловой обработки 3 куба каждого состава испытывались на сжатие, а остальные три хранились в течение 28 суток в нормально-влажностных условиях и затем также испытывались.

Как показали результаты исследований, оптимальное количество *PCU* в керамзитобетон класса В15 составляет 0.45.. 0.55 от массы цемента. При этом достигается максимальный прирост прочности составил 29%, а в 28-суточном возрасте после пропарки - 26%.

Результаты испытаний приведены в табл. 4.

Таблица 4

Состав керамзитобетона, кг			W/C	PCU-1, % от Ц	Подвижн./ жесткость.	Прочн. при сжатии, мПа	
Цемент	Песок	Керамзит				после ТВО	ч-з 28 суток
300	800	425	0.78	0	6 с	9.8	13.7
			0.73	0.3	6 с	11.2	14.8
			0.70	0.4	6 с	11.9	15.9
			0.68	0.5	6 с	12.7	17.2
			0.67	0.6	6 с	12.3	16.6
			0.66	0.7	6 с	11.6	14.5

При исследовании технологических свойств керамзитобетонной смеси с модификатором *PCU* определялись подвижность(жесткость), плотность, водоотделение, расслаиваемость. Водопотребность устанавливалась по требуемому расходу воды в модифицированную бетонную смесь, обеспечивающую жесткость, аналогичную контрольной - 6 с. Оптимальное количество добавки *PCU* позволяет снизить *W/C* до 15%.

Водоотделение не наблюдалось как в контрольной смеси, так и в смесях, модифицированных *PCU*. Расслаиваемость керамзитобетонной смеси уменьшается в сравнении со смесью без добавки.

Выполненные исследования указывают на перспективность проведения широкомаштабных исследований с целью получения легкобетонных смесей, модифицированных добавкой РСУ, и разработки рекомендаций по их применению в конструкционных (в том числе и конструкционно-теплоизоляционных) легких бетонах.

### Литература

1. Горчаков Г.И., Степанова В.Ф. Долговечность легких бетонов и конструкций, изготавливаемых с использованием отходов промышленности. - Бетон и железобетон, 1985, № 7. с. 13-14.
2. Ортлихер Л.П. Технологические приемы повышения качества легкого бетона. - Бетон и железобетон, 1996, № 1. с. 19-21.
3. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Добавки в бетон. -М.: Стройиздат, 1989. -188 с.
4. Уласевич З.Н., Уласевич В.П. Теоретическое обоснование эффективности применения модификатора бетона РСУ //Материалы научно-технической конференции, посвященной 30-летию ин-та. Ч. II. -Брест: БрПИ, 1996. с.149-150.

## НОВЫЕ КОНЦЕПЦИИ ТЕХНОЛОГИИ СОВМЕСТНОГО РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ И ОСНОВАНИЙ НА БАЗЕ МКЭ

*Шевчук Л.И.*

БГПА, г.Минск, Республика Беларусь

Учет совместной работы строительных сооружений и их оснований дает возможность более точно оценить напряженно-деформированное состояние как самой конструкции, так и грунтового основания. Попытки разработать совершенные методы совместного расчета были предприняты еще в 20-е годы нашего столетия. Это работы П.Л. Пастернака, Н.Н. Пузыревского, К. Вигхардта, А.Н. Крылова, Н.К. Снитко, Н.М. Герсенова, Н.А. Цытовича, Б.Н. Жемочкина, А.П. Сеницына, И.А. Симвулиди, М.И. Горбунова-Посадова, С.Н. Клепикова. Однако, все предлагаемые методы имеют один и тот же недостаток – это неспособность учета свойств реальных строительных материалов и грунтовых оснований. Здесь имеется ввиду их пластические свойства, нелинейность и неоднородность. Поэтому очевидно, что эта проблема остается актуальной и в настоящее время.

Попытка решить эту проблему с помощью численных методов (МКР, МКЭ, МКГ) также не удалась в полной мере. Это объясняется необходимостью выполнения очень больших объемов вычислений. Так для выполнения совместного расчета каркаса реального здания, фундаментов и грунтового основания даже в линейной постановке требуется решения системы, содержащей не менее 40-50 тыс. линейных алгебраических уравнений. Несмотря на то, что получаемая система уравнений имеет сильно разреженную матрицу коэффициентов при неизвестных решение ее является серьезной проблемой. Если же учесть, что задача должна решаться в нелинейной постановке, а это приводит к увеличению числа уравнений примерно на порядок, задача становится вообще нереальной.

Рассматриваемые сооружения представляются в виде системы: здание каркасного типа, фундаменты и грунтовое основание, которая содержит элементы различных видов – это стержни ферм и связей, плиты покрытий и перекрытий, фундаменты, фундаментные плиты и грунтовые основания. Поэтому прямолинейный подход при реализации расчетов МКЭ здесь явно неэффективен. Применяемые в настоящее время технологии при реализации численных методов для решения вышеуказанной задачи приводит практически к непреодолимой проблеме – несоответствию имеющихся объемов информации и располагаемой памятью современных вычислительных средств. Поэтому требуется разработка МКЭ, базирующаяся на новых концепциях.

Идея заключается в том, что перед непосредственным расчетом сооружения оно делится на микроэлементы (реальные конечные элементы) в соответствии с конструктивными особенностями и структурой самого сооружения. В случае необходимости не исключается построение системы макроэлементов по иерархической схеме. Структура макроэлементов самого низкого уровня должна быть при этом однородной. Это может быть, например, ферма, стержневая система самого каркаса, система элементов фундамента и

грунтовое основание. Выполняется расчет каждого конечного макроэлемента в отдельности с учетом особенностей работы каждой из отдельных частей сооружения: нелинейность и неоднородность механических свойств. При этом для каждого макроэлемента может быть использован наиболее приемлемый метод расчета – МКЭ, МКР, МКГ или даже аналитические методы, если такие имеются. По результатам расчета формируются матрицы жесткости специального вида. Порядок таких матриц жесткости небольшой. Каждый элемент матрицы должен быть представлен функцией (полиномом) невысокой степени. Матрицы жесткости всех макроэлементов временно сохраняются на внешнем магнитном устройстве.

Сооружение рассматривается как система макроэлементов. Выполняется объединение всех матриц жесткости и получается система разрешающих нелинейных алгебраических уравнений. Решение полученной системы уравнений выполняется известными методами высшей алгебры в зависимости от порядка системы и их степени.

Такой подход позволит уменьшить обращение к внешним носителям, что заметно сократит время решения задачи. Кроме того, предлагаемая стратегия решения снимает количественные ограничения характерные для традиционной технологии, в которой этот вопрос пытаются решить на уровне алгебры разреженных матриц без учета структуры самой конструкции, и позволит выполнять совместный расчет реальных строительных сооружений и их оснований при вполне приемлемых затратах времени и объемах памяти.

Однако, разработка технологии на основе новой концепции ставит и некоторые проблемы теоретического характера. Прежде всего требуется создать алгоритм автоматического деления строительных сооружений каркасного типа на макроэлементы по иерархической схеме приемлемого объема и структуры, что позволяло бы ограничиваться лишь внутренней памятью ЭВМ. Кроме того, необходимо разработать эффективную технологию разреженных матриц с учетом особенностей поставленной задачи. Требуется также решить проблему точности и корректности предлагаемого метода расчета.

## К МЕХАНИЗМУ УПРОЧНЕНИЯ БЕТОНОВ С ДОБАВКОЙ СЛАНЦЕВОЙ ЗОЛЫ

Юхневский П.И., Юрик Ю.Ю.  
БГПА, г. Минск

Проведенными исследованиями [1] и производственным опытом заводов ЖБИ Беларуси доказана эффективность применения в бетонах и растворах золы-уноса сухого отбора от сжигания прибалтийских сланцев. Большинство заводов (в г.г. Гродно, Минске, Бобруйске и др.) применяют электрофильтровую золу сухого отбора Прибалтийской и Эстонской ГРЭС, которая не требует предварительной подготовки и вводится в бетонные и растворные смеси для замены части цемента, что существенно изменяет их технические и экономические показатели.

Комплексный эффект от введения золы в бетоны и растворы обуславливают следующие основные факторы:

1. Использование вяжущих свойств золы и сокращение благодаря этому расхода цемента. Замена сланцевой золой 10÷30 % цемента в большинстве случаев не снижает, а активизированная зола существенно повышает прочность бетона после пропаривания. Одновременно смеси обладают большей подвижностью, т.е. прочность бетона сохраняется на уровне контрольного либо растет при неизменном В/(Ц+З) отношении.
2. Бетон на смешанном вяжущем характеризуется более высоким (на 15÷20 %) начальным модулем упругости и границами микротрещинообразования (в среднем на 10 %) по сравнению с обычным тяжелым бетоном сопоставимой прочности, на одну-две марки имеет более высокую водонепроницаемость и морозостойкость.
3. Указанные особенности бетона на смешанном вяжущем обеспечивают возможность гарантированно получать отпускную прочность бетона в изделиях после тепловой обработки, снижение трещинообразования у вертикально формируемых изделий из высокоподвижных бетонных смесей, улучшение качества бетонных и растворных смесей, повышение их перекачиваемости и удобоукладываемости.

По мнению ряда авторов [2], частицы золы выполняют в твердеющем цементном камне роль центров кристаллизации. Зольное стекло является в основном подложкой для гидратных новообразований цементного камня, которые относят к гидросиликатам группы  $C_2SH_2$ . Кроме того в результате сульфатно-щелочной активизации к возрасту 180 суток отмечается взаимодействие зольного стекла с  $CA(OH)_2$  с образованием второго слоя из кристаллов, по составу близкого к  $CSH$ . К возрасту 3 лет в системе резко падает содержание  $CA(OH)_2$ , а низкоосновные гидросиликаты кальция становятся преобладающими гидратными новообразованиями.

Отмеченные особенности в большей степени относятся к активизированной сланцевой золе путем обработки водно-зольной суспензии в диспергаторе, поскольку она содержит гидратированные алюминаты, гидроксид кальция и двуводный гипс. Последние,

являясь кристаллическими затравками, ускоряют гидратацию цементных минералов, что подтверждается ростом прочности пропаренного бетона по сравнению с контрольным при введении 10÷20 % гидратированной сланцевой золы.

Что касается пуццолановой активности стекловидной фазы золы, то необходимо заметить, что в раннем возрасте она не оказывает определяющего влияния, поскольку прочность бетонов на смешанном вяжущем интенсивно нарастает в более поздние сроки (28..180) суток.

Пластифицирующий эффект золы не оказывает решающего влияния на прочность бетона, так как она растет даже при постоянном В/(Ц+З) отношении и более подвижной смеси.

Замечено, что с увеличением расхода золы свыше 30..40 % в смешанном вяжущем прочность бетона по сравнению с контрольными образцами снижается. Вероятнее всего этот эффект необходимо связать с предельными деформациями оксидно-сульфо-алюминатного расширения материала, приводящими к его разуплотнению.

Нами изучен механизм формирования цементного камня в бетонах и растворах с различным содержанием золы в процессе естественного твердения. Деформации усадки-расширения исследовали на образцах-призмах 10×10×40 см по методике ГОСТ 25544-81 "Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести". В качестве контрольного приняли состав бетона, кг/м<sup>3</sup>: цемента – 270, песка – 890, щебня – 1044, воды – 150.200, в котором 20, 30 и 100 % цемента заменяли электрофильтовой сланцевой золой. Результаты испытаний приведены на рис. 1.

На деформации расширения, развиваемые бетонами на цементно-зольном и зольном вяжущем наложились деформации усадки. Не смотря на это, бетон на зольном вяжущем (золобетон) в процессе твердения претерпевает только деформации расширения, которые никак не согласуются с его влагопотерями и затухают к 150 суткам, достигая максимальной величины 0.45 мм/м.

Интенсивный прирост деформаций расширения цементно-зольного вяжущего к 5.7 суткам твердения обусловлен гашением свободной СаО (оксидное расширение) и частично за счет кристаллизации этtringита (сульфоалюминатное расширение), ускоренное образование которого нами выявлено дифференциально-термическим методом. Оксидное расширение цементного камня обусловлено гидратацией оксидов кальция и магния, которая сопровождается образованием в формирующейся структуре большого числа мелких кристалликов Са(ОН)<sub>2</sub>, причем они сосредоточены преимущественно на поверхности исходных зерен СаО. Такая локализованная кристаллизация Са(ОН)<sub>2</sub> вызывает увеличение объема, т.е. расширение всей структуры материала.

Кроме того, повышая пересыщение в жидкой фазе цементного камня в части СаО, известь ускоряет процесс взаимодействия гипса с алюминатной составляющей. В то же время снижается растворимость С<sub>3</sub>А в результате чего зона кристаллизации этtringита приближается к поверхности частиц цемента. При этом на поверхности частиц алюми-

тов образуется все утолщающийся слой кристалликов этtringита, а частицы алюмината, постепенно перерождаясь в поликристаллический сросток, становятся источником деформаций структуры в целом. Основная часть гипса связывается в этtringит в более позднем возрасте, когда структура сформировалась и приводит к значительным деформациям расширения (второй пик прироста деформаций расширения к ста суткам твердения). Оксидное расширение за счет гидратации трудногидратируемой части  $\text{CaO} + \text{MgO}$  обеспечивает незначительную часть прироста деформаций на этой стадии.

$\epsilon \times 10^{-4}$ , мм/мм

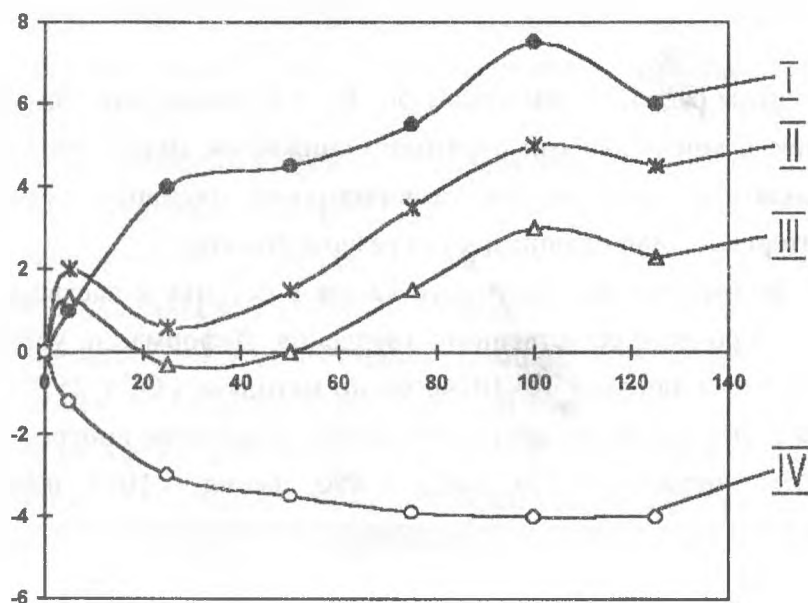


Рис. 1. I-IV – цементный бетон, содержащий золу взамен цемента соответственно 0, 20, 30 и 100 %.

В свою очередь, деформации расширения могут быть свободными и связанными, т.е. когда расширение цементного камня ограничено арматурой или кондуктором. Связанные деформации вызывают самоупругивание в материале и повышение прочности. По данным [3] энергию самоупругивания от 2 до 5 МПа можно получить при содержании в цементе 3÷4 % свободной  $\text{CaO}$ . Это хорошо согласуется с полученными нами результатами оптимального содержания  $\text{CaO}$  в пределах 2.6÷4.1 % в цементно-зольном вяжущем в зависимости от подвижности бетонной смеси и указывает на определяющее влияние  $\text{CaO}$  в формировании структуры бетона на смешанном вяжущем.

На основании результатов исследований и производственного опыта с помощью ПЭВМ по разработанной программе нами получены зависимости для расчета прочности бетона с добавкой золы:

$$R_6 = R_{ц} \left( \frac{0.27}{B/(Ц+3)} + 0.14 \right) - 1.51 \cdot X \quad \text{при } X \leq 3.5 \%;$$



$$R_6 = R_{II} \left( \frac{0.15}{B/(Ц+З)} - 0.1 \cdot X \right) + 36 \quad \text{при } X > 3.5 \%$$

где:  $R_{II}$  – активность цемента, МПа;

$B/(Ц+З)$  – водоцементно-зольное отношение, доли единицы;

$X$  – содержание свободной извести в смешанном вяжущем, %.

Таким образом, деформации расширения, развиваемые в бетоне на смешанном вяжущем в результате оксидного или сульфоалюминатного расширения, противодействуют развитию усадочных деформаций и способствуют самоуплотнению цементного камня, усилению контакта камня с заполнителем и кристаллизационных контактов. При изготовлении преднапряженных железобетонных конструкций в этом случае меньше потери преднапряжения и выше трещиностойкость получаемых изделий.

При большом содержании золы (свыше 30 % в смешанном вяжущем) наблюдаемое снижение прочности бетона происходит, во-первых, вследствие снижения активности вяжущего при разбавлении золой и, во-вторых, вследствие преобладающего деструктивного воздействия значительных свободных деформаций расширения (более 0.5÷0.7 мм/м) на структуру бетона и появления трещин. Свободное расширение указывает на коррозию (разрушение) материала, в то время как связанное расширение характеризует напряжение, развиваемое в материале.

## Литература

1. Юхневский П.И., Юрик Ю.Ю. и др. Бетоны и растворы с применением сланцевой золы ТЭС. Опыт Белоруссии – Обзорн. информ. БелНИИТИ – Мн.:– 1991 – 50 с.
2. Энтин Э.Б. и др. Гидратация и твердение зольных цементов/ Цемент – 1981. № 10 – с. 12–14.
3. Раадо Л.В., Лехисте Р.Л. Исследование возможности изготовления расширяющихся сланцезольных поргладцементов. В кн.: Труды ТПИ, вып. 498. – 1980. – с. 33–43.

**prof.dr hab. inż. Michał Boltryk**  
**mgr inż. Joanna Jabłońska**  
**Politechnika Białostocka POLSKA**

## **WSTĘP DO ANALIZY WŁAŚCIWOŚCI FIZYKO-CHEMICZNYCH I NOWYCH APLIKACJI DLA NOWOCZESNYCH WEŁEN MINERALNYCH ROCKWOOL .**

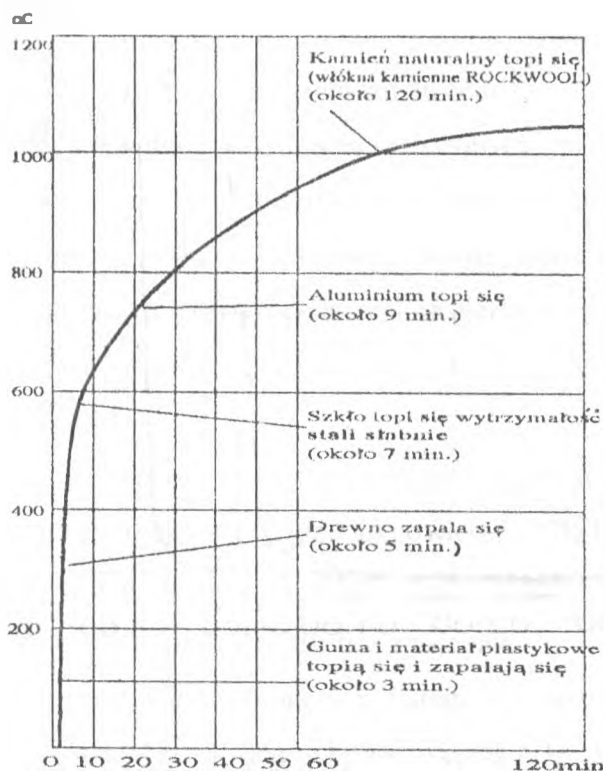
Wełna Rockwool składa się w 99% z powietrza i w 1 % z wełny mineralnej. Rockwool wyprodukowany jest ze skały diabazowej . Kamienie topione w temperaturze ok. 1500°C i uprzedzone do grubości ok.0.005 mm , a następnie łączone razem środkiem łączącym , tworzą produkt , będącym w wyniku materiałem izolacyjnym . W tych impregnowanych produktach , powierzchnia włókien jest powleczone warstwą nieprzepuszczającą wilgoci co powoduje , iż produkt ten nie wchłania wody (produkt hydrofobizowany ) .

Rockwool , jest dobrym izolatorem i posiada bardzo dobrą odporność mechaniczną - nie tylko ze względu na specjalną budowę wełny mineralnej , ale głównie ze względu na przebiegające we wszystkich kierunkach , także pionowo i poziomo włókna ( przestrzenne zaburzenie ) .

Dzięki temu wełna mineralna Rockwool charakteryzuje się unikalną kombinacją właściwości fizyko - chemicznych umożliwiających stosowanie jej do izolacji w 4 podstawowych kategoriach :

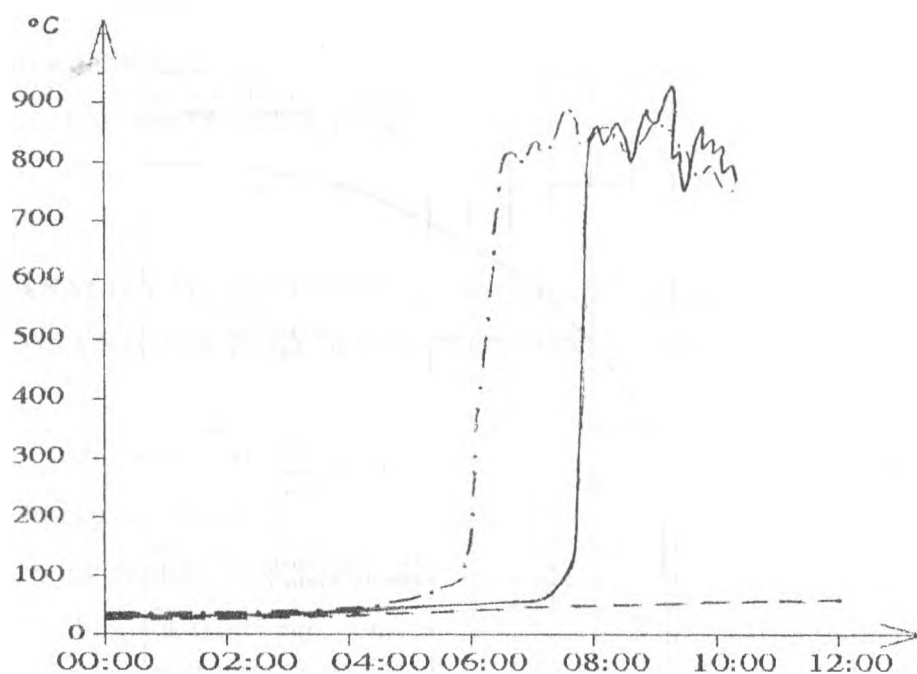
1. cieplnej
2. przeciwpożarowej
3. akustycznej
4. zapobiegającej kondensacji pary wodnej .

