

Министерство образования и науки Республики Беларусь
Брестский политехнический институт

СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ

Материалы XIX научно-технической
конференции

Брестский политехнический институт
Брестское отделение
Белорусского государственного университета

Брест - 1995

УДК 624.001

Современные строительные конструкции.

Проблемы и перспективы: Сборник трудов. - Брест: БрПИ, 1995.

Сборник по тематике обобщает статьи, относящиеся к проблемам изучения физико-механических свойств материалов, расчета конструкций из этих материалов, а также технологии изготовления конструкций.

Редакционная коллегия:

к. т. н. проф. Драган В. И. - ответственный редактор,

к. т. н. доц. Бранцевич В. П.

к. т. н. доц. Шевчук В. Л.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ С КОНЦЕНТРАТОРАМИ НАПРЯЖЕНИЙ ИЗ ЛЕГКИХ СПЛАВОВ ПРИ ПРОГРАММНОМ НАГРУЖЕНИИ

В. И. Драган

В процессе эксплуатации многие строительные конструкции и детали машин подвергаются нестационарным циклическим нагрузкам. При этом на сопротивление усталости оказывают влияние различные конструкционные и технологические факторы. В частности, долговечность заклепочных и болтовых соединений определяется действием таких факторов, как концентрация напряжений и фреттинг-коррозия.

Усталостные испытания проводили на плоских образцах из сплавов 2 мм и 3 мм. Нагружение циклическим растяжением-сжатием осуществлялось в мягком режиме с частотой 43 Гц. Концентратором напряжений служило круглое отверстие по оси рабочей части образца диаметром 2,5 мм для образцов из сплава Д16АТ ($\alpha_\sigma=2,73$) и 8 мм - из сплава АМг6 ($\alpha_\sigma=2,3$).

Программное нагружение реализовалось в виде двухступенчатых блоков с постоянным коэффициентом асимметрии цикла нагружения. Характеристики ступеней блока программного нагружения - максимальные напряжения цикла σ_{max}^I и σ_{max}^{II} , отношение этих напряжений к пределу выносливости σ_R , а также количество циклов n_I и n_{II} - представлены в таблице 1.

Долговечность образцов и элементов конструкций, подвергаемых в процессе эксплуатации программному нагружению, прогнозируется с помощью кривых усталости при регулярном нагружении. Расчеты долговечности при программном нагружении осуществляются с привлечением той или иной гипотезы накопления повреждений. Чаще всего применяется наиболее простая и наглядная из них - линейная гипотеза накопления повреждения:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = 1, \quad (1)$$

где - n_i количество циклов нагружения на i -й ступени программного нагружения; N_i - долговечность при регулярном нагружении напряжением, равным напряжению на i -й ступени; k - количество ступеней до образования трещины или разрушения. Используется также модификация этой гипотезы, когда вместо единицы в правой части уравнения стоит экспериментально определяемая константа a .

Характеристики блоков и результаты испытаний гладких образцов из сплавов Д16АТ, АМг6 при программном нагружении представлены в таблице 1. Как по образованию трещины длиной 0,05...0,15 мм, так и по

разрушению величина a практически не зависит от уровней напряжений на ступенях блока программного нагружения. Интервалы изменения сумм относительных долговечностей a по образованию трещины и по разрушению практически совпадают.

Накопление повреждений в гладких образцах с концентраторами напряжений при программном нагружении.