Na podstawie STANDARTOWEJ KRZYWEJ OGNIOWEJ (DIN 4102) wynika , że wełna Rockwool jest niepalna , a tym samym wysoko obciążalna termicznie . Posiada ognioodporność do 1000 stopni Celsjusza , a tym samym chroni konstrukcję budowlaną w przypadku pożaru przed działaniem ognia .



Rys 1.

9 czerwca 1995 r w "Rockwool International" przeprowadzono test ogniowy w dużej skali na 3 jednakowych budynkach mających dachy z profili stalowych , różniących się jedynie materiałem izolacyjnym ; jeden z nich miał izolację z materiału Rockwool , jeden z pianki poliuretanowej i jeden ze styropianu samogasnącego - wszystkie pokryte papą termozgrzewalną Podczas testu w każdym z obiektów prowadzono rejestrację temperatur z użyciem termopar umieszczonych we wnętrzu domu przy suficie oraz na powierzchni dachu . Po zapoznaniu się z przebiegiem krzywych nie ma wątpliwości , który z materiałów termoizolacyjnych zwiększa ryzyko rozprzestrzeniania się ognia



#### Izolacje:

- z pianki poliuretanowej
- - - - z włny mineralnej Rockwool
- · - · - ze styropianu samogasnącego

**Rys.2 Przebieg temperatury w czasie, na dachu obiektu poddanego próbie ogniowej .**

W przeciwieństwie do innych materiałów budowlanych wełna Rockwool wydziela podczas pożaru jedynie nieznaczne ilości dymu lub trujących oparów .

Wełna Rockwool dzięki izolacyjności cieplnej i odporności na odkształcenia zapewnia efektywną ochronę przed ogniem .

Natomiast zdaniem ludzi walczących z pożarami ok. 80 % wypadków śmiertelnych w pożarach spowodowanych jest wtórnymi efektami pożaru tj. wytwarzaniem dymu i toksycznością spalin , a nie samymi płomieniami .

Dlatego , też często wielu z tych szkód i wypadków , w których ludzie zostają ranni lub ponoszą śmierć , można byłoby uniknąć , stosując materiały izolacyjne nieemitujące szkodliwe gazy w trakcie utleniania.

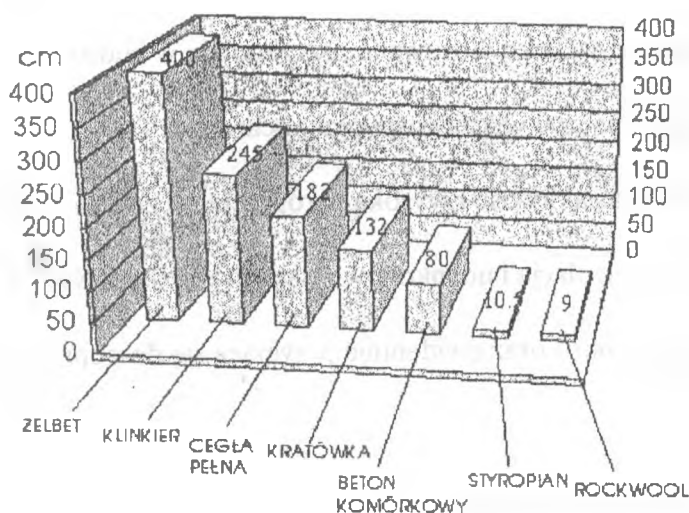
Wełna Rockwool jest jednym z najlepszych materiałów izolacyjnych (zarówno w izolacjach wysokotemperaturowych jak i w niskich temperaturach), a to dzięki temu, że składa się w ok. 99% z powietrza - które to jest najlepszym izolatorem.

Powszechnie wiadomo, że wilgoć w materiale izolacyjnym zmniejsza jego właściwości izolacyjne. Impregnowana wełna Rockwool nie wchłania wilgoci. Woda wsiąka w nią jedynie wtedy gdy zostaje wciśnięta do materiału pod ciśnieniem. Kiedy nacisk ustaje, woda znika i materiał znów jest suchy. Tym samym przywrócona zostaje pierwotna właściwość izolacyjna materiału. Wełna mineralna z włókien Rockwool wchłania ok. 1% objętości wilgoci (wg normy British Standard BS 29/72).

Również wchłanianie wody przez sorpcję w przypadku wełny mineralnej Rockwool jest bardzo niewielkie. Np. przy wilgotności względnej powietrza 90% higroskopijna zawartość wody w wełnie Rockwool wynosi ok. 0,004 - 0,002 objętości procentowej, zależnie od gęstości. Taka zawartość wody w praktyce jest bez znaczenia.

Wełna Rockwool nie wiąże wilgoci kapilarnie, dlatego też można stosować ją na przykład jako antykapilarną warstwę izolacyjną w konstrukcjach podłoża gruntowego.

Te wszystkie właściwości sprawiają, że wełna Rockwool wykazuje najlepsze właściwości izolacyjne i dla osiągnięcia tej samej izolacyjności należy użyć wełnę o proporcjonalnie najmniejszej grubości w porównaniu do innych materiałów budowlanych, co przedstawia zamieszczony poniżej diagram.



Rys. 3

W przypadku materiałów izolacyjnych ulegających biodegradacji, ale nie odpornych na starzenie, może z czasem dojść - w trakcie rozkładu materiału - do utraty izolacyjności. Jedną z istotnych zalet wyrobów nowej generacji Rockwool jest wysoka odporność na starzenie. Znakomite właściwości tych wyrobów umożliwiają trwałą izolacyjność ponieważ przy zachodzącej biodegradacji nie ulegają one wietrzeniu. Również dzięki temu, że wełna Rockwool wykazuje właściwości:

- energooszczędne (energia potrzebna do produkcji zwraca się po kilku tygodniach eksploatacji produktu)
- neutralności chemicznej (nie oddziałują na inne materiały budowlane i nie są na nie wrażliwe)
- odporności biologicznej (nie gniją, nie są atakowane przez insekty, robactwo i gryzonie)
- nieszkodliwości dla środowiska naturalnego (nie istnieje problem wyczerpania się zasobów surowców)
- podlegają recydingowi (wyprodukowane z naturalnych skał)

, sprawia, iż powinno się zająć dokładniej tym materiałem. Istnieją przy tym duże możliwości rozwoju tego produktu co może się okazać bardzo korzystne ze względu na parametry techniczne i potrzeby gospodarki narodowej.

#### WNIOSKI :

1 W obecnej sytuacji energetycznej , przy rosnącej potrzebie termorenowacji tego rodzaju wełna mineralna powinna być szeroko stosowana , szczególnie w budownictwie wielorodzinnym ze względu na swe właściwości ognioochronne.

2. Ze względu na swą niską nasiąkliwość i wysoką paroprzepuszczalność wełna Rockwool powinna być stosowana jako izolacja budynków w ścianach warstwowych , czym poprawi jakość pracy i wytrzymałość muru oraz ewidentnie przyczyni się do poprawy klimatu wewnątrz pomieszczeń.

3. Specjalne gatunki wełny Rockwool powinny być szerzej stosowane , szczególnie przy izolacjach płaskich dachów przemysłowych , gdzie ze względu na swą niepalność i brak emisji toksyn umożliwiają grupom gaśniczym opanowanie ewentualnego pożaru

LITERATURA :

World Fire Statistics Center , Biuletyn , maj 1994

B.Harwood i J Hall,Jr. "What kills in fire : smoke inhalation or burns" Fire Journal  
maj/czerwiec 1979

Bergische Landszeitung , 13 stycznia 1995

Fire Seminar '95 Rockwool International Hedehusene , June 1995 .

DOŚWIADCZENIA Z REALIZACJI  
STALOWYCH ZBIORNIKÓW PERMASTORE W POLSCE

1. Wprowadzenie

Zbiorniki do przechowywania cieczy, materiałów sypkich gazów znalazły powszechne zastosowanie w budownictwie przemysłowym, przetwórczym i komunalnym. Wykonuje się je najczęściej z żelbetu lub betonu sprężonego, a także jako metalowe. Do roku dziewięćdziesiątego w przeważającej mierze, budowano zbiorniki z betonu zbrojonego lub jako metalowe ze zwykłej stali. W przypadku zbiorników żelbetowych bezawaryjny okres ich pracy wynosi średnio 15-20 lat. Natomiast dla zbiorników na cieczy agresywnej okres ich eksploatacji do głównego remontu nie przekracza z reguły 8-15 lat. Po tym okresie eksploatacji należy zazwyczaj wymienić wewnętrzną część płaszcza zbiornika, a cały zbiornik poddaje się gruntownej renowacji.

Autor w ciągu ostatnich czterech lat wykonał około 10 ekspertyz technicznych żelbetowych zbiorników na cieczy [1]. We wszystkich tego typu konstrukcjach stwierdzano często rażące błędy zarówno na etapie projektowania jak i ich realizacji. W jednym przypadku na wskutek rażących błędów wykonawczych dwa zbiorniki żelbetowe należało wyburzyć, a na ich miejsce wybudować nowe.

Z powyższych między innymi przyczyn od roku 1990 rozpoczęto powszechnie realizację zbiorników stalowych typu PERMASTORE, służących głównie do przechowywania ścieków komunalnych i przemysłowych.



## 2. Konstrukcje zbiorników stalowych według technologii PERMASTORE

Angielska firma PERMASTORE Ltd. od roku 1955 zrealizowała na świecie ponad 180 000 zbiorników według swojej technologii. Powszechne zastosowanie zbiorniki według technologii PERMASTORE, zawdzięczają unikalnej metodzie zabezpieczania płaszcza stalowego tych zbiorników. Finalnym wynikiem procesu obróbki płyt stalowych, tworzących płaszczyznę zbiornika jest pokrycie ich warstwą szkła kobaltowego o grubości od 0,18 do 0,28 mm z obu stron płyty. Płyty pokryte szkłem kobaltowym wypalane zostają w temperaturze około 850°C, co powoduje idealne pokrycie stali przez szkło. Utworzona powłoka jest gładka, równa i elastyczna, wręcz idealnie przylega do powierzchni stali. Można bez przesady stwierdzić, iż stanowi prawie wieczne zabezpieczenie antykorozyjne. Dotychczas żaden z zainstalowanych zbiorników nie wymagał ponownego pokrycia. PERMASTORE spełnia wszystkie indywidualne wymagania klientów. Można zamówić konstrukcje w dowolnym kształcie i wielkości.

Pojedyncze elementy mają wielkość znormalizowaną. Arkusz blachy posiada wymiary 1443 x 2793 mm. Jego grubość, wynosząca od 2 do 10 mm jest uzależniona od wysokości zbiornika i od konstrukcji - czy jest to zbiornik wolnostojący czy zagłębiony. Poszczególne arkusze między sobą łączy się na zakładkę skręcając śrubami. Przed skręceniem złącze wypełnia się specjalnym kitem uszczelniającym, dostarczonym przez producenta zbiorników. Powłoka płaszcza zbiornika jest kwaso- i zasadoodporna, co umożliwia wszechstronne wykorzystanie. Standardowe pokrycie szkłem kobaltowym pozwala na przechowywanie cieczy o wartości pH od 2 do 11. Istnieje ponadto możliwość zwiększenia parametrów na specjalne życzenie odbiorcy.

W tablicy 1 podano gabaryty standardowych zbiorników PERMASTORE o pojemności od 6,44 do 6389,18 m<sup>3</sup>.

oznaczenie typu zbiornika przypis 1 wysokość →				05	10	15	20	25	30	35	40	45	50
wysokość w m				1.470	2.867	4.264	5.661	7.058	8.455	9.852	11.249	12.646	14.043
liczba pierścieni				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ozn śred	śred w m.	pow. podł. w m <sup>2</sup>	ilość płyt/ piers.	POJEMNOŚĆ ZBIORNIKA W M <sup>3</sup>									
8	2.56	5.14	3	6.44	13.62	20.80	27.98	35.16	42.34	49.52	56.70	63.89	71.07
11	3.41	9.13	4	11.44	24.20	36.95	49.71	62.46	75.22	87.97	100.73	113.48	126.24
14	4.26	14.25	5	17.86	37.77	57.68	77.59	97.49	117.4	137.31	157.22	177.12	197.03
17	5.12	20.58	6	25.80	54.55	83.30	112.05	140.80	169.55	198.30	227.05	255.80	284.55
20	5.97	27.99	7	35.09	74.2	113.3	152.4	192.5	230.6	269.71	308.81	347.91	387.01
22	6.83	36.63	8	45.93	97.10	148.27	199.45	250.62	301.79	342.96	404.13	455.31	506.48
25	7.68	46.32	9	58.08	122.79	187.5	252.21	316.92	381.63	446.33	511.04	575.75	640.46
28	8.53	57.14	10	71.65	151.47	231.3	311.12	390.95	470.77	550.6	630.42	710.25	790.17
30	9.39	69.25	11	86.83	183.58	280.32	377.06	473.80	570.55	667.29	764.03	860.77	957.51
33	10.24	82.35	12	103.26	218.30	333.35	448.39	563.43	678.48	793.52	908.56	1023.61	1138.65
36	11.10	96.76	13	121.33	256.51	391.68	526.85	662.03	797.20	932.37	1067.55	1202.72	1337.90
39	11.95	112.15	14	140.63	297.30	453.98	612.56	767.33	924.00	1080.67	1237.35	1394.02	1550.69
42	12.8	128.67	15	161.35	341.10	520.85	700.60	880.36	1060.11	1239.86	1419.61	1599.36	1779.12
45	13.66	146.55	16	183.77	388.50	593.23	797.96	1002.69	1207.42	1412.15	1616.88	1821.61	2026.34
47	14.51	165.35	17	207.34	438.34	669.33	900.33	1131.32	1362.31	1593.31	1824.30	2055.30	2286.29
50	15.36	185.29	18	232.35	491.20	750.05	1008.90	1267.75	1526.60	1785.45	2044.30	2303.15	2568.28
51	16.22	206.62	19	259.10	547.74	836.39	1125.04	1413.69	1702.34	1990.99	2279.63	2568.28	
56	17.07	228.85	20	286.57	606.66	926.38	1246.06	1565.79	1885.49	2205.19	2524.90		
59	17.93	252.49	21	316.62	669.35	1022.07	1374.80	1727.53	2080.26	2432.99	2785.72		
62	18.78	277	22	347.35	734.32	1121.29	1508.26	1895.23	2282.20	2669.17	3056.14		
64	19.63	302.64	23	371.94	794.73	1217.52	1640.30	2063.09	2485.88	2908.67			
67	20.49	329.74	24	405.25	856.89	1326.54	1787.19	2247.83	2708.48	3169.13			
70	21.34	357.66	25	439.56	939.21	1438.86	1938.51	2438.16	2937.81	3437.47			
73	22.20	387.07	26	475.70	1016.44	1557.18	2097.91	2638.65	3179.39				
76	23.05	417.28	27	512.83	1095.77	1678.71	2261.65	2844.59	3427.53				
78	23.90	448.62	28	551.35	1178.07	1804.79	2431.52	3058.24	3684.96				
81	24.76	481.49	29	591.75	1264.39	1937.03	2609.67	3282.31	3954.95				
84	25.61	515.12	30	620.20	1339.82	2059.44	2779.07	3498.69					
86	26.46	549.88	31	662.05	1430.23	2198.42	2966.60	3734.78					
89	27.32	586.20	32	705.78	1524.70	2343.62	3162.54	3981.47					
92	28.17	623.25	33	750.39	1621.07	2491.75	3362.43	4233.11					
95	29.03	661.88	34	796.90	1726.54	2646.19	3570.84	4495.48					
98	29.88	701.21	35	844.25	1823.84	2803.43	3783.02	4762.61					
101	30.73	741.67	36	892.97	1929.08	2965.19	4001.30						
103	31.59	783.77	37	943.65	2038.58	3133.51	4228.43						
106	32.44	826.51	38	995.11	2149.75	3304.38	4459.02						
109	33.30	870.92	39	1048.58	2265.26	3481.93	4698.61						
112	34.15	915.94	40	1079.89	2359.46	3639.02	4918.59						
115	35.00	962.11	41	1134.32	2478.39	3822.46	5166.53						
118	35.86	1009.97	42	1190.75	2601.68	4012.61	5423.53						
120	36.71	1058.42	43	1247.87	2726.48	4205.10	5683.71						
123	37.57	1108.59	44	1307.02	2855.72	4404.42	5953.12						
126	38.42	1159.32	45	1366.83	2986.40	4605.97							
129	39.27	1211.18	46	1427.98	3119.99	4812.01							
131	40.13	1264.81	47	1491.21	3258.15	5025.09							
134	40.98	1318.96	48	1555.05	3397.64	5240.22							
137	41.83	1374.24	49	1620.22	3540.04	5459.85							
140	42.69	1431.33	50	1687.53	3687.10	5686.67							
143	43.54	1488.90	51	1755.41	3835.40	5915.39							
145	44.40	1548.30	52	1825.44	3988.42	6151.39							
148	45.25	1608.15	53	1896	4142.59	6389.18							

Przypis 1  
oznaczenie modelu zbiornika  
polega na podaniu oznaczenia  
średnicy i oznaczenia wysokości.  
Przykład model 5620

Przypis 2  
wysokość mierzona jest od  
górnego do dolnego kątownika  
bez poprawki na wysokość be-  
tonowej wylewki wewnątrz  
zbiornika, oraz różnicy  
między poziomem lustra cieczy  
a krawędzią zbiornika

Prace montażowe przebiegają szybko i sprawnie. Dwa zbiorniki o wymiarach : średnicy 12,8 m, wysokości 4,25m zostały wzniesione na wcześniej przygotowanych fundamentach w ciągu 5 dni (arkusz blachy grubości 2,4 mm waży 35-40 kg) (rys. 2).

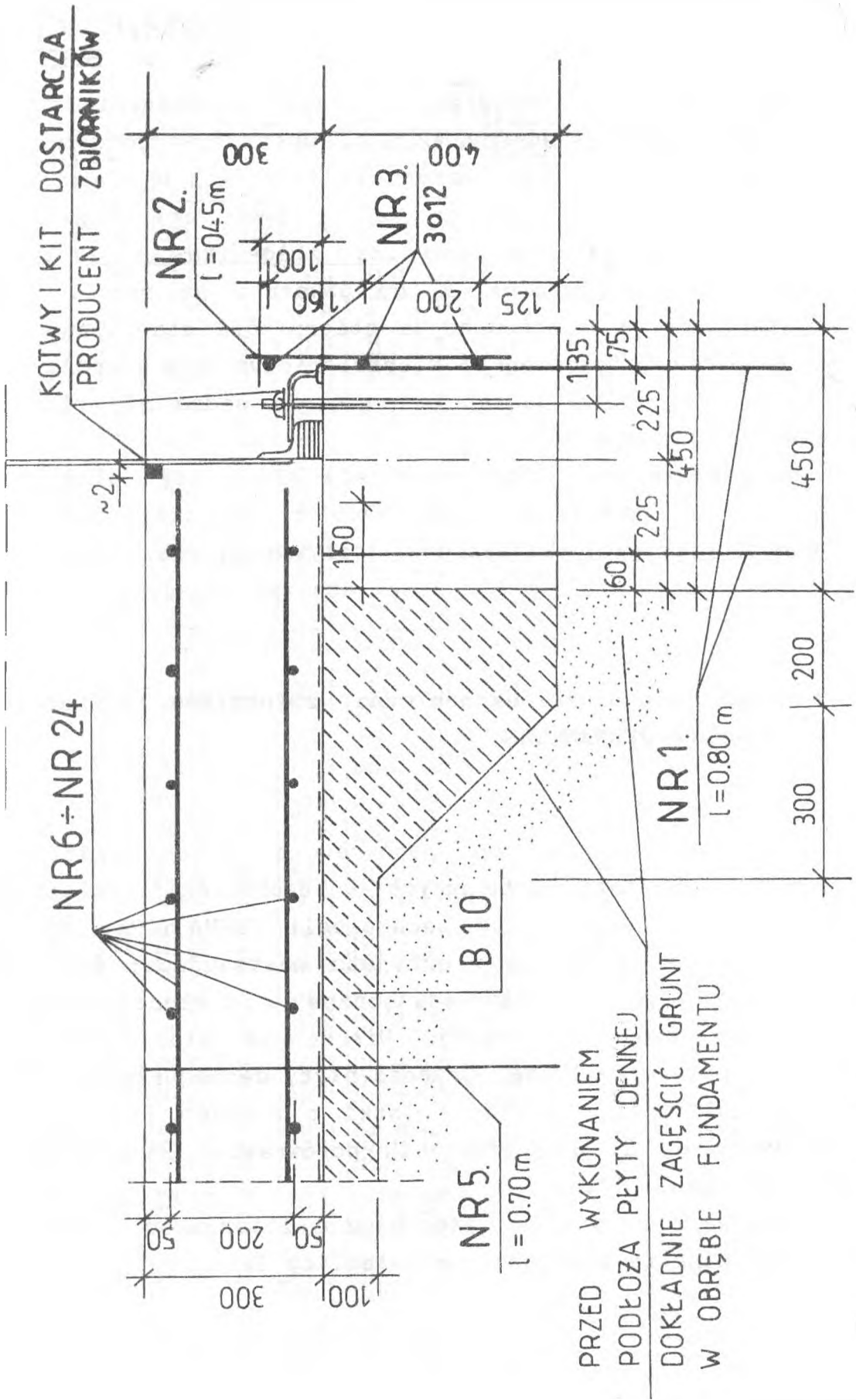
Przykładowe połączenie płaszcza zbiornika z żelbetową płytą fundamentową o grubości 20 cm pokazano na rys.1. Kotwy stalowe (dostarczone przez producenta zbiorników) stabilizuje się najpierw w żelbetowym fundamencie pierścieniowym o przekroju poprzecznym 400 x 450 mm, a następnie na nich osadza się pierwszy rząd arkuszy blach (cargi).

Standardowy zestaw zbiornika składa się z płyt płaszcza o znormalizowanych wymiarach, kompletu śrub z nakrędkami kołnierzy otworów technologicznych, kątowników usztywniających, usztywnień wiatrowych oraz kotew stalowych z kitem uszczelniającym.

### **3. Analiza techniczno-ekonomiczna zbiorników żelbetowych i stalowych PERMASTORE**

Przeprowadzono analizę porównawczą dwóch zbiorników o takiej samej objętości wykonanych w technologii żelbetowej monolitycznej i stalowej według technologii PERMASTORE. Wymiary wewnętrzne zbiornika żelbetowego przyjęto następujące: średnica-8,2 m, wysokość 7,0 m. Siły wewnętrzne w powłoce zbiornika określono według teorii błonowej. Nieodzowna klasa betonu w płaszczu i dnie zbiornika B20W6. Grubość płyty dennej również 50cm. Zbrojenie ze stali A-I w postaci siatki o oczkach 20 x 20 cm. Pręty o średnicy  $\varnothing$  12. Jako zbiornik porównawczy stalowy przyjęto model 2525 (tabl. 1).

Przeprowadzono analizę ekonomiczną zbiorników żelbetowego i stalowego. Dane te zamieszczono w tablicy 2.



Rys. 1 Szczegół połączenia pierwszego rzędu arkuszy blachy z żelbetową płytą denną zbiornika typu PERMASTORE (opis w tekście).

Tablica 2.

Zestawienie kosztów realizacji zbiorników żelbetowych i stalowych według technologii PERMASTORE w NZL

Zbiornik żelbetowy		Zbiornik stalowy	
Koszty R -	2923,27	koszt zbiornika -	32928
bezpośrednie M -	33191,31	cena fundamentu -	8214
S -	4043,75	Montaż zbiornika -	3000
koszty R -	2484,78	Koszty pośrednie	
pośrednie S -	3437,19	Kp = 85% -	2550
Zysk 20% M -	2577,8	Zysk 20% -	1110
Ogółem	48658,10	Ogółem	47802 zł

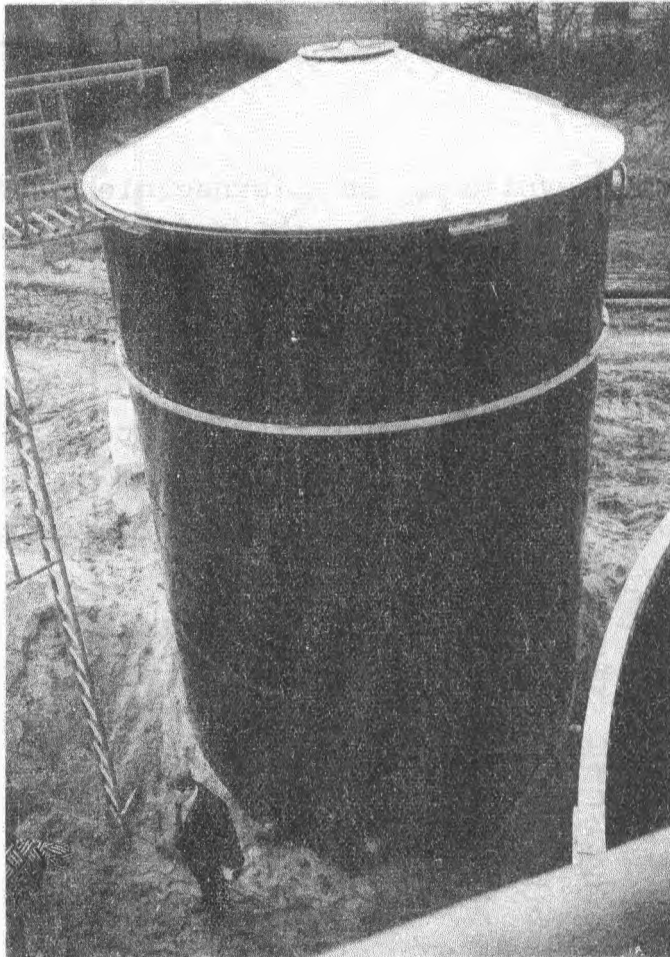
Z tablicy 2 wynika, że nieznacznie droższy okazał się zbiornik żelbetowy o takiej samej objętości. Jeżeli uwzględnimy przy tym znacznie dłuższy okres bezawaryjnej eksploatacji zbiornika PERMASTORE, wówczas korzyść w stosowaniu tego typu zbiorników będzie bezsporna.

Zbiorniki PERMASTORE znalazły w Polsce powszechne zastosowanie, szczególnie przy realizacji oczyszczalni ścieków jako zbiorniki osadowe, odstojniki, zbiorniki zagęszczające i sedymentacyjne.

Przykładowo na rys. 2 przedstawiono pięć zbiorników jako osadniki wtórne zrealizowane w technologii PERMASTORE na oczyszczalni ścieków w Grajewie oraz jako zbiorniki buforowe na oczyszczalni ścieków w Michałowie (rys. 3).



Rys.2. Zbiorniki wtórne typu 2810 na  
oczyszczalni ścieków w Grajewie



Rys.3. Zbiornik buforowy typu 1425 na oczyszczalni ścieków w Miłobezie

#### 4. Wnioski

1. Przeprowadzona analiza techniczno-ekonomiczna dwóch wybranych zbiorników: żelbetowego i stalowego typu PERMASTORE pozwala stwierdzić, że w Polsce coraz częściej będą realizowane zbiorniki i silosy w wersji stalowej ze szkłem kobaltowym.
2. Zbiorniki PERMASTORE dzięki obustronnemu pokryciu stalowego płaszcza szkłem kobaltowym posiadają bardzo trwałe zabezpieczenie antykorozyjne co eliminuje potrzebę konserwacji i remontów w trakcie ich eksploatacji.
3. Instalowanie zbiorników PERMASTORE na placu budowy jest łatwe i nie wymaga ciężkiego sprzętu montażowego. Czas montażu zbiornika wynosi 3-5 dni po uprzednim przygotowaniu płyty fundamentowej żelbetowej lub stalowej.
4. Zbiorniki żelbetowe na cieczy wymagają bardzo wysokiego poziomu technicznego w trakcie ich realizacji. Oprócz cech wytrzymałościowych beton w zbiorniku powinien być szczelny i trwały. Stąd też często zbiorniki na wodę wymagają renowacji i uszczelnienia po około 10-15 latach eksploatacji. Zbiorniki na cieczy agresywne wymagają z kolei wewnętrznych powłok ochronnych z wypraw z tworzyw sztucznych.

#### Piśmiennictwo

1. Bołtryk M., Małaszkiwicz D.: Przyczyny awarii żelbetowych zbiorników na cieczy i sposoby ich renowacji. Konferencja Naukowa. Białystok-Białowieża 1995. s. 17-23.

Chyży T., Syczewski M., Tribiło R.  
Białystok University of Technology

## UTILIZING THE SELF-ADAPTING SHAPE FUNCTIONS IN NONLINEAR ANALYSIS OF PLANE AND SOLID DOMAINS.

### 1. INTRODUCTION.

The Finite Element Method FEM [1,2] opens possibility to analyse plain and solid systems. However, numerical integration of the finite element stiffness matrices, especially, when physical and geometrical parameters are changing, requires using complicated and time-consuming computational algorithms. In the case, when stiffness matrices have to be determine repeatedly, utilizing explicite form of stiffness matrices can be more effective. In order to attain right accuracy of calculations, these elements require changing of nonlinear parameters in the whole domain of element and thus mesh refinement.

The artifical mesh refinement (without nodes addition) by using elements which are integrable in subspaces is suggested by authors.

### 2. MODEL CONCEPTION.

The fact, that element can be divided into parts, which are integrated separately and then put together into one stiffness matrix of element, has been used in this paper. Hence we have

$$\mathbf{K}_e = \sum_{r=1}^n \mathbf{K}'_e, \quad (1)$$



where:

$K_e$  - element stiffness matrix,

$K'_e$  - stiffness matrix of the part of element (subdomain),

$n$  - number of submatrices.

The solutions, which use the method of the summation subdomains energy [3,4], described in (1), don't take into account the effect of influence of changing of stiffness function and subdomain geometry on the strain field distribution inside element. It impairs the solution quality.

The idea of the determination of stiffness matrices of plane and solid elements, with possibility of shape function distribution control during the computational process, has been shown in the paper.

Utilizing the Finite Element Method, after the division elements on subdomains, Fig. 1,

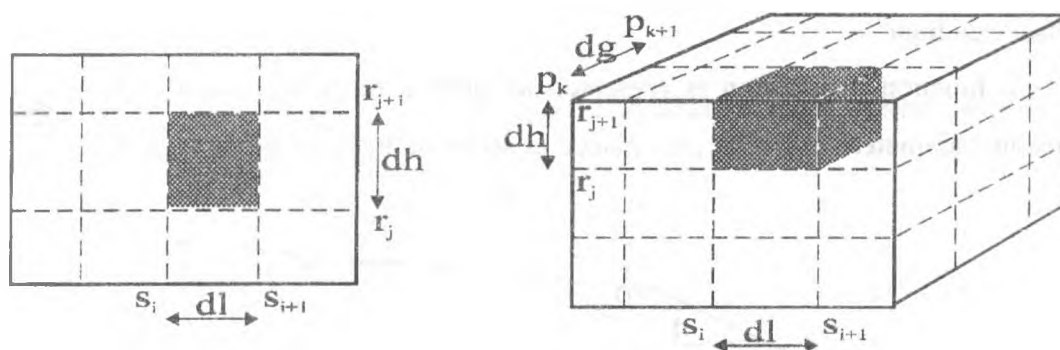


Fig. 1.

subdomain stiffness matrix can be obtained from

$$K_e^{SUB} = \int_{s_i}^{s_{i+1}} \int_{r_j}^{r_{j+1}} \int_{p_k}^{p_{k+1}} \mathbf{B}_e^T \mathbf{D}'_e \mathbf{B}_e dp dr ds, \quad (2)$$

where  $\mathbf{D}'_e$ ,  $\mathbf{B}'_e$  are tensor of elasticity coefficients and strain tensor, which can be modified independently for every subdomain.

Strain matrix (tensor) is given by

$$\mathbf{B}'_e = \mathbf{L}_e \mathbf{N}'_e, \quad (3)$$

where:

$\mathbf{L}_e$  - differential operator matrix for suitable type of elements,

$\mathbf{N}'_e$  - shape function matrix in subdomain.

Linear functions and parameters on the subdomains boundaries, which control functions distribution, have been used to approximation strain field.

On fig. 2 shown exemplary function running in one direction, where controllable parameters denoted as  $m_i$ , are placed in nodes of inner mesh.

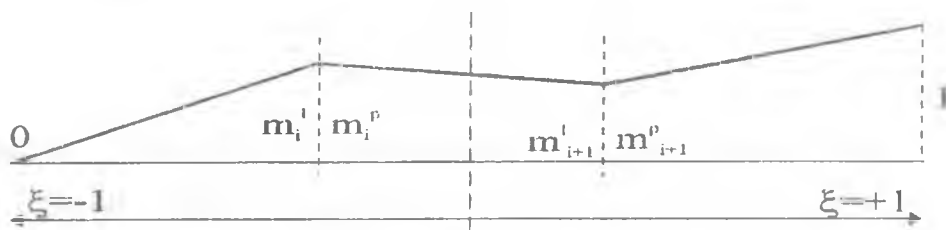


Fig. 2

### 3. PLANE ELEMENT.

The submatrix of plane shield element, which is integrated in range  $\langle s_i, s_{i+1} \rangle, \langle y_i, y_{i+1} \rangle$ , fig. 1, has been built.

The shape function distribution is presented as surface functions which depend on values of controllable parameters  $m_1, m_2, m_3, m_4$ , placed in nodes of analysed subdomain, fig. 3.

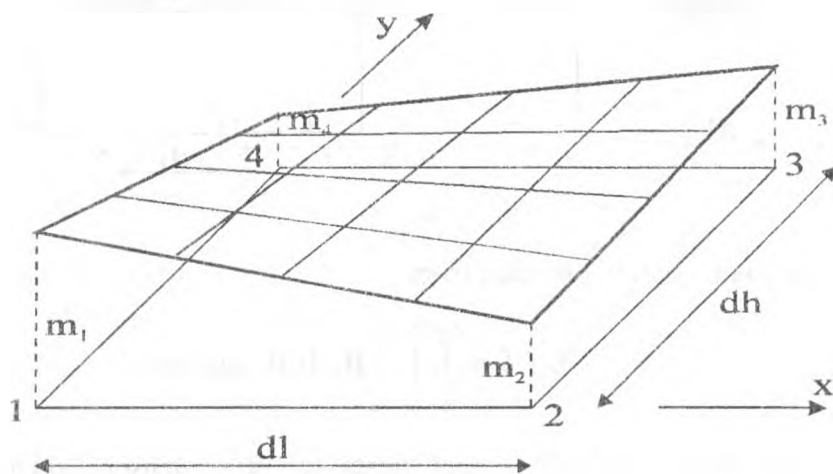


Fig 3

Subdomain shape function for node  $k$ , has form

$$f_k = a_1^k + a_2^k x + a_3^k y + a_4^k xy, \quad k = 1, 2, 3, 4. \quad (4)$$

Parameters  $a^k$  determined from the boundary conditions are given by

$$\begin{aligned} a_1 &= m_1 - \frac{m_2 - m_1}{dl} x - \frac{m_4 - m_1}{dh} y + \frac{m_1 - m_2 + m_3 - m_4}{dldh} xy, \\ a_2 &= \frac{m_2 - m_1}{dl} - \frac{m_1 - m_2 + m_3 - m_4}{dldh} y, \\ a_3 &= \frac{m_4 - m_1}{dh} - \frac{m_1 - m_2 + m_3 - m_4}{dldh} x, \\ a_4 &= \frac{m_1 - m_2 + m_3 - m_4}{dldh} \end{aligned} \quad (5)$$

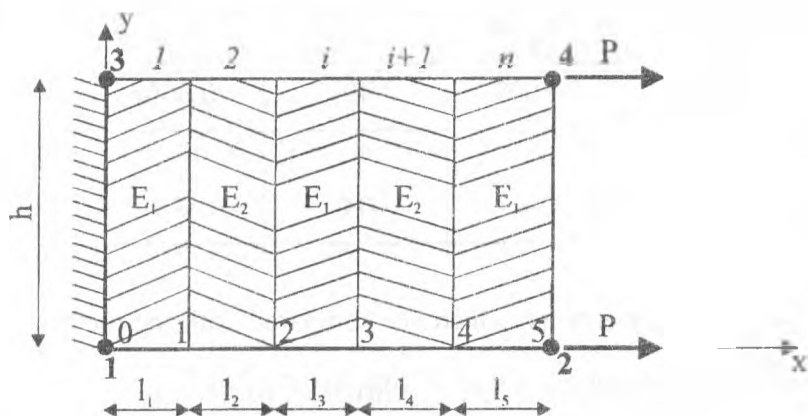
If origin of coordinates is placed in the subdomain node, than the shape function coefficients can be reduced to the form

$$\begin{aligned} a_1 &= m_1, \\ a_2 &= \frac{m_2 - m_1}{dl}, \\ a_3 &= \frac{m_4 - m_1}{dh}, \\ a_4 &= \frac{m_1 - m_2 + m_3 - m_4}{dldh} \end{aligned} \quad (6)$$

The stiffness matrix of the part of element, given in (2), has been determined in explicit form by utilizing computer programme for symbolical processing of algebraical expressions [5].

#### 4. NUMERICAL TESTS.

Controllable shape functions have been used to analyse strips system, shown in fig 4, which is discretized by one four-node element.



$$\begin{aligned} E_1 &= 10 \cdot 10^6 \text{ kPa} \\ E_2 &= 10 \cdot 10^3 \text{ kPa} \\ P &= 100 \text{ kN} \\ t &= 0.1 \text{ m} \\ l_1 - l_5 &= 0.2 \text{ m} \\ h &= 1.0 \text{ m} \end{aligned}$$

Fig. 4

System has been built from strips which have the same thickness and different Young's modules. Big stiffness jumps inside element, have been used because of the possibility of the modelling plasticization zone. The shape function distribution in the direction of the x-coordinate axis can be obtained from

$$m_i = \frac{k}{k} \quad (7)$$

where:

- $k$  - stiffness of the system in the direction of the x-coordinate axis, which can be determined from

$$k = \frac{1}{\sum_{j=1}^n \frac{1}{k_j}} = \frac{1}{\sum_{j=1}^n \frac{1}{\frac{E_j A_j}{l_j}}} \quad (8)$$

-  $k_i$  - stiffness of the part of the system, which is given by

$$k_i = \frac{1}{\sum_{j=1}^i \frac{1}{k_j}} = \frac{1}{\sum_{j=1}^i \frac{1}{\frac{E_j A_j}{l_j}}} \quad (9)$$

The shape function distribution for analysed system, in  $x$ -coordinate axis direction, for 2 and 4 nodes, is shown in the Table 1. Function distribution in 1 and 3 nodes can be obtained by one's complement, what is required for the rigid motion criterion.

Table 1

Point	m0	m1	m2	m3	m4	m5
Nodes 2 & 4	0.0	0.0005	0.4997	0.5003	0.9995	1.0
Nodes 1 & 3	1.0	0.9995	0.5003	0.4997	0.0005	0.0
Linear distribution	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0

The result of the analysis of system displacements, which are compared with the method of linear distribution shape function and accurate solution, are presented in the table 2.

Table 2

	Displacements in $x$ -coordinate axis direction	
	Node 2	Node 4
Presented method	0.078 $v = 0.16$	0.078 $v = 0.16$
	0.080 $v = 0.00$	0.080 $v = 0.00$
Linear distribution	0.00033	0.00033
Accurate solution	0.080	0.080

## 5. CONCLUSIONS.

Results presented in the part 4 allow to note that in some cases utilizing self-adapting (controllable) shape functions can lead to increase the solution accuracy without necessity of increase the number of unknowns (mesh refinement).

Presented method can be useful in such cases as:

- nonlinear analysis of homogeneous and complex systems,
- analysis of cracking effect of the structure,
- analysis of contact problems and geometrical nonlinearity,
- automation of plane and space mesh generation.

## REFERENCES:

1. Zienkiewicz O.C.: „The Finite Element Method”, Arkady, Warsaw 1972, (in polish).
2. Kleiber M., WoYniak Cz.: „Nonlinear mechanics of structures”, PWN, Warsaw 1991.
3. Choi Ch, Bang M.S.: „Plate element with cutout for perforated shear wall”, Journal of Struct. Engng, Proc. ASCE, vol.113, nr. 2/1987, pp.295-305.
4. Chyży T.: „The method of matrix analysis of statical and dynamical models of shield buildings taking into account nonlinear problems”, Ph.D.thesis, Bialystok University of Technology, Bialystok 1992, (in polish).
5. Chyży T., Tribińo R.: „Computer system for the generation of algebraical expressions in a symbolic form to describe explicit forms of stiffness matrices”, Computer Method in Civil Engineering, Vol. I, pp.33-39, Nr 3-4, 1991.

## **применение программированного управления к нелинейному анализу плоских и пространственных тел.**

### Резюме

Численное интегрирование матриц жесткости элементов при переменных физических и геометрических параметрах требует применения сложных вычислительных алгоритмов. Если требуется матрицы жесткости вычислять многократно, более эффективным будет представление матриц элементов в явном виде. Применение такого вида элементов требует изменения нелинейных параметров в области элемента и уплотнения сетки деления.

# FORECASTING DISASTER HAZARD IN BOLT JOINT CONSTRUCTIONS

Mikołaj Syczewski, Romuald Szelaż, Rościsław Tribińko

*Białystok University of Technology, Białystok, Poland*

The classical method of the calculation of dissipation energy in the process of transformation of the geometrical invariable scheme of construction into the kinematic chain, geometrical variable, does not lead to correct disaster forecasts. Serious errors occur in the estimation of the state of effort when the kinematic chain is created through the formatin of the articulations in the joints whose elements work in the uniaxial stress. In such articulations it is necessary to calculate the dissipation of inner power by the utilization of the strain hardening effect of the material of the connectors.

The paper provides documentary evidence for the correctness of the presented conception by forecasting the disaster of the steelwork for the roof of the industrial bay which has been shaped as a frame

## 1. Generalization of the algorithm of the kinematic method by the strain hardening method

Functional stage, which is the state of static equilibrium where each increase in load is connected with increase in strain, is transformed into a stage of the limit capacity. Therefore the construction loses its ability to take over the increase in load and becomes a geometrical variable system. Such a process takes place in the conditions which are defined by the power balance

$$L = D$$

(1)

where

L - power of external load computed with taking into account the velocity of prepared displacements,

D - power of internal forces on prepared strain velocities.

Powers, which occur with equation (1), are computed from the formulae

$$L = \sum_{j=1}^n \int_0^l q^j \cdot w_j \cdot dl, \quad (2)$$

$$D = \sum_{j=1}^p M_{gr}^j \cdot \varphi_j, \quad (3)$$

where  
 $q$  - generalizable external load,  
 $w$  - prepared displacement velocity,  
 $n$  - number of rods with prepared relocation,  
 $M_{gr}$  - boundary moment of the section bent,  
 $\varphi$  - velocity of angular strain connected with relocation velocity  $w$ ,  
 $p$  - number of articulations transforming the geometrical invariable system into mechanism.

The boundary value of the moment for bending rods is computed with the help of some elements of the theory of plasticity [1] as follows

$$M_{gr} = W_{pl} \cdot \sigma_{pl} \quad (4)$$

$W_{pl}$  - plastic bending section modulus,  
 $\sigma_{pl}$  - stress characteristic for the initial stage of the plastic flow process.

In the theory of plasticity a material is taken as

$$\sigma_{pl} = R_e \quad (5)$$

which can be seen in Fig 1. In the bent section the moment  $M_{gr}$  is the greatest moment which is able to transfer an element. It results from the stress pattern in the totally plastic section. Then the curvature may grow in an unlimited way without any increases of the moment.