Таблица 1

№ блока	Материал	Коэффициент асимметрии цикла	Характеристика блока нагружения						Экспериментальные интервалы изменения a	
			σ_{max}^I , МПа	$\frac{\sigma_{max}^I}{\sigma_R}$	σ_{max}^{II} , МПа	$\frac{\sigma_{max}^{II}}{\sigma_R}$	$n_I \cdot 10^{-3}$ цикл	$n_{II} \cdot 10^{-3}$ цикл	по образованию трещины	по разрушению
Результаты испытания гладких образцов										
1	Д16АТ	-1	130	1,2	175	1,6	20	8	-	0,81÷1,61
2		0	96	0,6	256	1,6	56	8	-	0,61÷1,22
3			170	1,0	226	1,4	45	28	0,61÷1,62	0,64÷1,37
4			192	1,2	256	1,6	20	9	0,72÷1,25	0,62÷1,27
5			215	1,3	283	1,6	8	3	0,63÷1,56	0,59÷1,40
6			240	1,5	315	2,0	3	2	0,64÷1,33	0,80÷1,42
7	АМг6	0	200	1,2	230	1,4	25	5		0,32÷0,71
Результаты испытания образцов с концентраторами напряжений										
8	Д16АТ	-1	60	0,8	120	1,6	70	10	-	0,65÷1,72
9			100	1,3	120	1,6	18	8	0,81÷1,88	0,68÷1,73
10		0	0	0	160	1,6	20мин	14	0,72÷1,38	0,80÷1,62
11			60	0,6	160	1,6	98	14	0,70÷1,46	0,82÷1,54
12			120	1,2	160	1,6	22	10	1,38÷2,49	1,26÷2,69
13			130	1,3	180	1,8	50	10	1,46÷3,15	1,34÷2,98
14		0,5	160	1,2	210	1,6	10	4	-	1,32÷2,14
15	АМг6	0	100	0,9	140	1,3	70	10	-	0,33÷0,78
16			110	1,1	140	1,3	30	8	0,64÷1,38	0,55÷1,45
17			140	1,3	170	1,5	20	6	0,70÷1,35	0,59÷1,50

Не зависит величина a и от среднего количества блоков до разрушения, которое изменялось от 8 до 28, а также от соотношения относительных долговечностей на высокой n_I/N_{II} и низкой n_{II}/N_{II} ступенях блока программного нагружения при его изменении от 2,2 до 6,3. При этом значения a для сплавов Д16АТ близки к единице, в то же время для сплава АМг6 a меньше единицы.

Чтобы выявить роль остаточных напряжений, возникающих у концентратора, в накоплении повреждений при программном нагружении, было проведено исследование в условиях регулярного нагружения. Методика определения остаточных напряжений и данных эксперимента представлены ранее [1]. Установлено, что в условиях

отнулевого растяжения образцов с концентратором из сплава АМгб при увеличении номинальных напряжений от 120 до 140 МПа остаточные сжимающие напряжения возрастают с 30 до 50 МПа.

В результате исследования кинетики остаточных напряжений у концентратора в условиях программного нагружения отнулевым растяжением установлено, что величина остаточных сжимающих напряжений у концентратора определяется нагружением на ступени с максимальным напряжением в блоке и равна остаточным напряжениям, которые образуются при регулярном нагружении с тем же уровнем нагрузки. Эти напряжения остаются практически постоянными, поскольку периодически восстанавливаются при нагружении высокой ступенью. Таким образом, при программном нагружении постоянно действующие остаточные сжимающие напряжения изменяют коэффициент асимметрии цикла действительных напряжений у концентратора на низкой ступени блока по сравнению с его значением при регулярном нагружении.

Схема изменения асимметрии цикла действительных напряжений у концентратора при программном нагружении отнулевыми циклами показана на рис 1а. Если блок программного нагружения начинается с низкой ступени, то при нагружении первым блоком на этой ступени образуются остаточные напряжения $\sigma_{ост}^I$, а на второй ступени - напряжения $\sigma_{ост}^{II}$, равные по величине остаточным, возникающим при регулярном нагружении с соответствующими уровнями напряжений. Остаточные напряжения у концентратора при дальнейшем нагружении стабилизируются на уровне $\sigma_{ост}^{II}$. Следовательно, в случае программного нагружения происходит изменение асимметрии действительных напряжений у концентратора на низкой ступени блока по сравнению с таковыми при регулярном нагружении:

$$\Delta R = R_n - R_p = \frac{\sigma_{ост}^{II}}{\sigma_{max}^n} - \frac{\sigma_{ост}^I}{\sigma_{max}^p} \quad (2)$$

Долговечности при регулярном нагружении, используемые в расчетах по линейной гипотезе, определяются по кривой усталости образцов с концентратором напряжений, которая строится в номинальных напряжениях.