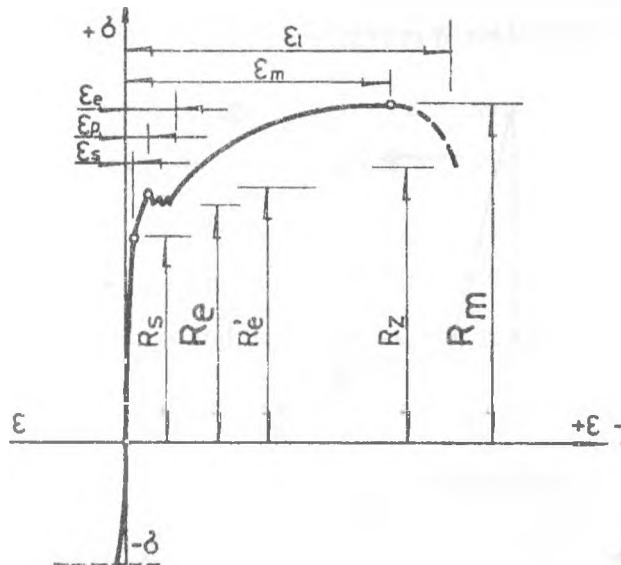


Fig.1. Diagram of the tensile strength of steel considering the increase in stress to value  $R_m$

The diagram of stress consist of two rectangles as shown in Figure 2b, and the elastic core, presented in Figure 2a, undergoes degeneration.

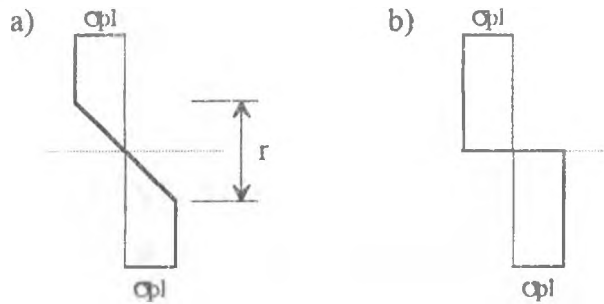


Fig.2. The stress pattern in elastic-plastic and plastic material

Such a dependence is determined by the relation between the height of the core "r" and the curve  $y''$

$$r = \frac{2\sigma_{pl}}{E y''} \quad (6)$$

If the articulation, which transforms the geometrical invariable system into mechanism, forms in the point which has been created with the help of the bolts [7], then the analogical moment up to the point defined by formula (4), can be computed by formula (7)

$$M_{gr} = \frac{N_{gr} \cdot \sum_1^I h_i^2}{h_1} = \frac{A \cdot \sigma_{pl} \cdot \sum_1^I h_i^2}{h_1} = \frac{A R_e \cdot \sum_1^I h_i^2}{h_1} \quad (7)$$

where

- A - cross-section area of bolts,
- h - dimention presented in Figure 3.

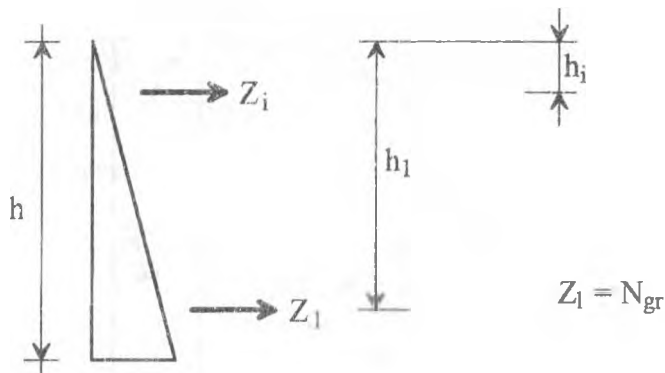


Fig.3. Distribution of forces in the bolts of the joint bent

The boundary moment obtained from formula (7) and is denote by  $M_{gr}(R_e)$ . For two rows of bolts such a moment amounts to



$$M_{gr}(R_e) = \frac{N_{gr} \cdot (h_1^2 + h_2^2)}{h_1} \quad (8)$$

The power of dissipation energy in a bolt joint with the number "j" has the following value

$$D_j(R_e) = M_{gr}(R_e) \cdot \varphi_j \quad (9)$$

but solution of equation (1) fails to transform the system into the geometrically variable one. It results from the fact that in the uniaxial stress, strains of bolts are finite, despite stress formation  $\sigma_{pl} = R_e$ , which is presented in Figure 1. Maximum load capacity of the moment, which corresponds to the effect of strain hardening material [2] is computed for the stresses  $R_m$ , which exist at the Norm [6]. Then the boundary moment of a joint is calculated from the formula

$$M_{gr}(R_m) = \frac{A \cdot R_m \cdot \sum h_i^2}{h_1} \quad (10)$$

and the power of the dissipation energy amounts to

$$D_j(R_m) = M_{gr}(R_m) \cdot \varphi_j \quad (11)$$

The degree of disaster hazard "k" should be calculated from the formula

$$L = D(R_m), \quad (12)$$

hence

$$k = \frac{L}{D(R_m)} \quad (13)$$

and the disaster will take place in constructions characterized by inequality

$$k \geq 1 \quad (14)$$

## 2. Example estimation of the degree of disaster hazard of an industrial bay

The disaster which had taken place in one of the industrial enterprises was analysed on the basis of this method. Geometrical invariable schem of the analysed construction is presented in Figure 4.

The joints on the supports were made by mounting the steel girders on the reinforced columns. The ties were made of rods  $2\phi 22$ mm of metric thread M22 of steel St3S and of cross-sectional area  $A_c = 3,03 \text{ cm}^2$ . On the basis of the non-destructive methods it was possible to ascertain the class of concrete of the columns in the zones of supports, which amounted to B20. The joint in the span centre of the steel girder was made of bolts 4M24 class 5.6 in such a way that spacing  $h_1$  and  $h_2$ , presented in Figure 3, amounted to

$$h_1 = 29,0 \text{ cm}, \quad h_2 = 5,0 \text{ cm}.$$

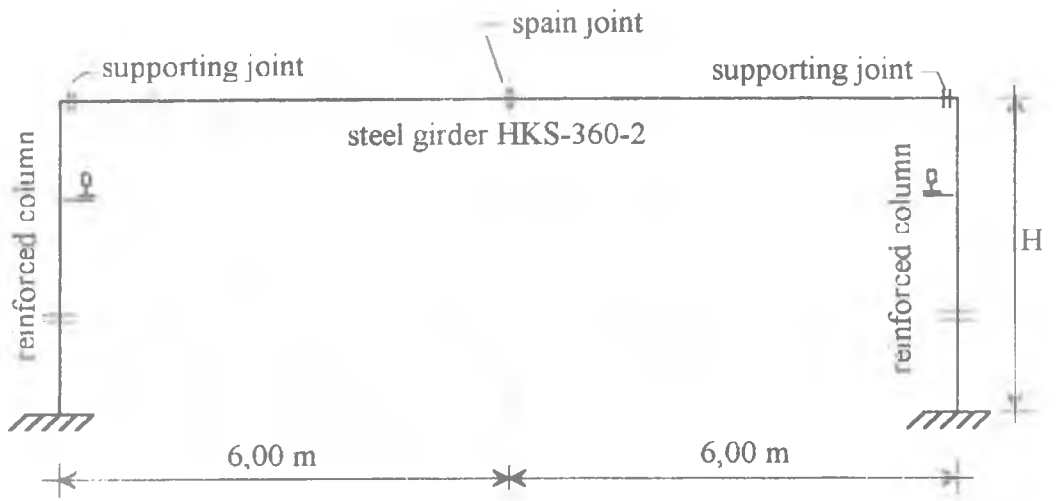


Fig.4. Geometrical scheme of the industrial bay construction

At the points where forces  $Z_1$  and  $Z_i = Z_2$  worked, sets of two bolts M24 with the cross-sectional area  $A_c = 3,53 \text{ cm}^2$  for each "Z" were placed.

The stage of failure to transfer the load followed the destruction of the spandrel beam at the points where the joints had been made. The spandrel beam was loaded by concentrated forces  $P$  and uniform load  $q$ , as shown in Figure 5.

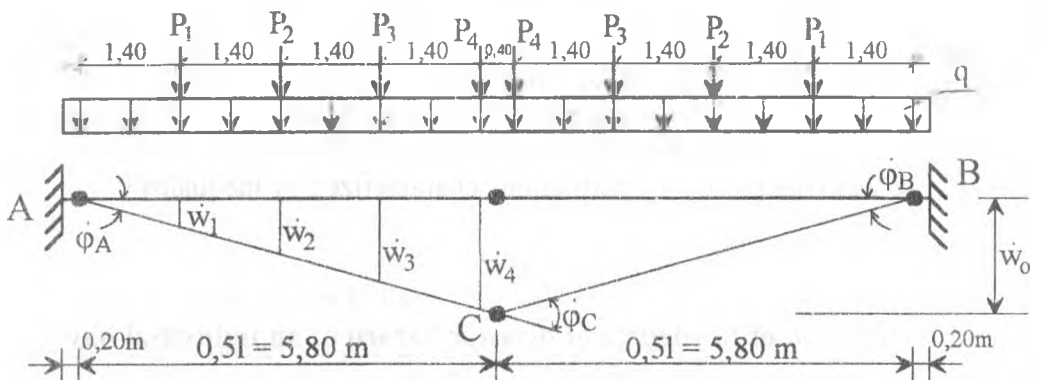


Fig.5. The kinematic scheme of the destruction of the roof construction

Kinematically permissible state of the velocity increments of the displacements of the girder axle is presented as  $w_0$  and in the bolt joints such a state causes the increments in velocity of angular displacements  $\phi_A, \phi_B, \phi_C$

The power of the internal forces for the limiting values of moments  $M_{gr} = M_{gr}(R_m)$  amounts to

$$D = M_{gr}^A \cdot \phi_A + M_{gr}^C \cdot \phi_C + M_{gr}^B \cdot \phi_B = D(R_m) \quad (14)$$

The power of external loads caused by the action concentrated forces amounts to

$$L(P) = 2 \cdot (P_1 \cdot w_1 + P_2 \cdot w_2 + P_3 \cdot w_3 + P_4 \cdot w_4) \quad (15)$$

and the power of the external continuous load is equal to

$$L(q) = 2 \cdot q \cdot l \cdot 0,5w_0. \quad (16)$$

The total power of the external load is a sum

$$L = L(P) + L(q). \quad (17)$$

Dissipation of energy has taken place only in joints A, B, C. The velocity of relocation  $w_0$  correspond with the velocities of relocations  $w_1 = 0,24w_0$ ,  $w_2 = 0,48w_0$ ,  $w_3 = 0,72w_0$ ,  $w_4 = 0,97w_0$  and with the velocities of angular relocation

$$\varphi_A = \frac{w_0}{l}, \varphi_B = \frac{w_0}{l}, \varphi_C = 2 \cdot \frac{w_0}{l}.$$

The boundary moments amount to  $M_{gr}^A = M_{gr}^B = N_s \cdot z$  where  $N_s$  means the force transferred by two bolts M22, while the arm of external forces "z" derived from the equation of equilibrium for the depth of the compressive zone of concrete  $x = 2,84\text{cm}$  amounted to  $z = 8,58\text{cm}$ .

Stresses  $R_m$  for the steel with class A-0 amounts to  $R_m = 375\text{MPa}$ . As a result we have

$$N_s = 2 \times 3,03 \times 3750 = 22725 \text{ daN},$$

$$M_{gr}^A(R_m) = 22725 \text{ daN} \cdot 8,58 \text{ cm} = 19,50 \text{ kNm}.$$

Analogically the boundary moment in joint C with utilization the formula (10) was calculated.

For the bolts with class 5.6 strength amounts to  $R_m = 419\text{MPa}$  and the boundary moment computed for force

$$Z_1 = N_s = 2 \times 3,53 \times 4190 = 29581 \text{ daN},$$

$$M_{gr}^C(R_m) = 176,66 \text{ kNm}$$

As a result of the application of the loads including the impact of the dead weight and the load by snow it was determined that the value of the external loads amounted to

$$P_1 = P_2 = P_3 = 2517 \text{ daN},$$

$$P_4 = 1560 \text{ daN},$$

$$q = 169 \text{ daN/m},$$

and the powers of the external loads, calculated from the formulae (15), (16), (17), amounted to

$$L(P) = 102,74 \text{ kN} \cdot w_0, \quad L(q) = 9,80 \text{ kN} \cdot w_0, \quad L = 112,54 \text{ kN} \cdot w_0.$$

The power of the energy dissipation in joints was computed using formula (14) and it amounted to

$$D(R_m) = 2 \cdot 19,50 \text{ kNm} \cdot \frac{w_0}{5,80\text{m}} + 176,66 \text{ kNm} \cdot 2 \cdot \frac{w_0}{5,80\text{m}} = 67,64 \text{ kN} \cdot w_0.$$

The degree of disaster hazard of the construction during winter time amounts to

$$k = \frac{L}{D(R_m)} = \frac{112,54 \text{ kN} \cdot w_0}{67,64 \text{ kN} \cdot w_0} = 1,66.$$

The disaster will come into being undoubtedly because inequality (14) is satisfied.

An analysis of the degree of disaster hazard of the construction during summer time, when the construction is not loaded by the weight of snow [4], was also carried out. Then the values of external loads are reduced and amount to

$$P_1 = P_2 = P_3 = 967 \text{ daN},$$

$$P_4 = 564 \text{ daN},$$

and load  $q$ , which defines the dead weight of the spandrel beam type HKS remains unchanged

For the load defined in such a way the power of external loads amounts to

$$L(P) = 38,78 \text{ kN} \cdot w_0,$$

and hence

$$L = L(P) + L(q) = (38,78 + 9,80)\text{daN} \cdot w_0 = 48,58 \text{ daN} \cdot w_0.$$

The degree of disaster hazard during summer time amounts to

$$k = \frac{48,58 \text{ kN} \cdot w_0}{67,64 \text{ kN} \cdot w_0} = 0,72.$$

Since inequality (14) is not satisfied the disaster is not likely to take place

### 3. Conclusions

The thesis, stated at the beginning, concerning the faults of the classical method of using the dissipative energy in the process of transformation of the invariable scheme of construction into a kinematic chain in order to evaluate the safety of a construction, appears to be correct.

The authors think that the method introduced here can be well applied in practice [3] and the above conclusion results from the logical and coherent relations presented in chapter 1. The relations were used in the analysis and formulation of the causes of the disaster, which had occurred in the one of the erected industrial objects. The calculations, presented in chapter 2, proved to be coherent with the real behaviour of the construction, which operated

at the limit of safety during summer time but collapsed when the degree of hazard reached the value greater than one during winter time.

The degree of disaster hazard "k", depending on the computed value, can be used to find out if the construction is in a pre-emergency state or if it is necessary to immediately protect the object from the access of users and undertake precautionary measures specified in the building law.

## REFERENCES

1. Brunarski L., Kwieciński M.: Wstęp do teorii sprężystości i plastyczności. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Warszawa 1964.
2. Jankowiak W.: Konstrukcje metalowe. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa-Poznań 1983.
3. Kobiak J.: Błędy w konstrukcjach żelbetowych. Arkady, Warszawa 1971.
4. PN-80/B-02010: Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
5. PN-85/B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. PN-90/B-03200: Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
7. PN-85/M-82101: Śruby ze łbem sześciokątnym.

## ПРОГНОЗ УГРОЗЫ АВАРИЕЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ С БОЛТОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ

### Резюме

В статье предложен метод определения коэффициента степени угрозы аварией строительной конструкции. Зависимости определено путём преобразования геометрически неизменяемой системы в кинематическую цепь. Коэффициент угрозы аварией определено на основе уравнения баланса мощности внешней нагрузки с учётом виртуальных перемещений и мощности внутренних усилий с учётом скорости деформации.

Piotr Radziszewski

Instytut Inżynierii Budowlanej

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

Politechnika Białostocka

## MODYFIKACJA KOMPOZYTÓW MINERALNO - ASFALTOWYCH MIAŁEM GUMOWYM ZE ZUŻYTYCH OPON SAMOCHODOWYCH

### 1. Wprowadzenie

Planowana w Polsce budowa dróg szybkiego ruchu stwarza konieczność poszukiwania nowych optymalnych rozwiązań w zakresie technologii materiałów i nawierzchni drogowych.

Każdego roku w Polsce powstaje ogromna ilość odpadów w postaci tysięcy zużytych opon samochodowych. Istnieje problem ekologicznego zagospodarowania tej ogromnej masy wartościowego materiału. Nie jest właściwym rozwiązaniem magazynowanie zużytych opon w stertach przysypywanych ziemią lub ich spalanie. Źródła powstania tego odpadu są bliskie nawierzchni drogowej, dlatego też wydaje się jak najbardziej właściwym powiązanie sposobu zagospodarowania tego odpadu z drogą. Biorąc pod uwagę właściwości sprężyste gumy oraz wymagania stawiane nawierzchniom dla ruchu ciężkiego guma odpadowa z opon samochodowych może być cennym materiałem do modyfikacji kompozytów mineralno - asfaltowych.

Celem niniejszego opracowania jest przedstawienie informacji związanych ze sposobem zastosowania odpadów gumowych ze zużytych opon samochodowych do modyfikacji kompozytów mineralno - asfaltowych.

### 2. Pochodzenie odpadów gumowych

Odpady gumowe, które mogą znaleźć zastosowanie w budownictwie drogowym uzyskuje się z trzech źródeł:

- z regeneracji opon samochodowych,
- z odpadów technologicznych powstających w zakładach przemysłu gumowego,
- ze zużytych opon samochodowych.

Pierwsze i drugie źródło pozyskania materiału nie jest zbyt obfite. Potencjalnie najbardziej godnym uwagi jest zastosowanie do modyfikacji asfaltów drogowych odpadów ze zużytych opon samochodowych. Odpady te aby były możliwe do zastosowania muszą ulec przemieleniu. Dokonuje się to przy użyciu specjalistycznego sprzętu do rozdrabniania i usuwania części metalowych. Stopień rozdrobnienia odpadów gumowych wpływa na zdolność do pęcznienia gumy w asfalcie i ujednorodnienia mieszanki. Najbardziej właściwe ze względów energetycznych i technologicznych jest zastosowanie miazgi gumowej o uziarnieniu poniżej 1.0 mm.

### 3. Sposoby modyfikacji mieszanek mineralno- asfaltowych miazgą gumową

Znane są dwa sposoby dozowania miazgi gumowej ze zużytych opon samochodowych do mieszanek mineralno-asfaltowych:

- dozowanie miazgi gumowej do kruszywa (dry system),
- dozowanie miazgi gumowej do asfaltu (wet system),

opisane między innymi przez autora w pozycjach [1,2] oraz przez autora i innych badaczy w [1,2,3]. Różnicę w wymienionych sposobach modyfikacji krótko scharakteryzować można następująco; według pierwszego sposobu zastępuje się miazgą gumową określoną część kruszywa mineralnego w mieszance mineralno-asfaltowej, natomiast według drugiego sposobu modyfikacji do lepiszcza asfaltowego dodaje się miazgę gumową w celu otrzymania lepiszcza gumowo-asfaltowego.

Metoda „dry system”, wynaleziona w latach sześćdziesiątych w Szwecji została opatentowana jednocześnie w USA pod nazwą „Plus Ride” i w Szwecji pod nazwą „Rabit”. Wytwarzanie mieszanek według tego systemu odbywa się w typowych zespołach do otaczania. Miazga gumowa dodaje się do ogrzanych materiałów kamiennych w mieszalniku otaczarki w ilości 3-4 % w stosunku do masy mieszanki. Temperatura materiałów kamiennych wynosi 160-180 °C. Przez 15-30 sekund miesza się z gumą, a następnie dodaje asfalt. Pełny cykl mieszania jest równy 120-180 sekund. Zagęszczanie mieszanek mineralno-gumowo-asfaltowych można wykonywać z wykorzystaniem standardowego osprzętu zagęszczającego. Wstępne zagęszczenie należy wykonywać 10-12 tonowymi walcami stalowymi z włączoną wibracją. Wykończenie nawierzchni powinno odbywać się bez wibracji. Według wytycznych szwedzkich nie zaleca się używać walców ogumionych. Z doświadczeń na Alasce wynika, że celowym wydaje się użycie walców ogumionych, gdy temperatura zagęszczanej mieszanki mineralno-gumowo-asfaltowej spadnie poniżej 60 °C. Zwraca się szczególną uwagę na zapewnienie sprawności działania systemu zraszania bębnow walców

W 1989 roku w USA Takallou opracował nową metodę dozowania gumy do mieszanek mineralno - asfaltowych (Generic System). Miazga gumowa jest mieszana ze standardową mieszanką mineralną o ciągłym uziarnieniu. Granulowany miazga gumowa może być dodawany w ilości 1.2 - 3% w zależności od potrzeb projektowych. Zastosowanie tej metody nie wymaga dodatkowych opłat licencyjnych.

Według normy ASTM D - 8 lepiszcze gumowo-asfaltowe definiuje się jako mieszaninę lepiszcza asfaltowego, gumy ze zużytych opon samochodowych o ulepszonych właściwościach oraz

Pierwsze i drugie źródło pozyskania materiału nie jest zbyt obfite. Potencjalnie najbardziej godnym uwagi jest zastosowanie do modyfikacji asfaltów drogowych odpadów ze zużytych opon samochodowych. Odpady te aby były możliwe do zastosowania muszą ulec przemieleniu. Dokonuje się to przy użyciu specjalistycznego sprzętu do rozdrabniania i usuwania części metalowych. Stopień rozdrobnienia odpadów gumowych wpływa na zdolność do pęcznienia gumy w asfalcie i ujednorodnienia mieszanki. Najbardziej właściwe ze względów energetycznych i technologicznych jest zastosowanie miazgi gumowej o uziarnieniu poniżej 1.0 mm.