Сравнение действительных и номинальных циклических напряжений показано на рис.1.

Изменение коэффициента асимметрии цикла номинальных напряжений на низкой ступени блока при программном нагружении определяется изменением уровня остаточных напряжений у концентратора по сравнению с регулярным напряжением: $\sigma_{ост}^{II} - \sigma_{ост}^I$.

Поскольку уровень остаточных напряжений не превышает предел текучести, минимальное номинальное напряжение цикла на низкой ступени при программном нагружении (рис.1,б)

$$\sigma_{min,n}^n = (\sigma_{ост}^{II} - \sigma_{ост}^I) / \alpha_{\sigma} \quad (3)$$

Учитывая, что амплитудные значения номинальных напряжений на низкой ступени блока одинаковы как при регулярном, так и при программном нагружении, получим:

$$\sigma_{max,n}^n = \sigma_{max,n}^p + (\sigma_{ост}^{II} - \sigma_{ост}^I) / \alpha_{\sigma} \quad (4)$$

Тогда коэффициент асимметрии цикла номинальных напряжений по низкой ступени при программном нагружении:

$$R_n^n = \frac{\sigma_{min,n}^n}{\sigma_{max,n}^n} = \frac{(\sigma_{ост}^{II} - \sigma_{ост}^I) / \alpha_{\sigma}}{\sigma_{max,n}^p + (\sigma_{ост}^{II} - \sigma_{ост}^I) / \alpha_{\sigma}} \quad (5)$$

Таким образом, влияние кинетики остаточных напряжений на суммирование повреждений при программном нагружении заключается в том, что на низкой ступени второго и последующих блоков в расчетах по линейной гипотезе долговечность при регулярном нагружении следует оценивать не по исходной кривой усталости с $R=0$, а по кривой со значением R , вычисленным по (5).

Проанализируем результаты исследования кинетики остаточных напряжений у концентратора при программном нагружении (табл.1). На рис.2 показано влияние концентрации напряжений на накопление повреждений в сплавах Д16АТ и АМгб при различных асимметриях цикла.

В условиях симметричных циклов нагружения интервалы изменения сумм относительных долговечностей образцов с концентратором напряжений и гладких образцов отличаются незначительно. Так как при симметричных циклах нагружения в полцикле растяжения у концентратора образуются остаточные напряжения сжатия, а в полцикле сжатия остаточные напряжения растяжения, то их суммарная величина за цикл равна нулю. Показано [2], что величина остаточных напряжений, возникающих при симметричных циклах нагружения, незначительна. В этом случае влияние кинетики остаточных напряжений на накопление повреждений отсутствует.

При отнулевом нагружении блоками, у которых только одна ступень выше предела выносливости, интервалы изменения a для образцов с концентратором и для гладких образцов также практически совпадают, поскольку низкая ступень при вычислении a по линейной гипотезе не учитываются.

При отнулевом нагружении блоками, обе ступени которых выше предела выносливости, наблюдается резкое увеличение значений a для образцов с концентраторами напряжений по сравнению с гладкими образцами. Это связано с уменьшением интенсивности накопления