### **3. Sposoby modyfikacji mieszanek mineralno- asfaltowych miazgą gumową**

Znane są dwa sposoby dozowania miazgi gumowej ze zużytych opon samochodowych do mieszanek mineralno-asfaltowych:

- dozowanie miazgi gumowej do kruszywa (dry system),
- dozowanie miazgi gumowej do asfaltu (wet system),

opisane między innymi przez autora w pozycjach [1,2] oraz przez autora i innych badaczy w [1,2,3]. Różnicę w wymienionych sposobach modyfikacji krótko scharakteryzować można następująco; według pierwszego sposobu zastępuje się miazgą gumową określoną część kruszywa mineralnego w mieszance mineralno-asfaltowej, natomiast według drugiego sposobu modyfikacji do lepiszcza asfaltowego dodaje się miazgę gumową w celu otrzymania lepiszcza gumowo-asfaltowego.

Metoda „dry system”, wynaleziona w latach sześćdziesiątych w Szwecji została opatentowana jednocześnie w USA pod nazwą „Plus Ride” i w Szwecji pod nazwą „Rabit”. Wytwarzanie mieszanek według tego systemu odbywa się w typowych zespołach do otaczania. Miazgę gumową dodaje się do ogrzanych materiałów kamiennych w mieszalniku otaczarki w ilości 3-4 % w stosunku do masy mieszanki. Temperatura materiałów kamiennych wynosi 160-180 °C. Przez 15-30 sekund miesza się z gumą, a następnie dodaje asfalt. Pełny cykl mieszania jest równy 120-180 sekund. Zagęszczanie mieszanek mineralno-gumowo-asfaltowych można wykonywać z wykorzystaniem standardowego osprzętu zagęszczającego. Wstępne zagęszczenie należy wykonywać 10-12 tonowymi walcami stalowymi z włączoną wibracją. Wykończenie nawierzchni powinno odbywać się bez wibracji. Według wytycznych szwedzkich nie zaleca się używać walców ogumionych. Z doświadczeń na Alasce wynika, że celowym wydaje się użycie walców ogumionych, gdy temperatura zagęszczanej mieszanki mineralno-gumowo-asfaltowej spadnie poniżej 60 °C. Zwraca się szczególną uwagę na zapewnienie sprawności działania systemu zraszania bębnow walców

W 1989 roku w USA Takallou opracował nową metodę dozowania gumy do mieszanek mineralno - asfaltowych (Generic System). Miazgę gumową jest mieszany ze standardową mieszanką mineralną o ciągłym uziarnieniu. Granulowany miazgę gumową może być dodawany w ilości 1.2 - 3% w zależności od potrzeb projektowych. Zastosowanie tej metody nie wymaga dodatkowych opłat licencyjnych.

Według normy ASTM D - 8 lepiszcze gumowo-asfaltowe definiuje się jako mieszaninę lepiszcza asfaltowego, gumy ze zużytych opon samochodowych o ulepszonych właściwościach oraz



do-datków obniżających lepkość, w której składnik gumy, stanowiący co najmniej 15% w stosunku wagowym mieszanki, wchodzi w reakcję z gorącym lepiszczem zwiększając przy tym znacznie swą objętość. Koncepcja modyfikacji lepiszczy asfaltowych gumą z opon samochodowych narodziła się na początku lat pięćdziesiątych. W USA przemysłowe technologie produkcji lepiszczy gumo-wo-asfaltowych opracowali Mc Donald i Arizona Refining Company. Także w Europie od początku lat sześćdziesiątych prowadzone są prace w zakresie modyfikacji lepiszczy asfaltowych odpadami gumowymi. W 1981 roku we Francji rozpoczęto realizację szerokiego programu badań-czego mającego za cel opracowanie sposobu produkcji lepiszcza gumowo-asfaltowego, dającego się dłuższy czas przechowywać bez potrzeby natychmiastowego użycia. W wyniku badań otrzymano lepiszcze gumowo-asfaltowe pod nazwą „Flexochape”.

#### **4. Zastosowanie mieszanek mineralno-gumowo-asfaltowych oraz lepiszczy gumowo-asfaltowych.**

Mieszanki mineralno-gumowo-asfaltowe (dry system) mogą być stosowane do budowy nawierzchni drogowych w różnych warunkach klimatycznych. Na podstawie dotychczasowych doświadczeń w USA i Kanadzie należy stwierdzić, że otrzymuje się mieszanki charakteryzujące się wieloma dodatnimi cechami. Są to mieszanki bardziej elastyczne, wyróżniające się większą wytrzymałością zmęczeniową. Dodatek gumy powoduje wzrost odporności masy na działanie mrozu, podwyższa się współczynnik tarcia pomiędzy kołami pojazdów a nawierzchnią. Zmniejsza się niebezpieczeństwo powstawania gołoledzi. Raporty z przeprowadzonych badań, opublikowane przez Departament Transportu Alaski i stanu Minnesota wskazują na zmniejszenie się odległości na zatrzymanie o 25 %. Znane są badania potwierdzające fakt mniejszenia hałasu powstającego na styku kół samochodowych i nawierzchni drogowej z mieszanki mineralno-gumowo-asfaltowej. Wyniki badań nie stwierdzają emisji szkodliwych dla zdrowia ludzkiego związków chemicznych. Pod tym względem wyniki badań konwencjonalnych mieszanek mineralno-asfaltowych i modyfikowanych były niemal identyczne.

Lepiszcze gumowo-asfaltowe może również mieć wszechstronne zastosowanie w budownictwie drogowym, a mianowicie jako:

- 1) masa zalewowa do wypełniania szczelin dylatacyjnych i innych,
- 2) pokrowce nawierzchniowe (powierzchniowe utrwalanie) SAM (Stress Absorbent Membrane - membrany absorbujące naprężenia),
- 3) błony międzywarstwowe - SAMI (Stress Absorbent Membrane Interlayer) celem przeciwdziałania propagacji spękań i penetracji wilgoci,
- 4) mieszanka mineralno-gumowo-asfaltowa, gumo-asfalt spełnia rolę lepiszcza w mieszance ARHM (Asphalt - Rubber Hot Mix),
- 5) mieszanka mineralno-gumowo-asfaltowa na nawierzchnie drenujące,
- 6) warstwy wodochronne, do zabezpieczenia konstrukcji nawierzchni przed filtracją wody.

Ze względu na wyższy koszt lepiszcza gumowo-asfaltowego w stosunku do asfaltu standardowego stosowanie lepiszcza modyfikowanego, mimo oczywistych zalet, jest ograniczone.

W USA w latach sześćdziesiątych używano mieszanki gumowo-asfaltowej do regeneracji zniszczonych nawierzchni. Masy składające się w 75% z asfaltu i 25% z gumy ze zużytych opon samochodowych, stosowano jako nawierzchniowe pokrowce uszczelniające lub powłoki wodoszczelne. Mieszanki asfaltowo-gumowe układane w cienkich warstwach wykazywały wysoką odporność na odkształcenia i spękania, a trwałość w niektórych przypadkach dochodziła do 20 lat. Na początku lat siedemdziesiątych udoskonalono proces produkcji mieszanki gumowo-asfaltowej poprzez dodawanie plastyfikatorów. Wykonane z tego rodzaju mieszanek dywaniki nie wykazywały pęknięć i zniszczeń przez okres eksploatacji 12 - 15 lat.

Innym rodzajem zastosowania mas gumowo-asfaltowych jest użycie ich do pokrywania zniszczonych nawierzchni z betonu cementowego. Od końca lat siedemdziesiątych w USA na zniszczone nawierzchnie stosuje się powłoki gumowo-asfaltowe pod warstwy ścieralne o grubości mniejszej niż 10 cm (SAMI). W przypadku pokrywania popękanej nawierzchni warstwą zwykłej mieszanki mineralno-asfaltowej występuje w tej warstwie, pod wpływem ruchu efekt pękania odbiciowego. Rozwiązaniem tego problemu jest umieszczenie sprężysto-plastycznej warstwy SAMI zmniejszającej odkształcenia pod nowo ułożoną warstwę ścieralną. Warstwa SAMI również często pełni w nawierzchni drogowej rolę warstwy odcinającej.

Pierwsze eksperymentalne prace w zakresie zastosowania mieszanek mineralno-gumowo-asfaltowych (ARHM) zostały podjęte w połowie lat siedemdziesiątych. Do tej pory wykonano szereg nawierzchni z mieszanek ARHM w różnych częściach USA. Do dzisiaj większa część z nich z powodzeniem funkcjonuje.

## 5. Zakończenie

Rachunek ekonomiczny uwzględniający zarówno ekologiczne jak i technologiczne aspekty zagospodarowania odpadów gumowych zapewne wykaże celowość stosowania mieszanek mineralno - gumowo - asfaltowych do budowy nawierzchni drogowych o ruchu ciężkim. Jest to szczególnie ważne dzisiaj w Polsce, gdy przystępujemy do budowy dróg szybkiego ruchu.

## Bibliografia

- [1] Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P.: Zastosowanie gumy ze zużytych opon samochodowych do modyfikacji asfaltów drogowych. XLII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Kraków-Krynica 1995
- [2] Radziszewski P.: Modyfikacja mieszanek mineralno-bitumicznych miazem gumowym z opon. Drogownictwo nr 3, Warszawa 1994
- [3] Takallou H. B.: Development of Improved Mix and Construction Guidelines for Rubber Modified Asphalt Pavements. Transportation Research Board, Washington

Radziszewski Piotr

Instytut Inżynierii Budowlanej

Wydział Budownictwa i Inż. Środowiska

Politechnika Białostocka

## TRWAŁOŚĆ ZMĘCZENIOWA KOMPOZYTÓW MINERALNO - ASFALTOWYCH MODYFIKOWANYCH GUMĄ ZE ZUŻYTYCH OPON SAMOCHODOWYCH

### 1. Wstęp

Nawierzchnia bitumiczna poddawana wielokrotnemu obciążeniu od kół pojazdów samochodowych może ulec spękaniu wskutek zmęczenia pomimo, że naprężenie rozciągające lub odkształcenie pojedynczego obciążenia nie przekracza doraźnej wytrzymałości na rozciąganie lub odkształcenia niszczącego. Przyjmuje się, że warstwy asfaltowe konstrukcji jezdni nie powinny ulegać spękaniom zmęczeniowym od naprężeń rozciągających w spodzie warstwy w założonym okresie eksploatacji nawierzchni.

Odpady gumowe ze zużytych opon samochodowych ze względu na ich właściwości sprężyste wydają się być cennym materiałem, który może być zastosowany do modyfikacji kompozytów mineralno - asfaltowych o zwiększonej trwałości zmęczeniowej [2,3,4].

Celem niniejszego opracowania jest przedstawienie wyników badań trwałości zmęczeniowej modyfikowanych kompozytów mineralno - asfaltowych.

### 2. Metodyka badań zmęczeniowych

Badania zmęczeniowych właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych, możliwe do praktycznego wykorzystania w wymiarowaniu konstrukcji jezdni drogowych powinny jak najpełniej symulować warunki „in situ”. Istnieje wiele metod badań wytrzymałości zmęczeniowej [1,3,5]. Porównanie charakteru zmian obciążeń, od kół poruszających się pojazdów samochodowych w warstwach nawierzchniowych ze schematami obciążeń realizowanych w laboratorium, wskazuje że metoda badania belek na wielokrotne rozciąganie przy zginaniu jest najbardziej zbliżona do rzeczywistych warunków pracy nawierzchni „in situ”. Wykazali to między innymi autorzy programu SHRP ( Strategie Highway Research Program ), realizowanego w USA w latach 1988-92 poświęconego trwałości mieszanek mineralno-asfaltowych, którzy na bazie wszechstronnych badań teoretycznych i doświadczalnych wybrał właśnie metodę zginania belki ( beam test ) jako najbardziej reprezentatywną metodę określania trwałości zmęczeniowej materiału budującego nawierzchnię drogową [1,5].

Uwzględniając wyniki tych prac autor wykonywał badania trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych wykonywano na stanowisku dostosowanym do przeprowadzania różnych symulacji dynamicznych. Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rys. 1 (aparatus Schenck'a). Podstawowym elementem składowym urządzenia jest tłok hydrauliczny, pozwalający zadawać badanym próbkom obciążenia o charakterystykach bliskich tym, które powstają na spodzie nawierzchniowych warstw asfaltowych w warunkach „in situ”.

Próbka o kształcie beleczki o wymiarach 450\*50\*50 mm umieszczona jest w komorze klimatyzacyjnej umożliwiającej sterowanie temperaturą podczas badania. W skład systemu obciążenia wchodzi cztery mocowania klamrowe przyklejane do asfaltu o penetracji 45-60\*0.1 mm. Poniżej i powyżej próbki badawczej znajdują się podpory rolkowe, dzięki którym możliwe jest punktowe przekazywanie obciążeń. Dwie dolne środkowe rolki tworzą łożo zginające służące do przekazywania przemieszczeń pionowych od dźwignika hydraulicznego.

Badania laboratoryjne były przeprowadzone przy zachowaniu następujących warunków:

- a) temperatura badania - 10°C,
- b) próbki mieszanki mineralno-asfaltowej w kształcie beleczek poddawano czteropunktowemu obciążeniu rozciągania przy zginaniu, zmieniającym się według funkcji  $1/2*(1-\cos x)*(\text{haversine})$  o stałej wartości amplitudy odkształcenia ( Rys.2 ),
- c) częstotliwość obciążeń 9.8 HZ.,
- d) zadawane były obciążenia o wielkościach amplitud odkształceń od 190  $\mu\text{m/m}$  do 550  $\mu\text{m/m}$ ,
- e) próbkę uważano za zniszczoną w tym momencie obciążenia, w którym moduł sztywności osiągał wartość równą połowie modułu sztywności ( $E_f$ ).

### 3. Parametry określone w badaniach zmęczeniowych

Podczas badań laboratoryjnych rejestrowano następujące wartości charakteryzujące mieszanki mineralno-asfaltowe:

N - liczba obciążeń,

F - amplituda siły obciążenia,

$\xi$  - amplituda odkształcenia,

v - amplituda przemieszczenia,

$\phi$  - kąt przesunięcia fazowego między naprężeniem a odkształceniem.

Obliczano ponadto:

$W_{dis}$  - energia rozpraszana w jednym cyklu obciążenia,

$W_t$  - sumaryczna energia rozpraszana,

$E^*$  - kompleksowy moduł sprężystości,

$E_1$  - rzeczywista część kompleksowego modułu sprężystości,

$E_2$  - urojona część kompleksowego modułu sprężystości,

Wartość energii rozpraszanej w jednym cyklu ( $W_{dis}$ ) i sumarycznej ( $W_t$ ) otrzymywano na podstawie obliczeń według wzorów:

$$W_{dis} = \pi \cdot \xi^2 \cdot E^* \cdot \sin \phi \quad (1)$$

$$W_t = \sum_{i=1}^N W_{dis} \quad (2)$$

Moduł kompleksowy obliczono wykorzystując następującą zależność:

$$E = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (3)$$

Dla każdej badanej próbki określono reprezentatywny moduł kompleksowy  $E_0$  po  $N_0$  cyklach obciążenia. Procedura wyznaczania modułu  $E_0$  i  $E_f = 1/2 \cdot E_0$  była następująca (Rys 3):

- określenie stycznej do wykresu (część liniowa wykresu) funkcji modułu sztywności i liczby obciążeń ( $E-N$ ),
- wyznaczenie punktu, w którym styczna przecina oś pionową  $E$  w punkcie  $E_0$ ,
- wykreślenie poziomej linii z punktu  $E_0$  do przecięcia wykresu funkcji  $E-N$ ; współrzędne tego punktu określają wartość  $E_0$  i  $N_0$ ,
- wykreślenie poziomej linii na wysokości wartości modułu sztywności  $1/2 \cdot E_0 = E_f$ ,
- wyznaczenie punktu o współrzędnych ( $N_f, 1/2 \cdot E_0$ ) = ( $N_f, E_f$ ).

Wartość  $N_f$  określa trwałość zmęczeniową badanej próbki.

#### 4. Procedury wykonywania modyfikacji kompozytów mineralno-asfaltowych

W realizowanym programie badawczym porównano właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych przeznaczonych na nawierzchnie dla ruchu ciężkiego. Stos okrucowy, o krzywej uziarnienia przedstawionej na rys.4, zestawiono z grysów granitowych frakcji 2/6, 6/11 i 11/16, piasku łamanego, piasku naturalnego oraz mączki wapiennej. Jako lepiszcze użyto asfalt D-70 modyfikowany miałem gumowym z zużytych opon samochodowych. Zastosowano dwa rodzaje modyfikacji. W pierwszym przypadku użyto 15% miału gumowego drobnoziarnistego i 85% asfaltu D-70. W drugim przypadku zastosowano 17% miału gumowego gruboziarnistego, 3% plastyfikatora i 80% asfaltu D-70.

W tabelach 1 i 2 przedstawiono w skrócie dane dotyczące odpowiednio pierwszego i drugiego sposobu modyfikacji asfaltu D-70. Całkowity czas mieszania w pierwszym przypadku wynosił 4 godziny 20 min., w drugim 8 godzin 20 minut.

Tabela 1. Procedura modyfikacji asfaltu D-70 ( 85% ) miałem gumowym drobnoziarnistym ( 15% ). Właściwości lepiszcza.

	Lepiszczce	Temperatura mieszania [°C]	Penetracja [0.1 mm]	Indeks penetracji
Asfalt D-70	Asfalt	160	66.6	-0.72
20 minut szybko-obrotowego mieszania	Asfalt+guma	203	42.7	+1.19
Wolnoobrotowe mieszanie 4 h	Asfalt+guma	203	61.3	+1.05

Tabela 2. Procedura modyfikacji asfaltu D-70 ( 80% ) gruboziarnistym miałem gumowym ( 17% ) i plastyfikatorem ( 3% ). Właściwości lepiszcza.

	Lepiszczce	Temperatura mieszania [°C]	Penetracja [0.1 mm]	Indeks penetracji
Asfalt D-70	Asfalt	160	66.3	-0.72
20 minut szybko-obrotowego mieszania	Asfalt+guma	205	40.3	+0.42
Wolnoobrotowe mieszanie 4h	Asfalt+guma	203	60.3	+1.51
Wolnoobrotowe mieszanie - dalsze 4h	Asfalt+guma	204	71.0	+1.33

Proces mieszania kruszywa z lepiszczem asfaltowym i zagęszczenie mieszanki odbywał się w ściśle określonych temperaturach otrzymywanych z wykresu BTDC ( Tabela 3 ).

Tabela 3. Temperatura mieszania i zagęszczania mieszanek mineralno asfaltowych odczytanych z wykresu BTDC.

Lepiszczce	Temperatura mieszania [°C]	Temperatura zagęszczania [°C]
------------	----------------------------	-------------------------------

	Najniższa (6P)	Optymalna (1.7P)	Najniższa (25P)	Optymalna (6P)	Najwyższa (1.7P)
Asfalt D-70	123	144	102	123	144
Lepiszczce gumowo-asfaltowe (gruboziarnisty miąż gumowy)	163	177	135	149	nie stosuje się
Lepiszczce gumowo-asfaltowe (drobnoziarnisty miąż gumowy)	163	177	135	149	nie stosuje się

Standardową mieszankę wykonywano w temperaturze 140°C, natomiast mieszankę z modyfikowanymi lepiszczami w temperaturze 170°C. Wytwarzanie mieszanki dokonywano w specjalnym urządzeniu mieszającym o parametrach umożliwiających jednorazowo wyprodukowanie całego zarobu na płytę o wymiarach 60\*60\*6 cm.

Mieszankę mineralno-asfaltową przed zagęszczeniem poddawano procesowi krótkoterminowego starzenia, polegającemu na wygrzaniu mieszanki w komorze klimatyzacyjnej w temperaturze 135°C przez 4 godziny.

Zagęszczanie mieszanki mineralno-asfaltowej wykonywano w dwóch etapach. Po ułożeniu rozgrzanej mieszanki w formie, zagęszczano ją dynamicznie w bratorze ręcznym o podstawie zagęszczającej 10-15 cm, przez około 1 minutę (symulacja wstępnego zagęszczania nawierzchni asfaltowej deską wibracyjną). Drugi etap zagęszczenia odbywał się przy użyciu ręcznego walca stalowego o ciężarze 165kG, średnicy 50 cm, i szerokości wałowania 60 cm. Czas wałowania wynosił około 2 minuty. Mieszankę mineralno-asfaltową z modyfikowanym lepiszczem zagęszczano w temperaturze 140-150°C. Wycinanie z płyt próbek-beleczek odbywało się następnego dnia. Zwracano przy tym uwagę, by linie cięć znajdowały się conajmniej w odległości 2 cm. od strony powierzchni kontaktu płyty ze ściankami formy oraz 1-2 cm. od góry i spodu próbki.

#### 4. Analiza wyników badań zmęczeniowych

Wyniki badań zmęczeniowych mieszanek mineralno-asfaltowych posłużyły do znalezienia zależności funkcyjnych  $N_f - E$  i  $N_f - W_t$ .

Poprzez realizację liniowej regresji otrzymano następujące funkcje:

$$\log N_f = a_1 + b_1 * \log E_1 \quad (4)$$

$$\log N_f = a_2 + b_2 \cdot \log W_t \quad (5)$$

Wyniki obliczeń podano w tablicy 4 i przedstawiono na rysunkach 5 i 6.

Tablica 4. Współczynniki regresji równań zmęczeniowych.

Rodzaj mieszanki mineralno-asfaltowej	$a_1$	$b_1$	$R^2$	$a_2$	$b_2$	$R^2$
Standardowa mieszanka mineralno-asfaltowa na nawierzchni dla ruchu ciężkiego	16.91	-5.00	0.98	-1.26	0.60	0.99
Mieszanka z asfaltem modyfikowanym miałem gumowym gruboziarnistym z plastyfikatorem	18.16	-5.00	0.99	-1.08	0.63	0.98
Mieszanka z asfaltem modyfikowanym miałem gumowym drobnoziarnistym	19.73	-5.66	0.84	-1.51	0.71	0.98

Otrzymywane wartości współczynników kierunkowych  $b_1$  i  $b_2$  dla trzech rodzajów mieszanek mineralno-asfaltowych niewiele różnią się między sobą, co daje w efekcie równoległość wykresów funkcji. Szczególnie to widać na przykładzie mieszanki standardowej i mieszanki z lepiszczem modyfikowanym miałem gruboziarnistym z dodatkiem plastyfikatora. Nieco inny „charakter” zachowuje mieszanka zawierająca asfalt modyfikowany miałem gumowym drobnoziarnistym. Przyczyną takiego stanu jest prawdopodobnie to, że asfalt z miałem drobnoziarnistym wchodzi w reakcję chemiczną w większym stopniu niż z miałem gruboziarnistym. Powstaje nowa, trwała struktura o innej niż czysty asfalt charakterystyce fizykochemicznej.

Z rys.5 wynika, że dla mieszanek z lepiszczem modyfikowanym miałem gumowym występuje wyraźne przesunięcie wykresów równań zmęczeniowych w kierunku wyższych wartości trwałości zmęczeniowych. Dla tych samych amplitud odkształceń trwałość zmęczeniowa mieszanek z lepiszczem modyfikowanym jest od 15 do 20 razy większa od takich samych mieszanek z lepiszczem czystym D-70.

Na rys.6 przedstawiono wykresy sumarycznej energii rozpraszanej  $W_t$  w funkcji trwałości zmęczeniowej  $N_f$ . Wykresy dla mieszanek z asfaltem modyfikowanym miałem gumowym położone są bardzo blisko siebie a jednocześnie są znacznie oddalone od wykresu dla mieszanki standardowej. Jeżeli porównamy sumaryczną energię rozpraszania przy stałej wartości  $N_f$ , to okazuje się, że mieszanki mineralno-asfaltowe z lepiszczami modyfikowanymi charakteryzują się większymi wartościami tych energii. Stąd też wynika, że mieszanka standardowa odznacza się mniejszą energią rozpraszania na cykl obciążenia. Wykres sumarycznej energii rozpraszania wyraźnie rozróżnia mieszanki mineralno-asfaltowe od modyfikowanych.

### Wnioski

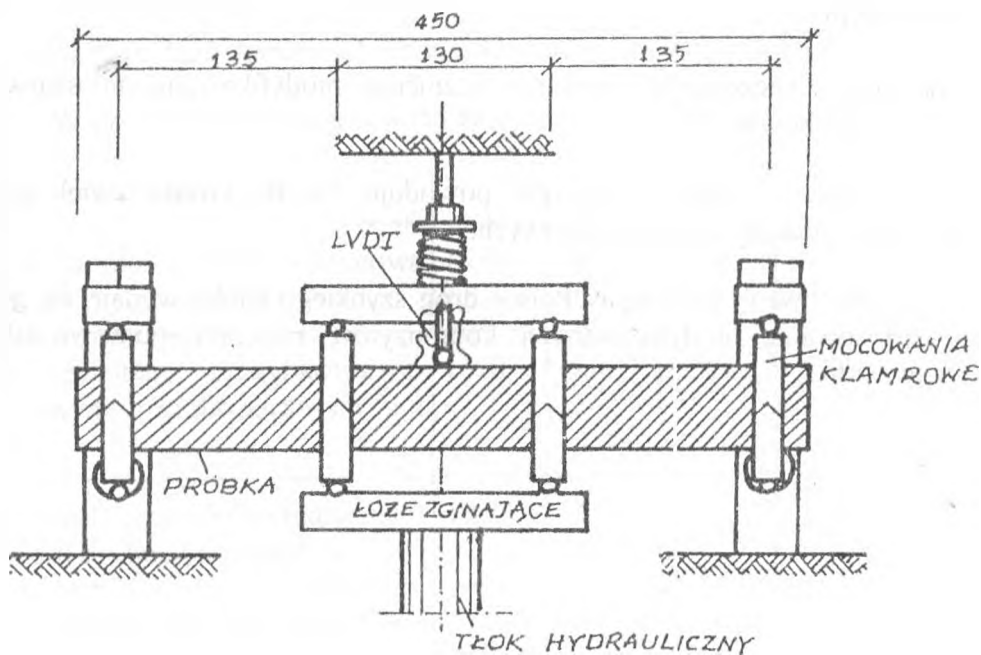
Na podstawie wyników badań mieszanek mineralno-asfaltowych z lepiszczem modyfikowanym miałem gumowym można sformułować następujące wnioski:



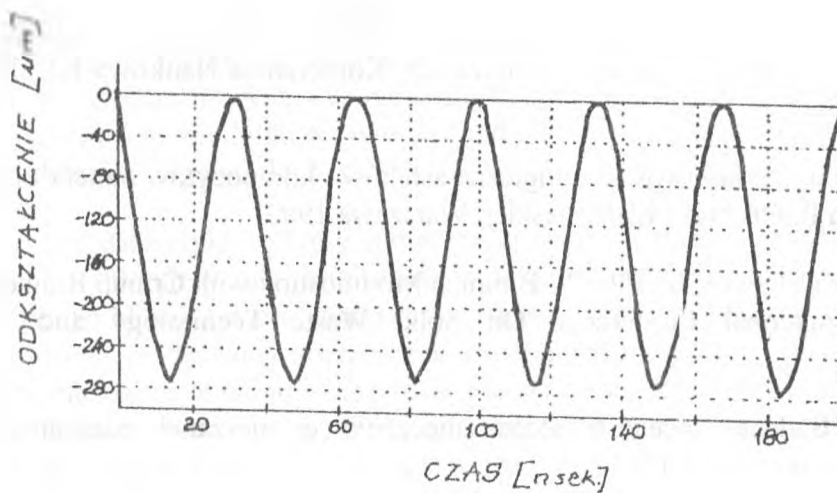
1. Asfalty modyfikowane charakteryzują się poprawionymi właściwościami w porównaniu z asfaltem wyjściowym.
2. Charakterystyki zmęczeniowe wyraźnie różnicują modyfikowane mieszanki mineralno-asfaltowe i niemodyfikowanych.
3. Modyfikacja asfaltu miazem gumowym powoduje 15-20- krotne zwiększenie trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych.
4. W związku z planowaną budową w Polsce dróg szybkiego ruchu wydaje się godnym uwagi propozycja zastosowania modyfikowanych kompozytów mineralno-gumowo-asfaltowych do budowy nawierzchni.

#### **Bibliografia:**

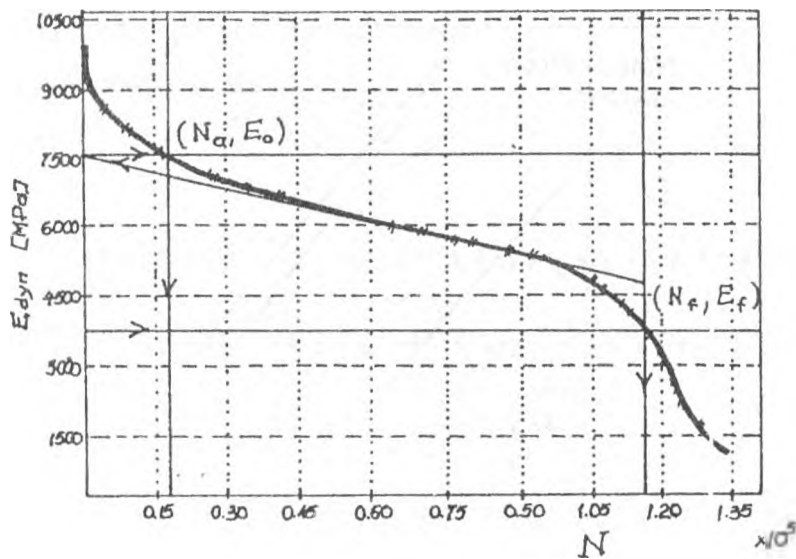
1. Deacon J.A., Tayebali A.A., Coplantz J. S., Finn F.N., Monismith C.L.: Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixes. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC 1994.
2. Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P.: Zastosowanie gumy ze zużytych opon samochodowych do modyfikacji asfaltów drogowych. Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1995.
3. Kalabińska M., Piłat J.: Właściwości reologiczne asfaltów i kompozytów mineralno-asfaltowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1993
4. Radziszewski P., Kalabińska M., Piłat J.: Bitumen Modification with Crumb Rubber Used Tires. The Eleventh International Conference On Solid Waste Technology and Management, Philadelphia 1995.
5. Radziszewski P.: Badanie i ocena trwałości zmęczeniowej mieszanek mineralno-asfaltowych. Drogownictwo nr 10, Warszawa 1993.



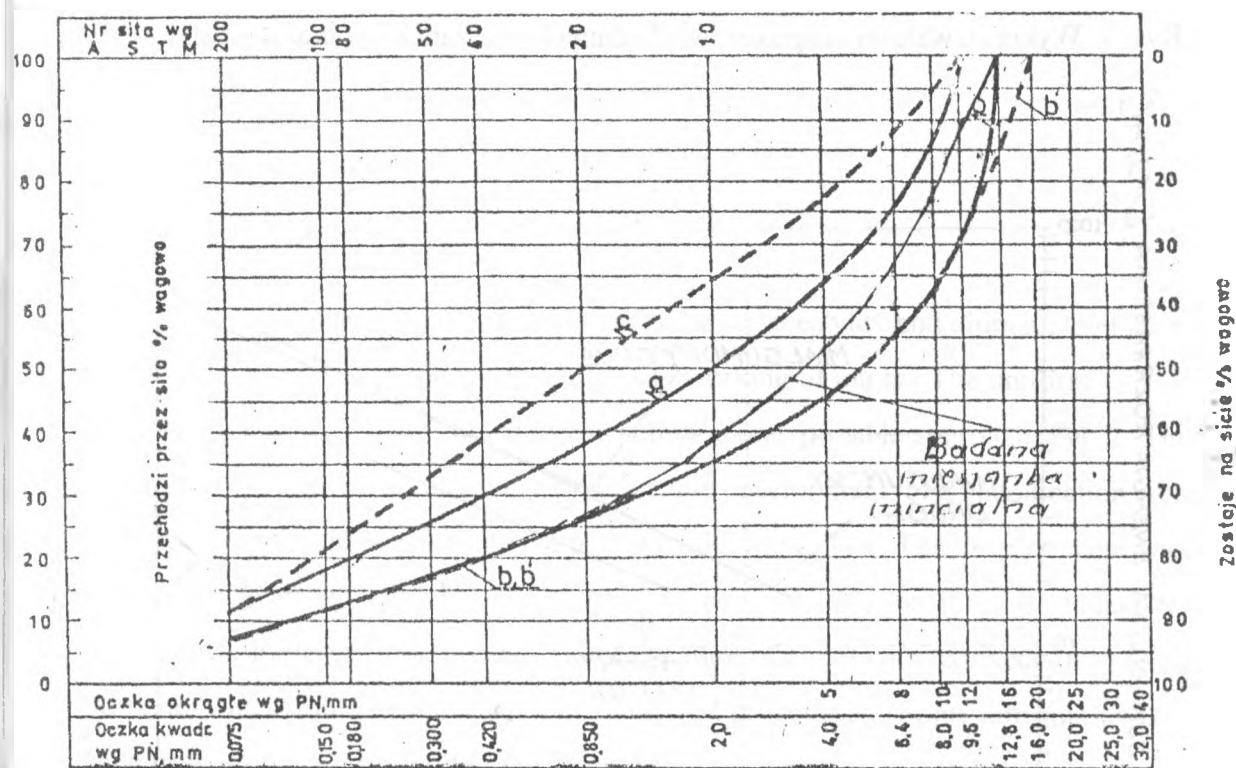
Rys. 1. Schemat stanowiska badawczego (aparatus Schenck'a)



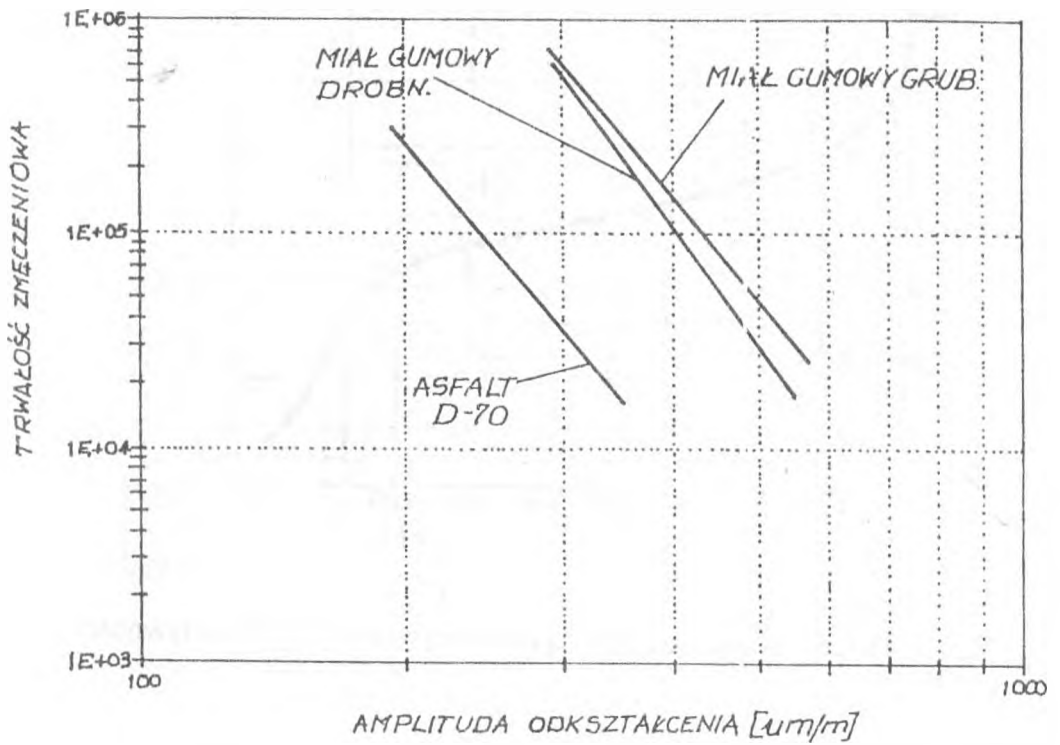
Rys. 2. Schemat funkcji obciążenia (haversine) w badaniach zmęczeniowych



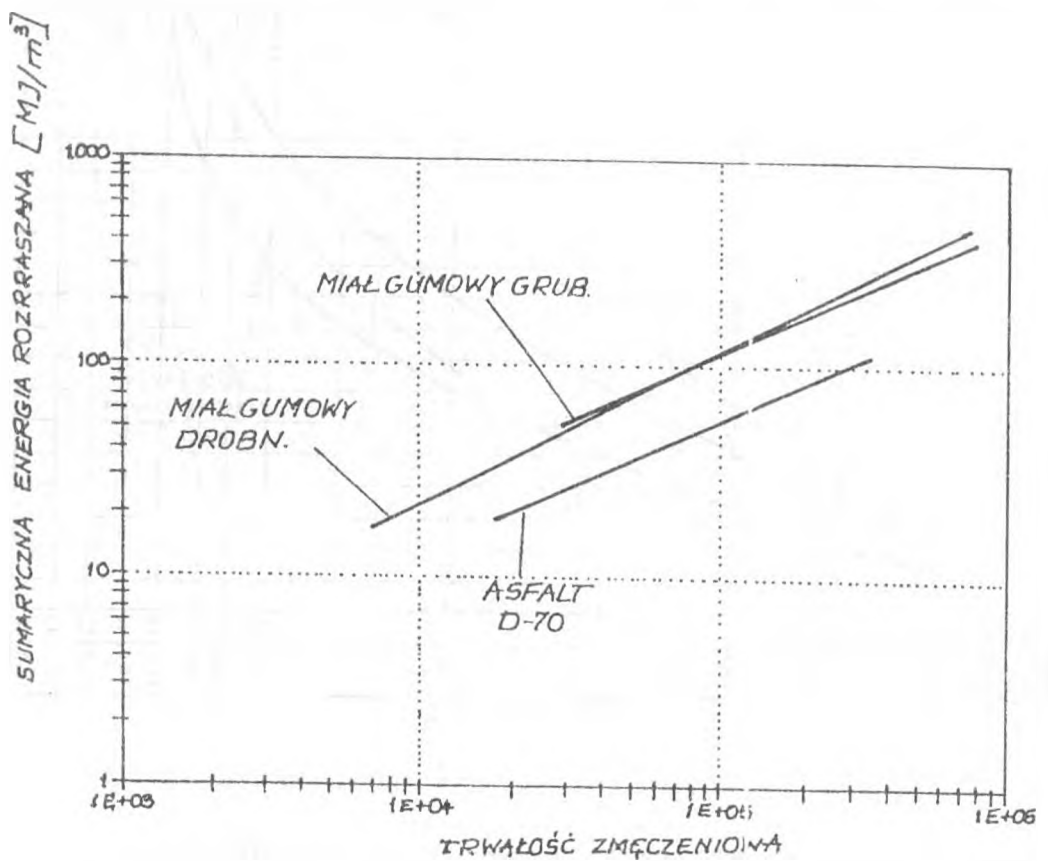
Rys. 3. Procedura wyznaczania reprezentatywnego modułu sztywności



Rys. 4. Stos okruskowy badanych kompozytów mineralno-asfaltowych



Rys. 5. Wykres trwałości zmęczeniowej badanych mieszanek mineralno - asfaltowych



Rys. 6. Wykres sumarycznej energii rozpraszania dla badanych mieszanek mineralno - asfaltowych

## **UNIFORM CLASSIFICATION SYSTEM FOR RHS VIERENDEEL BEAMS CONNECTIONS**

In the 70's and especially in the 80's the loading response of frames with partial-rigid connections was extensively studied. These studies led to the conclusion, that the traditional model of joint behaviour should be replaced by more advanced models. So, in a design process of the particular structure for any moment we need to know the following data about proposed connections:

- a) What are their initial (secant, tangent) stiffnesses?
- b) What are their elastic loads?
- c) What are their ultimate loads?
- d) What are their rotation capacities ?

The first three of these are necessary to calculate the serviceability and ultimate load limits. The fourth ensures stress distribution and the safe working of joints. The uniform classification system (UCS) developed by the author is one possible approach, Fig. 1. The solution to this problem is not obvious. However, the development of a classification system for different connections seems to be the path we ought to follow. The basic concept was presented a few years ago (EC-3 1992, Bjorhovde, Brozzetti, Co son 1990, Szlendak 1995). Research efforts are focused on the easy transformation of a particular connection to a uniform one, which could be recognized by numerical procedures. Some information is available from practice. Very often the geometry of the structure has already been decided by the architect if not in a direct then in an indirect way. Reasonable dimensions of beams and columns are not difficult to establish and in the preliminary design the steel grade is usually assumed. This basic information about a steelstructure framework is enough to define its uniform connections.

This system is suitable for any beam-to-column connection.

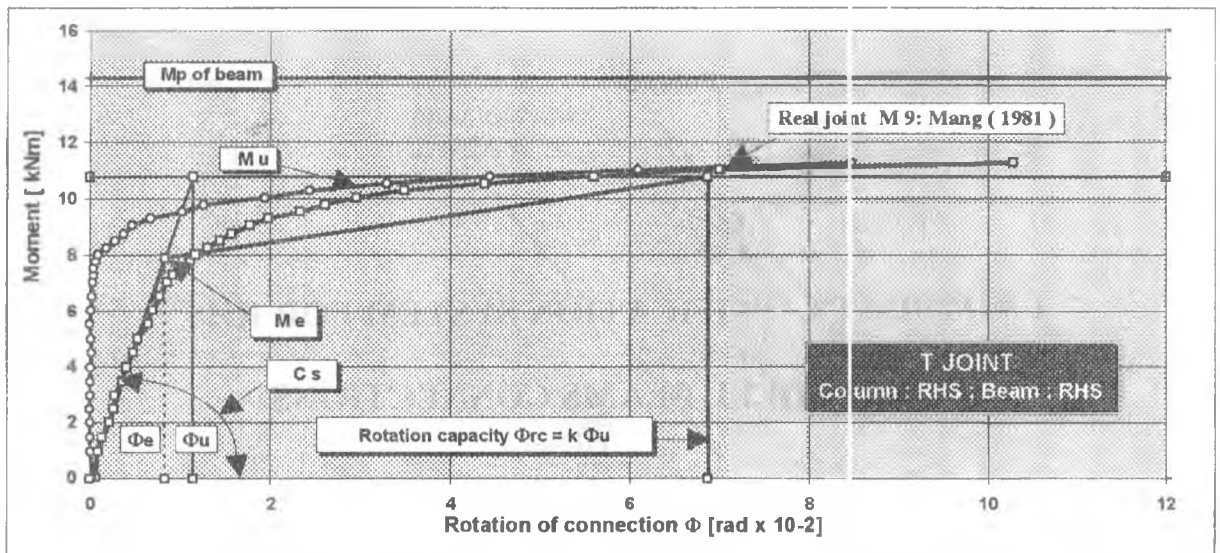


Fig. 1 Uniform classification system (UCS)

where:  $C_c$  - initial stiffness of connection,  $C_s$  - secant stiffness of connection,  $M_e$  - elastic load of connection,  $M_p$  - plastic moment of beam section,  $M_u$  - ultimate load of connection,  $\Phi_e$  - elastic rotation =  $M_e / C_s$ ,  $\Phi_u$  - ultimate rotation =  $M_u / C_s$ ,  $\Phi_{rc}$  - rotation capacity =  $k \Phi_u$ ,  $k$  - rotation capacity coefficient, = 4 for RHS sections, or = 6 for seismic requirements.

## 1. CLASSIFICATION COMPONENTS

### 1.1 SECANT STIFFNESS

The stiffness of joints, especially when they are rather flexible than rigid ones, is very often overestimated. Generally, a designer is particularly interested in the stiffness of connections for serviceability load limit of structure, which are sufficiently less than one predicts by the initial stiffness equations. Anyway, the above ideas suggest that some smaller stiffness could be the better estimation.