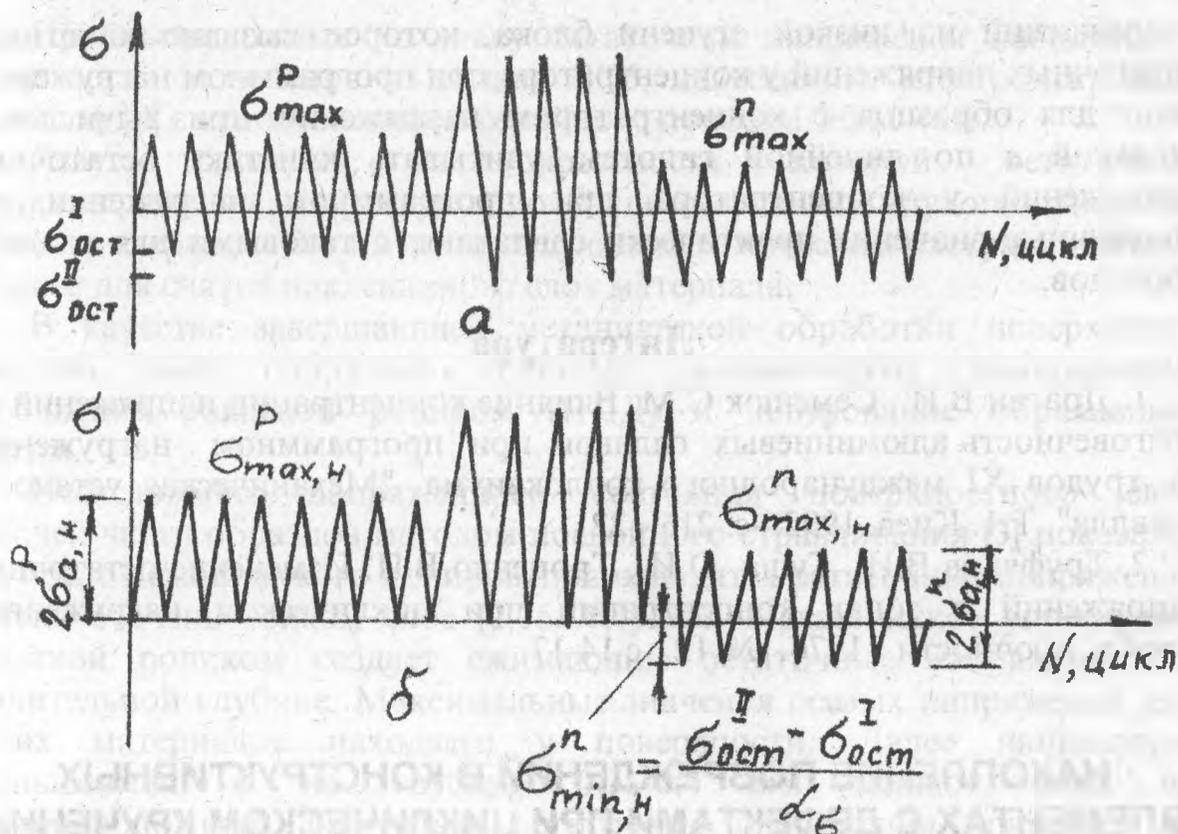


Рис. 1 Параметры циклов действительных напряжений у концентратора при программном нагружении (а) и соответствующие им параметры циклов номинальных напряжений (б)