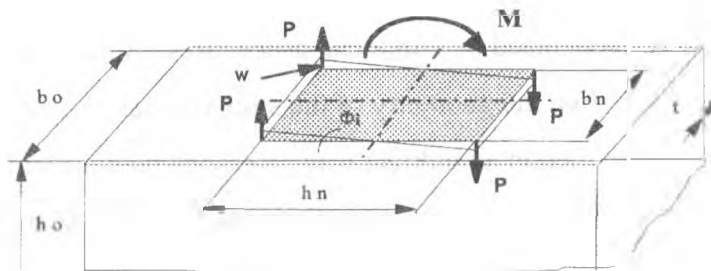


Fig. 2 Vierendeel branch to chord connection

where:  $b_n$  - width of branch section,  $b_o$  - width of chord section,  $h_n$  - depth of branch section,  $h_o$  - depth of chord section,  $M$  - moment (general),  $P$  - load,  $t_o$  - wall thickness of chord section,  $w$  - displacement,  $\Phi_i$  - initial rotation

$\beta$  - branch to chord width ratio =  $b_n/b_o$ ,  $\eta$  - branch depth to chord width ratio =  $h_n/b_o$ ,  $\lambda_o$  - slenderness of chord flange =  $b_o/t_o$ .

The state of the art of this problem leads to more complex conclusions because when the structure is under serviceability load conditions particular connections are in the more or less effort state. So, the tangent stiffness, different for the each connection seems to be a best idea. However, the suitable analytical functions of  $M - \Phi$  relations are very rare available and fit by them the real experimental data is often not better than the secant approximation of the tangent stiffness. The Autor suggests that the secant stiffness could be calculated for the serviceability load of connection what is proposed to be assumed equal to 0.8 of the elastic load of joint, eq. ( 1.3 ).

After careful study of parameters' influence and when the appropriate resistance factor is assumed, such that the level of confidence 0.05 has been satisfied, then after the analysis of 215 test results the median value of secant stiffness is proposed :

$$C_s = 0.1 E t_o^3 \beta^2 \eta^2 \lambda_o^2 \quad (11)$$

## 1.2 ELASTIC LOAD

Significant numbers of internationally proposed solutions are available to predict the yield and elastic load of the beam-to-column RHS connections. Especially Mang et. al. (1981), Szlendak (1982) and Design Guide by Packer et. al. (1992) give suitable formulae to solve this problem. In practical calculations, however, these are rather too complicated to use in the classification system. The elastic load formula should have at least the follows components :

$$M_e = k_e f_e (\beta, \eta, \lambda_o) \frac{f_{yo}}{f_{yi}} M_p \quad (1.2)$$

After analysis of 215 test results and the careful study of the parameters' influence, the following formula is suggested :

$$M_e = 25 \sqrt{\frac{\beta \eta^3}{\lambda_o^8}} \frac{f_{yo}}{f_{yi}} M_p \quad (1.3)$$

, where :

$$0.35 \leq \beta \leq 1.0, 0.50 \leq \eta \leq 2.0, 10 \leq \lambda_o \leq 35$$

### 1.3 ULTIMATE LOAD

Up to now, no ideas have been available for how to estimate the ultimate load of such connections. The experiments show that significant increase in the joint strength over the elastic load is observed especially for small values of parameter  $\beta \leq 1$  and large values of parameter  $\lambda_o$ . So, the ultimate load prediction should have the follow components :

$$M_u = k_u f_u (\beta, \eta, \lambda_o) M_e \quad (14)$$

where  $k_u$  - coefficient,  $f_u$  - function.

After many simulations the median value of ultimate load is estimated as follows :

$$M_u = 19 \sqrt[6]{\frac{\beta^2 \eta}{\lambda_o^7} \frac{f_{yo}}{f_{yi}}} M_p \quad (15)$$

The fit of the test results is not as good as for elastic load but they are influenced by many other variables which involve additional deviations.

### 1.4 ROTATION CAPACITY

A lot of parameters influence the rotation capacity of structural connections. For the beam-to-column welded joints with rectangular hollow section at least two main problems should be considered. The main geometrical and material properties are one of the most important factor. The second one, is the weld geometry and the quality of the weldment. It is rather clear that during the serviceability and predicted design load conditions the deformation of the structure and the rotation in their joints do not exceed the elastic deformation limit. For the connections it means the elastic rotation limit  $\Phi_e$ . However, the real connections always must have the larger rotation then above limit. This is necessary for save work of the structure



and for the expected reserve of its failure load capacity. Internationally, there is no agreement up to now, what should be the rotation limit of structural connections. Bjorhovde, Brozzetti, Colson (1990) proposed that for the compact sections and for RHS members  $\Phi_{rc} = 4 \Phi_u$ . However, for the seismic conditions  $\Phi_{rc} = 6 \Phi_u$  is rather suggested. For the UCS  $\Phi_{rc} = 6 \Phi_u$  is adopted. So, the rotation capacity is proposed as :

$$\Phi_{rc} = 1140 \sqrt[6]{\frac{\eta}{\beta^4 \lambda_0^7}} \frac{1}{\beta \eta^2 \lambda_0^2} \frac{f_{y0}}{f_{yi}} \frac{M_p}{Et_0^3} \quad (1.6)$$

## 2. CONCLUSIONS

The aim of this work is to provide a practical method of implementing partial-rigid connections in advanced numerical calculations of Vierendeel girders made of RHS members

For this reason the uniform classification system (UCS) has been established. The simple relations between  $M_e$ ,  $M_u$  and  $M_p$  define a particular design situation. For calculating the secant stiffness, eq. ( 1.1 ) is proposed.

Elastic load  $M_e$  can be calculated from the three formulae. The modified Packer et al. (1992) estimate is slightly better than the modified Szlendak (1982) estimate and this one only slightly better than the simplest one by eq. (1.3). All of these predictions are comparable. So, the better known Packer et al. (1992) modified prediction is a good approach in practical applications.

The other classification components have had no alternatives up to now and the predictions suggested in this paper are recommended. In a particular situation the rotation capacity of connection  $\Phi_{rc}$  could be less than  $6 \Phi_u$  or could be limited by crack initiation. For such cases, experimental data (e.g. data bank Szlendak et al. (1995)) provide the required information.

## ACKNOWLEDGMENTS

Financial support for this project was provided by the Bialystok University of Technology, Poland, Program W/IIB/11/94.

## REFERENCES

- Bjorhovde, R., Colson, A., and Brozzetti, J. (1990). Classification system for beam - to - column connections. *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 116(11), 3059-3076.
- EC 3 (1992). Design of steel structures: Part 1.1 General rules and rules for buildings. Annex J[normative]. Joints in building frames. ENV 1993-1-1:1992/prA2:1994.
- Mang, F., Bucak, O., and Wolfmuller, F. (1981). Bemessungsverfahren fur T-Knoten aus Rechteck-Hohlprofilen. Forschungsbericht Nr 82, der Studiengesellschaft fur Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Dusseldorf, Germany.
- Packer, J. A., Wardenier, J., Kurobane, Y., Dutta, D., and Yeomans, N. (1992) Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading. Comite International pour le Developpement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT) and Verlag TUV Rheinland GmbH, Koln, Germany.
- Szlendak, J. (1982). Ultimate load of a welded beam-column connections in rectangular hollow sections. "PhD thesis, Warsaw University of Technology, Warsaw, Poland.
- Szlendak, J. (1995). Classification system for beam-to-column connections with rectangular hollow section columns and I section beams [ in Polish ], *XLI Scien. Conf., Krynica (Poland), Steel Structures*. 3: 119-126.
- Szlendak, J., and Broniewicz, M. (1995). Data Bank of Connections, Chapter 1: Beam - to - column connections. Part 1: Beam-RHS, Column-RHS. Bialystok University of Technology, June 1995.

## Metody szacowania sztywności węzła

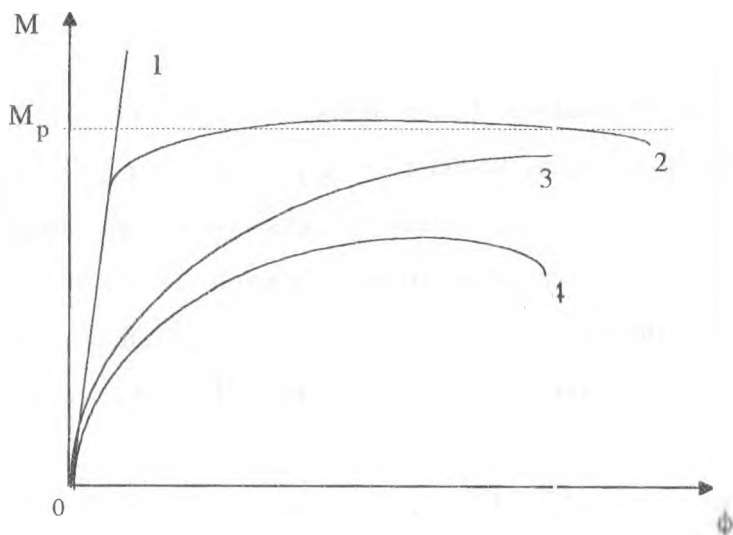
**STRESZCZENIE:** Artykuł ten prezentuje podstawowe metody szacowania sztywności początkowej węzłów podatnych z rur prostokątnych. Zamieszczone w nim formuły projektowe pozwalają w oparciu o znajomość podstawowych paramterów geometrycznych i materiałowych elementów węzła określić jego sztywność w zakresie odkształceń liniowych. Na końcu artykułu zaprezentowano porównanie przedstawionych formuł projektowych.

### Wprowadzenie

Zachowanie się węzłów ram zależy od wielu czynników. Są to m.in. wymiary geometryczne kształt połączenia, rodzaj działającego obciążenia, zachowanie się materiału, jego imperfekcje strukturalne i technologiczne. Ograniczając się tylko do obciążeń statycznych, można wyróżnić następujące modele zachowania się elementów konstrukcji (rys. 1):

- modele liniowe (1),
- modele nieliniowe ze względu na właściwości materiału (2),
- modele nieliniowe ze względu na geometrię (3),
- modele nieliniowe ze względu na geometrię i zachowanie się materiału jednocześnie (4).

Rys. 1 Modele zachowania się węzłów



mgr inż., Katedra Konstrukcji Stalowych, Politechnika Białostocka

prof. zw. dr hab. inż., Katedra Konstrukcji Stalowych, Politechnika Białostocka

Modele liniowe stosuje się powszechnie w analizie konstrukcji o węzłach podatnych, gdy obszar dopuszczalnych kątów obrotu przypada na pierwszą fazę liniowego przebiegu krzywej  $M-\phi$ . W modelu zachowania się połączenia opartym na analizie sprężystej I-go rzędu, najbardziej interesujące są informacje dotyczące sztywności węzła (sieczonej lub stycznej) oraz poziomu obciążenia granicznego. Analizę konstrukcji opartą na modelu liniowym zachowania się połączenia stosuje się już do obliczania układów stężonych o węzłach podatnych.

### Metody określania sztywności

Ze względu na charakter pracy połączeń występują trudności ze zdefiniowaniem sztywności węzła. Typowa definicja sztywności początkowej, tj. stycznej do wykresu  $M-\phi$  w początku układu współrzędnych, powinna być nieco zmodyfikowana. Eksperymenty wykazują, że krzywa  $M-\phi$  jest praktycznie nieliniowa już od bardzo małych obciążeń. Styczna do krzywej poprowadzona w początku układu współrzędnych sugerowała by, iż mamy do czynienia ze znacznie sztywniejszym połączeniem, niż jest w rzeczywistości.

Zagadnienie oszacowania sztywności połączeń podatnych kształtowników o przekroju otwartym było przedmiotem studiów, które rozpoczęto już w latach 30-tych i kontynuowano aż do chwili obecnej. Intensywne badania dotyczące połączeń z rur prostokątnych przeprowadzone w latach 70-tych i 80-tych doprowadziły do dobrego poznania zagadnień nośności węzłów. Jednak zagadnienie podatności połączeń RHS, równie istotne z punktu widzenia bezpiecznej pracy konstrukcji, nie doczekało się obszernych i kompleksowych opracowań. Jako jedną z pierwszych prób praktycznego oszacowania podatności połączeń z rur prostokątnych podjęto w Niemczech, Mang i in. [Mang, 1971].

W wyniku przeprowadzonych badań doświadczalnych stwierdzili oni, że teoretycznie obliczone na podstawie równania prac wirtualnych ugięcia końców w rygli, spowodowane obciążeniem węzła, są zbyt duże, w stosunku do ugięć określonych eksperymentalnie. Błąd obliczeń wzrastał wraz ze zwiększaniem grubości słupa i wzrostem różnicy przekrojów między słupem a rygłem. W wyniku badań zaproponowano modyfikację równania prac wirtualnych, poprzez wprowadzenie odpowiedniego współczynnika sztywności. Sformułowano półempiryczny wzór w postaci:

$$C = \frac{C^* \cdot t_0^3}{52} \quad [\text{kNm/rad}], \quad (1)$$

gdzie:

C - sztywność węzła,

$t_0$  - grubość ścianki słupa w mm,

$C^*$  - współczynnik odczytywany z nomogramów, opracowanych dla  $\beta \leq 0.7$

i  $0.7 < \beta < 1.0$  funkcji smukłości ścianki słupa ( $\lambda_0$ ) i stosunku grubości ścianek słupa i rygla ( $t_0/t_n$ ).

Próby oszacowania podatności węzłów typu RHS w latach 80-tych podjęto również w Polsce. Bródka i in [Wytyczne obliczania ..., 1985] wyodrębnili trzy typy podatności węzłów: podatność translacyjną, antytranslacyjną i obrotową, jako typową dla węzłów typu T lub X, obciążonych momentem zginającym w płaszczyźnie węzła. Dla każdego z trzech typów podatności zastosowali analizę teoretyczną, rozważając ściankę czołową słupa jako swobodnie podpartą płytę, obciążoną jedną lub dwoma siłami działającymi w sposób translacyjny lub obrotowy. Po dyskretyzacji numerycznej tak przyjętej płyty i zastosowaniu metody Greena do określenia równań równowagi dla elementu płytowego, otrzymali wyrażenia pozwalające określić ugięcia płyty w zależności od obciążeń jednostkowych. Poprzez analogię ramową uwzględnili oni efekt zamocowania płyty w sąsiadujących ściankach przekroju słupa. Postać formuły końcowej, składającej się z dwóch członów, oparta jest na założeniu, że ugięcie wewnątrz rozwazanej płyty jest proporcjonalne do sztywności translacyjnej, natomiast ugięcie krawędzi zewnętrznej jest proporcjonalne do sztywności obrotowej węzła. Dla węzłów typu T z rur prostokątnych o  $0.4 \leq \beta \leq 0.8$  formuła ta ma postać:

$$C = \frac{\Delta\phi}{M} = 0.25 \left( \frac{\sqrt{\eta_0 + \beta}}{1 + \beta} \right) \cdot \frac{2 \omega_a}{[1 - (k - 1) \beta]} - \frac{2}{\eta E t_0^3} \quad (2)$$

gdzie:

$C$  - sztywność węzła,

$\phi$  - kąt obrotu węzła,

$M$  - moment zginający działający w węźle,

$\eta_0 = \frac{h_0}{b_0}$  - względna wysokość przekroju słupa,

$\beta = \frac{b_n}{b_0}$  - względna szerokość przekroju rygla,

$k$  - parametr,  $k = \frac{\eta}{\beta} \geq 1$ ,

$\eta = \frac{h_n}{b_0}$  - względna wysokość przekroju rygla,

$$\omega_A = \frac{1}{2}(0.91 - \sqrt{\beta}) - \text{parametr,}$$

$h_o, b_o$  - wysokość i szerokość przekroju słupa,

$h_n, b_n$  - wysokość i szerokość przekroju rygła,

$E$  - współczynnik sprężystości podłużnej,

$t_o$  - grubość ścianki słupa.

Szlendak i Cwałina [Szlendak, 1986] przedstawili zależność na kąt obrotu węzłów typu RHS jako funkcję parametrów  $\phi = f(M, \beta, \eta)$ . Do odwzorowania funkcji przyjęli model iloczynowy postaci:

$$\phi = A_0 \cdot M^{A_1} \cdot \lambda_o^{A_2} \cdot n^{A_3} \cdot \beta^{A_4} \cdot \eta^{A_5} \quad (3)$$

gdzie:

$A_o$  - pole przekroju poprzecznego elementu słupa,

$M$  - moment zginający działający w węzle,

$\lambda_o$  - smukłość ścianek słupa,

$n = N / (A_o f_o)$  - bezwymiarowa siła podłużna w słupie,

$N$  - siła podłużna w słupie,

$f_o$  - granica plastyczności stali słupa,

$A_i$  ( $i = 1, \dots, 5$ ) - parametry modelu.

Stosując metodę regresji wielokrotnej, na podstawie przeprowadzonych badań doświadczalnych, obejmujących 52 niewzmocnione węzły typu T, określili parametry modelu:

$$\phi = 1.99 \cdot 10^{-5} \cdot M^{2.6} \cdot \beta^{-5.71} \cdot \eta^{-3.76} \quad (4)$$

Gerstle i in. [Gerstle, 1988] zaproponowali postać definicji sztywności węzła, która była przypisana do określonej konstrukcji. Sztywność początkową określili jako prostą poprowadzoną przez początek układu współrzędnych oraz punkt przecięcia linii odpowiadającej osiągnięciu maksymalnego ugięcia belki lub rygła, zgodnie z drugim stanem granicznym (tzw. "beam line"), z krzywą  $M-\phi$  dla odkształceń całkowitych.

Prostą formułę umożliwiającą obliczenie podatności węzłów ram w kształcie litery T, opartą na analizie wyników badań doświadczalnych dla 192 węzłów niewzmocnionych zaproponowali Broniewicz i Szlendak [Broniewicz, 1995]. Przyjęli oni dwie definicje sztywności początkowej:

1. Sztywność węzła odpowiada nachyleniu siecznej, łączącej początek układu współrzędnych z punktem na krzywej odkształceń całkowitych, o maksymalnym momencie zginającym, dla którego nie powstają trwałe odkształcenia plastyczne. Tą część wykresu  $M-\phi$  można uznać za obszar sprężystej pracy węzła.

2. Sztywność węzła odpowiada nachyleniu siecznej, łączącej początek układu współrzędnych z punktem na krzywej odkształceń całkowitych, uznanym za granicę obszaru sprężystej pracy węzła o wartości  $0.77 M_n$ , uzyskanej z formuły na nośność graniczną węzła  $M_n$ . Zaletą takiego ujęcia jest to, że nie wymaga się eksperymentalnych pomiarów odkształceń trwałych, które były wykonane tylko dla części przeprowadzonych badań.

W efekcie analizy teoretycznej zaproponowali następującą formułę sztywności węzła:

$$C = \left(\frac{b_0}{0,21}\right)^3 \cdot e^k \cdot 10^2 \quad [\text{kNm/rad}], \quad (5)$$

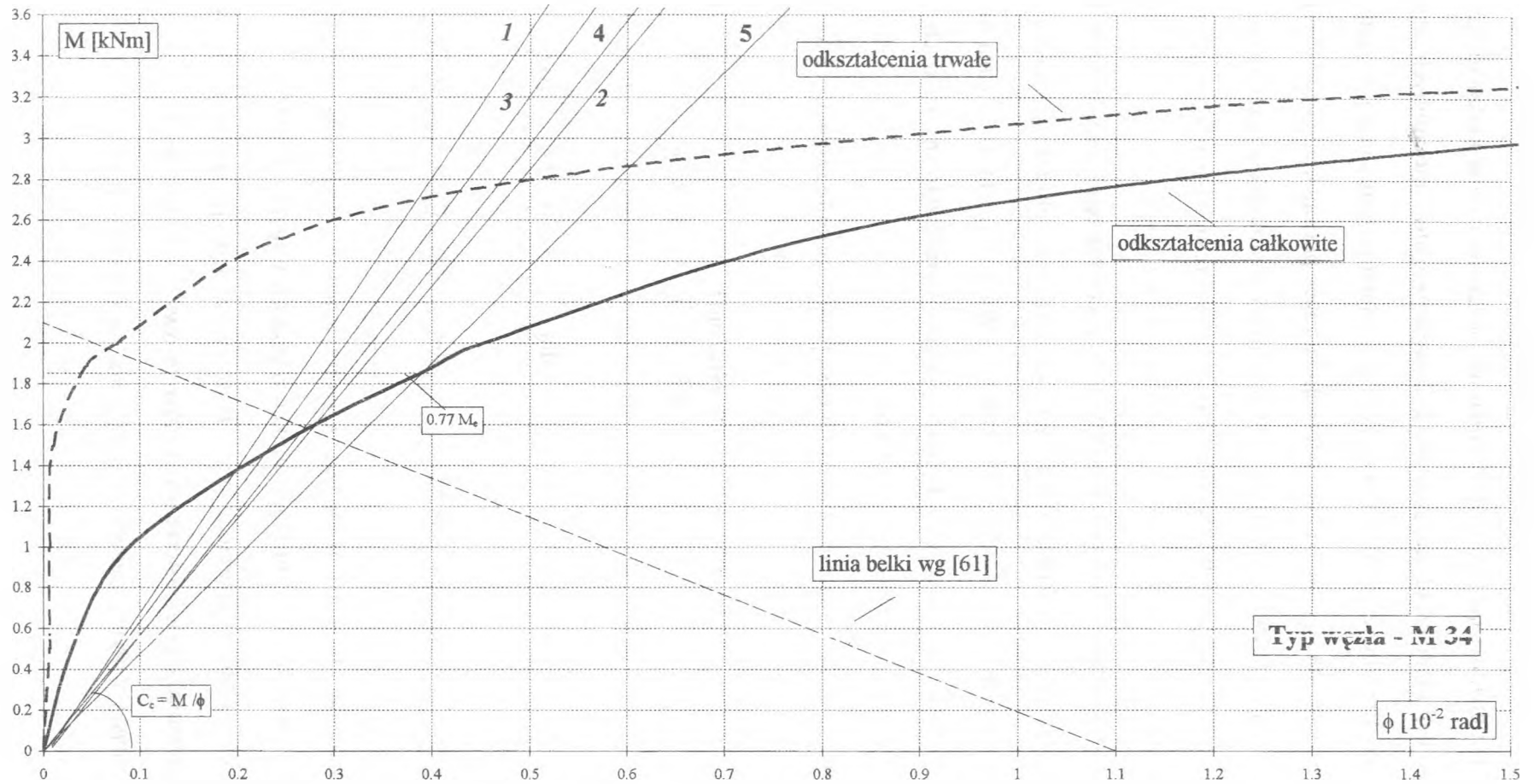
gdzie:

$b_0$  - w m,

$$k = 2.263 - 0.557\beta + 3.811\eta + 0.1\lambda_o - 0.077\lambda_n, \quad \text{dla} \quad 0.3 < \beta < 0.6, \quad (6.6)$$

$$k = 25.435 + 485.5\beta - 113.5\beta^2 - 521.4\eta + 421.6\eta^2 - 295.5\beta\eta - 0.425\lambda_o + 0.442\beta\lambda_o, \quad \text{dla} \quad 0.6 < \beta < 0.9 \quad (6.7)$$

Zależność funkcyjną  $C = f(\beta, \eta, \lambda_o, \lambda_n)$  otrzymano na podstawie analizy regresyjnej wielokrotnej przyjętego modelu wykładniczego funkcji o postaci  $Y = \exp(\beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_n X_n) \cdot \epsilon$ . Doboru parametrów funkcji dokonano w oparciu o pracę Broniewicza i in. [Broniewicz, 1994], w której zbadano wpływ na sztywność węzła następujących parametrów:  $\beta = b_n/b_o$ ,  $\eta = h_n/b_o$ ,  $\lambda_o = b_o/t_o$  i  $\lambda_n = b_n/t_n$ . Stwierdzono silniejszy wpływ parametrów  $\beta$  i  $\lambda_o$ , niż parametrów  $\eta$  i  $\lambda_n$ .



Rys. 2 Porównanie formuł obliczeniowych na sztywność początkową węzła: 1 -  $C_c$  wg [Szlendak, 1986], 2 -  $C_c$  wg [Gerstle, 1988], 3 -  $C_c$  wg [Wytyczne..., 1985], 4 -  $C_c$  wg [Mang. 1981], 5 -  $C_c$  wg [Broniewicz, 1995]



## Wnioski

Na rys. 1 dokonano porównania formuł obliczeniowych służących do określenia sztywności węzłów dla konkretnego węzła. Zbieżność omawianych metod jest niewielka, a uzyskane oszacowania sztywności węzłów znacznie się różnią. Wśród badaczy nie ma również jednolitego poglądu na skalę wpływu poszczególnych parametrów geometrycznych na sztywność węzła.

## Literatura

- Broniewicz M., Szlendak J., 1995, Sztywność połączeń spawanych słupa z ryglem z rur prostokątnych, IX Międzynarodowa Konferencja Naukowa " Konstrukcje Metalowe ", Kraków.
- Broniewicz M., Szlendak J., 1994, Determining Stiffness of Welded T- Joints in Rectangular Hollow Sections, International Scientific Conference, Technical University of Brest, Belarussya.
- Gerstle K. H., Nevis E. Cook, Jr., 1988, Simplicity in Flexibly-Connected Frame Analysis. Steel Beam-to-Column Building Connections. Ed by W. F. Chen. Elsevier Applied Science. London-New York .
- Mang, F., Bucak, O. & Wolfmuller, F., 1981, Bemessungsverfahren fur T-Knoten aus Rechteck-Hohlprofilen, Forschungsbericht Nr 82, der Studiengesellschaft fur Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. v., Dusseldorf.
- Szlendak J., Cwalina W., 1986, Ocena podatności spawanych węzłów T z rur prostokątnych, Referaty Konferencji Naukowej "Materiały i połączenia w Konstrukcjach Metalowych", Płock.
- Wytyczne obliczania i projektowania konstrukcji stalowych z rur prostokątnych. COBPKM "Mostostal" (nie opublikowane). 1985.

**Dr inż. Aleksander Kiryłuk**

Instytut Produkcji Ekologicznej w Rolnictwie  
Politechniki Białostockiej

## **Skutki melioracji dolinowych łąk torfowych**

### *Wstęp*

W dolinach rzecznych, a w szczególności w ich dolnych odcinkach, ze względu na duże uwilgotnienie tworzą się gleby hydrogeniczne. Często są to gleby torfowe /Okruszko 1992/. Trwałe lub okresowo nadmierne uwilgotnienie siedlisk hydrogenicznych powoduje, że są one w małym stopniu przydatne do rolniczego wykorzystania i prowadzenia intensywnej produkcji rolniczej. Jednym ze sposobów prowadzących do wykorzystania potencjału produkcyjnego dolinowych siedlisk hydrogenicznych jest uregulowanie stosunków powietrzno-wodnych poprzez wykonanie melioracji odwadniająco - nawadniających. W założeniach melioracje powinny stworzyć najkorzystniejsze warunki powietrzno - wodne dla wzrostu i rozwoju roślin / Prończuk 1978/, umożliwiające uzyskiwanie wysokiej produkcji biomasy. W okresie powojennym ze względu na silną presję rolników wykonywano głównie melioracje odwadniające. Chodziło o szybkie odwodnienie terenów i umożliwienie ich wykorzystania jako nowych obszarów do produkcji rolniczej. Ponadto odwodnienie i osuszenie terenu pozwalało na zastosowanie ciężkiego sprzętu rolniczego i ułatwiało prowadzenie prac polowych i wykonywanie zabiegów pielęgnacyjnych w optymalnych terminach agrotechnicznych.

Odwodnienie terenów określanych jako hydrogeniczne siedliska wilgotnościowe, charakteryzujących się znacznym udziałem gleb torfowych powoduje często niekorzystne zmiany w całości warunków siedliskowych określanych jako środowisko przyrodnicze.

### *Cel badań*

Celem przeprowadzonych badań było wykazanie zmian zachodzących w szacie roślinnej i w środowisku glebowym na zmeliorowanym torfowisku niskim. Przesłanką do przeprowadzenia tych badań był zauważalny, postępujący proces degradacji zbiorowisk roślinnych i wierzchniej warstwy gleby torfowej. Procesy degradacji wykazywały nasilenie szczególnie w latach charakteryzujących się niedoborami opadów w okresach wegetacyjnych.

## *Miejsce przeprowadzonych badań i metodyka*

Badania nad plonowaniem biomasy, sukcesją i recesją gatunków roślin oraz nad zmianami właściwości fizyczno-wodnych gleb torfowych przeprowadzono na zmeliorowanym w latach 1971 -1978 obiekcie łąkarskim Supraśl Dolna. Badania trwały przez 6 lat /1988 -1994/ i prowadzono je w warunkach produkcyjnych na użytkowanych przez rolników łąkach i pastwiskach. Badany obiekt ma pow. ok. 3 tys. ha. Użytki zielone występujące na tym obiekcie charakteryzują się różnym poziomem użytkowania i różnym poziomem produkcji. Parametry badanych czynników mierzono w 34 wytypowanych stanowiskach badawczych, usytuowanych w różnych miejscach obiektu łąkarskiego. W celu określenia warunków wilgotnościowych, mających istotne znaczenie w kształtowaniu czynników siedliska, wyróżniono na badanym terenie kompleksy wilgotnościowo- glebowe /PKWG/. Na badanych użytkach zielonych wystąpiły kompleksy wilgotnościowo- glebowe:

- okresowo mokry - PKWG-AB
- wilgotny - PKWG -B
- okresowo posuszny - PKWG-BC
- suchy - PKWG -D

Obszarowo przeważały kompleksy wilgotnościowo glebowe PKWG okresowo posuszny /BC/ i suchy /D/. Torfy charakteryzowały się średnią miąższością od 1,5 do 2 m i były w stadium murszenia określanym jako Mt II cc.

## *Wyniki badań*

### *Produkcja biomasy*

Wykonane pomiary plonów biomasy w odniesieniu do I pokosu wykazały różne plonowanie łąk, zależne głównie od stopnia uwilgotnienia i stanu zmurszenia substancji torfowej.

Łąki położone w kompleksach wilgotnościowo- glebowych okresowo mokrych /PKWG-AB/ w latach 1988 -1994 dawały plon I pokosu w wysokości 32,9 do 36,1 dt/ha s.m. Na tych kompleksach plony łąk nie wykazywały tendencji spadkowych i charakteryzowały się pewną stabilnością na przestrzeni kilku lat.

Łąki położone w kompleksach okresowo posusznych /PKWG-BC/ i suchych /PKWG-D/ plonowały znacznie gorzej niż w kompleksach wilgotnych. Plony biomasy I pokosu wynosiły od 14,5 do 23,1 dt/ha s.m. - dla kompleksu PKWG-BC i od 8,2 do 16,2 dt/ha s.m. - dla kompleksu PKWG-D. W kompleksach okresowo posusznych i suchych zanotowano spadkową tendencję w plonowaniu w latach 1988 -1994. Uzyskiwany plon biomasy na poziomie 8,2 dt/ha s.m. uznać należy za bardzo niski. Wskazuje on na znaczne obniżenie zdolności produkcyjnych siedlisk torfowych przesuszonych..

Przeprowadzone badania plonowania na tle warunków wilgotnościowych /kompleksy PKWG/ wykazały, że jednym z istotniejszych czynników kształtujących produkcję biomasy na zmeliorowanych torfowiskach jest woda, a w szczególności zapewnienie jej dostatecznej ilości w warstwie korzeniowej gleby.

### *Zmiany w zbiorowiskach roślinnych*

Wysokość plonów na badanych łąkach wynikała m.in. ze składu florystycznego zbiorowisk roślinnych. Po 15 latach użytkowania zmeliorowanych łąk nastąpiły daleko idące zmiany w składzie botanicznym zbiorowisk. Najbardziej widoczne zmiany nastąpiły w siedliskach okresowo posusznych /PKWG-BC/ i suchych /PKWG-D/. Zmiany dotyczyły w szczególności ustępowania ze zbiorowisk traw szlachetnych w tym głównie: kostrzewy łąkowej /*Festuca pratensis*/, tymotki łąkowej /*Phleum pratense*/, kupkówki pospolitej /*Dactylis glomerata*/, a więc gatunków traw charakteryzujących się wysoką produkcją biomasy. Zanikanie wartościowych gatunków traw powodowało na zasadzie kompensacji biologicznej, rozwój innych gatunków roślin /Stańko-Bródkowa 1989/. Na przesuszonych terenach zwiększyły swój udział w składzie botanicznym zbiorowisk gatunki chwastów o cechach kserofitycznych, a w szczególności: gęsiówka piaskowa /*Arabis arenosa*/, wiązówka błotna /*Filipendula ulmaria*/, rdest wężownik /*Polygonum bistorta*. Niektóre partie łąk kośnych były zdominowane w 60-70 % przez zbiorowiska niskoprodukcyjnych chwastów. Łąki zasobne w azot glebowy /ok. 4 % N/, pochodzący z mineralizacji torfu przy braku odpowiedniej ilości wody w warstwie korzeniowej gleby stanowiły doskonałe siedlisko dla chwastów azotolubnych np. pokrzywy zwyczajnej /*Urtica dioica*. Niekorzystne zmiany florystyczne zbiorowisk roślinnych mogły być powodowane także niskim poziomem nawożenia fosforowego i potasowego. Badania potwierdziły, że eliminacja i zanikanie ze zbiorowisk roślinnych wysokoprodukcyjnych traw szlachetnych jest procesem o utrwalonych tendencjach. /Kiryluk 1995/. Krótkotrwałe poprawienie warunków wilgotnościowych nie sprzyjało i nie powodowało pojawiania się w zbiorowiskach wartościowych gatunków roślin. Na skutek uproszczenia składu botanicznego łąk następowały zjawiska erozji wietrznej i rozpylanie górnej warstwy torfu.

## *Zmiany właściwości fizyczno-wodnych gleb torfowych*

Przeprowadzone równoległe z badaniami plonowania i badaniami florystycznymi pomiary właściwości fizyczno-wodnych gleb wykazały, że w odwodnionych glebach torfowych zachodzą istotne zmiany. Powodowane są one szeregiem przemian określanych jako procesy murszenia. Górna warstwa gleby /0-30 cm/ przemienia się w mursz /MtIIcc i MtIIIcc/ charakteryzujący się dużym stopniem rozdrobnienia i wykazującym cechy hydrofobowe. Stopień zmian w murszu uzależniony jest od stopnia odwodnienia siedliska; im bardziej odwodniony torf tym zmiany są wyraźniejsze /Gotkiewicz J., Piaścik H. 1995/. Szczegółowe badania właściwości gleb wykazały, że gęstość objętościowa torfów zwiększa się do 0,65 g/cm<sup>3</sup>, to jest prawie dwukrotnie wyższa niż torfów świeżych. Wzrastała także popielność torfów średnio do 35%. Równocześnie warunki wodne gleb pogarszały się. Zmniejszała się wilgotność aktualna i maksymalna pojemność wodna torfów. Potencjalna retencja użyteczna /PRU/ charakteryzująca ilość wody ogólnie dostępnej w zmurszałych torfach obniżała się o ok. 10 % w stosunku do torfów niezmeliowanych. W efekcie tych zmian pogarszały się warunki podsiąku kapilarnego wody do warstwy korzeniowej gleby. W okresach o deficytowych opadach nawodnienie podsiąkowe okazywało się mało skuteczne ze względu na utrudniony pionowy ruch wody w glebie, spowodowany znacznymi zmianami właściwości fizycznych torfu.

### *Wnioski*

1. Pod wpływem odwodnienia torfów dolinowych użytkowanych jako łąki i pastwiska obserwuje się różne zmiany parametrów siedliska przyrodniczego. Często zmiany te mogą mieć charakter niekorzystny i wykazywać trwałe tendencje.

2. Na skutek zachodzących zmian w środowisku przyrodniczym następuje obniżenie zdolności produkcyjnych siedliska. Wyraża się to spadkiem produkcji biomasy. Na badanym obiekcie najbardziej wyraźne spadki w produkcji biomasy stwierdzono w kompleksach wilgotnościowo-glebowych PKWG-BC i PKWG-D.

3. Jednostronne odwadniające melioracje i przesuszenie torfowisk niskich prowadzą do zmian w składzie florystycznym zbiorowisk roślinnych. Ze zbiorowisk ustępują wysokoprodukcyjne trawy szlachetnej równocześnie następuje sukcesja roślinności dwulściennej, głównie niskoprodukcyjnych chwastów o cechach kserofitycznych.

4. Zmiany właściwości fizyczno-wodnych gleb powodują pogorszenie właściwości retencyjnych gleb i przyspieszają degradację tych gleb. Przywrócenie silnie zmurszałych gleb torfowych do pełnej zdolności produkcyjnej jest często zabiegiem trudnym do wykonania.

**Literatura:**

1. Gotkiewicz J., Piaścik H. 1995: Skutki wieloletniego odwodnienia i użytkowania gleb torfowych Pojezierza Mazurskiego. Wyd. ART Olsztyn, s.101-105
2. Kiryluk A. 1995 :Wpływ melioracji doliny rzeki Supraśli na środowisko przyrodnicze obiektu łąkarskiego. Rozprawa doktorska ., Politech. Białostocka.
3. Okruszko H. 1992: Siedliska hydrogeniczne , ich specyfika i różnicowanie. Bibl. Wiad. IMUZ nr 79 .s5-13.
4. Prończuk J. 1978: Rolnicze użytkowanie terenów zmeliorowanych., PWRiL ,s.33-36.
5. Stańko -Bródkowa B. 1989.: Struktura, stabilność i degradacja zbiorowisk roślinnych łąk i pastwisk., Wyd. SGGW-AR . W-wa , s. 70-72.

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>Балькин М.К., Шевчук Л.И.</i> Опыт использования ПЭВМ при выполнении студентами расчетно-проектировочных и курсовых работ по сопротивлению материалов . . . . .	3
<i>Батяновский Э.И., Бабицкий В.В., Дрозд А.А., Дедюля В.М.</i> Цементный бетон повышенной долговечности . . . . .	5
<i>Блещик Н.П., Рак Н.А.</i> Особенности работы железобетонных конструкций из высокопрочного бетона, приготовленного на основе материалов Республики Беларусь . . . . .	10
<i>Борисевич А.А.</i> Проекционно-градиентный метод в задачах оптимального проектирования конструкций с анализом чувствительности проекта . . . . .	14
<i>Бусел А.В., Ковалев Я.Н.</i> Исследование эколого-технологических параметров применения глино-солевых отходов в дорожном бетоне . . . . .	17
<i>Гузев Е.А., Леонович С.Н.</i> Пористость цементного камня и трещиностойкость бетона . . . . .	21
<i>Гузев Е.А., Леонович С.Н.</i> Влияние текстуры и структуры бетона на его вязкость разрушения . . . . .	28
<i>Драган В.И., Пракатович Ю.Л.</i> Закономерности неупругого деформирования и усталостного разрушения бетонов при циклическом нагружении . . . . .	38
<i>Залесов А.С., Рочняк О.А., Гашко В.И.</i> К вопросу о сопротивлении железобетонных элементов изгибу с поперечной силой при разнозначной эпюре изгибающих моментов . . . . .	46
<i>Зверев В.Ф., Сафронова Е.П.</i> К вопросу о работе комплексных несущих ограждающих конструкций с повышенными теплотехническими характеристиками . . . . .	51
<i>Иванов В.А.</i> Технология изготовления бумажных сотовых заполнителей и сотовых конструкций . . . . .	53
<i>Казачек В.Г., Иванов В.П., Либерман Д.Х.</i> Координация работ по повышению эксплуатационной надежности зданий и совершенствованию нормативной базы в данной области . . . . .	56
<i>Кашевская Е.В., Смолицкий А.А., Скребунов П.П., Дроздов В.В.</i> Новые материалы и технологии в дорожном строительстве . . . . .	61
<i>Ковалев Я.Н., Нагиб Али Мухли Мохамед</i> Исследование летнего температурного режима дорожных асфальтобетонных покрытий в условиях жаркого сухого климата . . . . .	66
<i>Колесников Н.А., Гупов Н.И., Довнар Н.И.</i> Конструкционно-технологические свойства бетонов безвибрационного уплотнения для монолитного строительства . . . . .	70
<i>Кондратчик Н.И., Тур В.В., Кондратчик А.А.</i> Железобетонные конструкции из напрягающего бетона с арматурой, преднапряженной механическим способом . . . . .	84
<i>Лазовский Д.Н.</i> Методика расчета железобетонных элементов с нарушением сцепления арматуры с бетоном . . . . .	89
<i>Лукиша Л.К.</i> Новая концепция в дорожно-мостовом строительстве Республики Беларусь . . . . .	92
<i>Никитенко М.И.</i> Отражение современных достижений геотехники в учебном процессе . . . . .	99
<i>Пастушков Г.П., Реутская И.П.</i> Многоэтажные жилые здания на основе каркасной системы с применением треугольных плит перекрытий . . . . .	102
<i>Петухов И.Н., Радьков Н.В., Ковалев Я.Н.</i> О некоторых аспектах применения битумных катионных эмульсий в Беларуси . . . . .	108

<i>Потерцук В.А., Пецольд Т.М., Пастушков Г.П., Тур В.В.</i> Конструктивная система многоэтажного каркасного здания с плоскими сборно-монолитными перекрытиями . . . . .	111
<i>Рак Н. А., Щербак С. Б.</i> Крепление с помощью распорных дюбелей различных элементов к железобетонным конструкциям . . . . .	114
<i>Рочняк О.А.</i> Возможное содержание раздела "Расчет железобетонных конструкций при действии поперечных сил" проекта норм "Бетонные и железобетонные конструкции" . . . . .	120
<i>Семенюк С.Д.</i> Некоторые предложения по расчету ортогональных пространственных рам . . . . .	124
<i>Семенюк С.Д.</i> Теоретические исследования работы отдельных элементов рамно-пространственного фундамента при неоднородном деформировании основания. . . . .	127
▼ <i>Тарасевич А.Н., Пошта П.С.</i> Самонапряженные плиты на упругом основании . . . . .	136 ✓
<i>Терин В.Д., Колтунов А.И., Соловьев Д.С.</i> Применение арматуры класса Ат-600С в качестве поперечной в изгибаемых элементах . . . . .	142
<i>Терин В.Д., Волик А.Р.</i> Изгибаемые элементы с арматурой класса Ат-500С из углеродистой стали . . . . .	146
<i>Тур. В.В., Басов В.С.</i> К вопросу о влиянии эксцентриситета приложения ограничивающей связи на процессы развития самонапряжения . . . . .	149
<i>Уласевич В.П.</i> Компьютерная технология обучения проектированию строительных конструкций . . . . .	161
<i>Уласевич В.П., Тимошевич В.В.</i> Влияние РСУ на свойства керамзитобетона . . . . .	167
<i>Шевчук Л.И.</i> Новые концепции технологии совместного расчета сооружений и оснований на базе МКЭ . . . . .	172
<i>Юхневский П.И., Юрик Ю.Ю.</i> К механизму упрочнения бетонов с добавкой сланцевой золы . . . . .	174
<i>Boltryk M., Jabłońska J.</i> Wstęp do analizy właściwości fizyko-chemicznych i nowych aplikacji dla nowoczesnych welen mineralnych rockwool . . . . .	178
<i>Boltryk M.</i> Doświadczenia z realizacji stalowych zbiorników permastore w Polsce . . . . .	184
<i>Chyży T., Syczewski M., Tribillo R.</i> Utilizing the self-adapting shape functions in nonlinear analysis of plane and solid domains . . . . .	192
<i>Syczewski M., Szełąg R., Tribillo R.</i> Forecasting disaster hazard in bolt joint constructions . . . . .	198
<i>Radziszewski P.</i> Modyfikacja kompozytów mineralno-asfaltowych miałem gumowym ze zużytych opon samochodowych . . . . .	206
<i>Radziszewski P.</i> Trwalosć zmęczeniowa kompozytów mineralno-asfaltowych modyfikowanych gumą ze zużytych opon samochodowych . . . . .	211
<i>Szlendak J.</i> Uniform classification system for RHS vierendeel beams connections . . . . .	221
<i>Broniewicz M., Bramski C.</i> Metody szacowania sztywności węzła . . . . .	227
<i>Kiryłuk A.</i> Skutki melioracji dolinowych łąk torfowych . . . . .	234



Научное издание

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И  
ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

Сборник научных трудов/ Под ред. Т.М.Пецольда.

Ответственный за выпуск Драган В. И.  
Редактор Строкач Т.В.

---

Подписано к печати 24. 04. 97 г. Формат 60×84/8. Бумага писчая № 1. Усл. п. л. 28.  
Уч. изд. л. 30. Заказ № 280. Тираж 75 экз. Отпечатано на ризографе Брестского  
политехнического института. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.