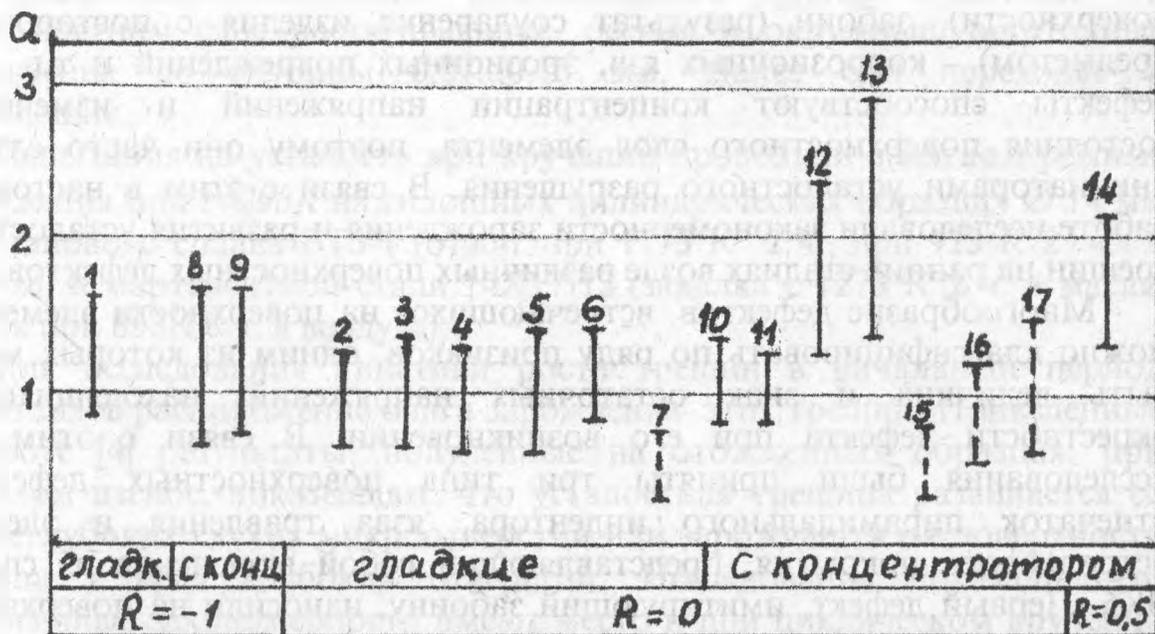


Рис. 2 Влияние концентрации напряжений на накопление повреждений в сплавах ДТ6АТ (сплошные линии) и АМг6 (штриховые линии) при программном нагружении (цифры - номера блоков в табл. 1)

повреждений на низкой ступени блока, которое вызвано кинетикой остаточных напряжений у концентратора при программном нагружении. Если для образцов с концентратором напряжений при вычислении значений a по линейной гипотезе учитывать кинетику остаточных напряжений у концентратора при программном нагружении, то полученные значения практически совпадают с таковыми для гладких образцов.

Литература

1. Драган В.И., Семенюк С.М. Влияние концентрации напряжений на долговечность алюминиевых сплавов при программном нагружении: сб. трудов XI международного коллоквиума. "Механическая усталость металла", Т.1. Киев, 1992. -с. 216 - 221.

2. Труфяков В.И., Гуца О.И., Троценко В.П. Изменение остаточных напряжений в зонах концентрации при циклическом нагружении// Пробл. прочности. -1976. -№ 12. -с 14-17.

НАКОПЛЕНИЕ ПОВРЕЖДЕНИЙ В КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ С ДЕФЕКТАМИ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ КРУЧЕНИИ

С. М. Ляликов

При изготовлении и эксплуатации элементов конструкции может произойти повреждение поверхностного слоя в виде рисок (следов от обрабатывающего инструмента), прижогов (при шлифовании поверхности), забоин (результат соударения изделия с посторонним предметом), коррозионных язв, эрозионных повреждений и т.п. Эти дефекты способствуют концентрации напряжений и изменению состояния поверхностного слоя элемента, поэтому они часто служат инициаторами усталостного разрушения. В связи с этим в настоящей работе исследовали закономерности зарождения и развития усталостных трещин на ранних стадиях возле различных поверхностных дефектов.

Многообразие дефектов, встречающихся на поверхности элементов можно классифицировать по ряду признаков, одним из которых могут быть величина и знак остаточных напряжений, находящихся в окрестности дефекта при его возникновении. В связи с этим для исследования были приняты три типа поверхностных дефектов: отпечаток пирамидального индентора, язва травления и элемент островкового покрытия, представляющий собой включение из сплава ВК6. Первый дефект, имитирующий забоину, наносили на поверхность образца вдавливанием индентора в виде четырехгранной пирамиды с углом в вершине $\sim 90^\circ$. Нагрузка на индентор составляла $F=300, 600, 700$ Н. Возле такого дефекта появляются сжимающие остаточные напряжения [1].

Противоположные по знаку остаточные напряжения наводятся в окрестности включения из сплава ВК6, нанесенного электроискровым способом [2] с использованием серийного прибора ЭФИ-46А.

Язвы травления, в окрестности которой остаточные макронапряжения отсутствуют, получали сверлением глухого отверстия (диаметр сверла 0,6 мм) с последующим химическим растравливанием дефекта для снятия наклепанного слоя материала.

В качестве завершающей механической обработки поверхности рабочей части образцов приняты: механическое полирование, упрочнение обкаткой роликом (ППД) и шлифование абразивным кругом.

Исследование напряженного состояния поверхностного слоя рабочей части образцов методом послойного стравливания [3] показало, что после механического полирования наводятся остаточные напряжения сжатия в очень тонком слое (0,05...0,1) мм. Механическое упрочнение обкаткой роликом создает сжимающие остаточные напряжения на значительной глубине. Максимальные значения осевых напряжений для обоих материалов находятся у поверхности. Далее напряжения уменьшаются и на глубине 0,3...0,4 мм меняют знак на противоположный. Окружные остаточные напряжения примерно на глубине 0,02...0,04 мм имеют локальный минимум сжимающих напряжений. Далее они увеличиваются, достигая максимального значения 550 МПа у сплава ВТ3-1 на глубине ~ 0,2 мм и 800 МПа - у стали 14Х17Н2 на глубине ~ 0,3 мм.

Шлифование образцов абразивным кругом наводит в поверхностном слое растягивающие, осевые и окружные, остаточные напряжения до глубины 0,07...0,15 мм. Далее они переходят в сжимающие.

Испытания на усталость при кручении проводили в мягком режиме нагружения при $t=293\text{K}$ на сплошных цилиндрических образцах $\varnothing 14$ мм из титанового сплава ВТ3-1 (отжиг при 1173 К 2 ч., при 923 К 2 ч. в воздухе) и мартенситной стали 14Х17Н2 (закалка с 1273 К 2 ч. в масле, отпуск при 853К 8 ч. в воздухе).

Для исследования кинетики роста трещин в начальный период важно знать расположение очага зарождения этих трещин. Приведенные в работе [4] результаты, полученные на отожженных образцах, при круговом изгибе, показывают, что усталостная трещина развивается со дна неглубоких глухих микроотверстий или зарождается на поверхности образца у края глубоких отверстий. Исследования показали, что аналогичные закономерности имеют место и при циклическом кручении образцов с дефектами на полированной поверхности, когда роль технологических остаточных напряжений незначительная. Однако не всегда местоположение очага зарождения усталостной трещины определяется только геометрией дефекта. Так в упрочненных образцах

независимо от формы дефекта трещина начинала свое развитие в глубине на его внутренней поверхности.

Технологические остаточные напряжения оказывают влияние и на продолжительность стадии зарождения трещин. На рис.1 представлены кривые усталости по зарождению трещин нормального отрыва длиной $l=0,1$ мм в сплаве ВТЗ-1 при кручении, которые показывают, что при одних и тех же значениях относительных амплитуд рабочих напряжений τ_a/τ_{-10} (τ_{-10} - предел выносливости образцов с дефектом) сжимающие остаточные напряжения сжимают продолжительность стадии зарождения трещин. Это проявляется в меньшей степени у гладких образцов, в большей - в образцах с дефектами. Так при $\tau_a/\tau_{-10} = 1,05 \dots 1,10$ она составила для отпечатка индентора $\sim 20\%$, для язвы травления - $2 \dots 3\%$, для включения из сплава ВК6 - $5 \dots 10\%$ от соответствующих значений продолжительности стадии зарождения трещин возле дефектов на полированной поверхности.

Исследования кинетики начального роста трещин из дефектов показали, что и здесь технологические остаточные напряжения играют важную роль. На рис.3 представлены данные скорости роста трещин нормального отрыва из дефектов при циклическом кручении образцов из сплава ВТЗ-1 в зависимости от относительной длины трещин l/a (l - длина трещины поверхности образца; a - диагональ отпечатка, радиус язвы травления или включения) и относительной амплитуды номинальных рабочих напряжений τ_a/τ_{-10} . Наблюдения за трещинами вели начиная с длины $l=0,1$ мм. Они показали, что в полированных образцах, где влияние технологических остаточных напряжений несущественно, зародившиеся возле любого из дефектов трещины длиной $l=0,1$ мм беспрепятственно росли и дальше приводя к полному разрушению образцов. При наличии же в поверхностном слое образцов, упрочненных ППД сжимающих остаточных напряжений трещины той же длины и при тех же относительных значениях амплитуд номинальных рабочих напряжений прекращали рост достигнув длины $1,0 \dots 2,0 l/a$ - возле отпечатка индентора, $0,5 \dots 0,7 l/a$ - возле язвы травления, $0,5 \dots 1,7 l/a$ - возле включения из сплава ВК6. Разрушение образцов при τ_a/τ_{-10} в этом случае происходило по сечениям вне дефектов.

В настоящей работе проводили также исследования изменения формы усталостной трещины на начальной стадии. Ранее [5] было показано, что независимо от соотношения первоначальных размеров полуосей l_0 и c_0 трещина растет при циклическом изгибе таким образом, чтобы принять энергетически устойчивую форму, характеризующуюся постоянством значения коэффициента интенсивности напряжений вдоль ее фронта. Аналогичные результаты получены и при циклическом кручении, которые представлены на рис.2 в виде зависимостей соотношения размеров полуэллиптической трещины от ее относительной длины по поверхности. Как при изгибе [5], так и при кручении графики,

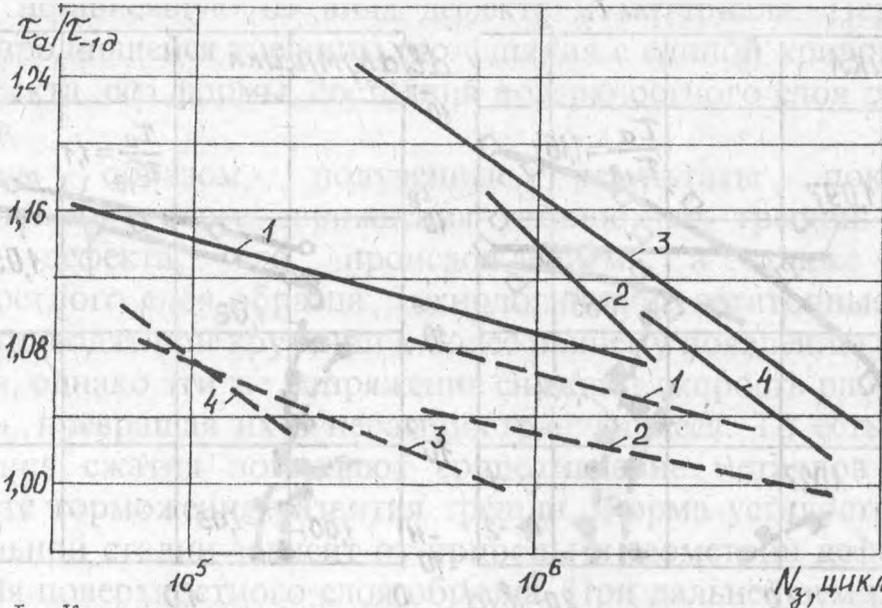


Рис.1. Кривые усталости по зарождению трещин нормального отрыва длиной $l = 0,1$ мм в сплаве ВТЗ-1 при кручении, выходящих из дефектов: 1 - гладкие образцы; 2 - отпечаток индентора; 3 - язва травления; 4 - включение из сплава ВК6; сплошные линии - дефекты на полированной поверхности, штриховые - после ППД.

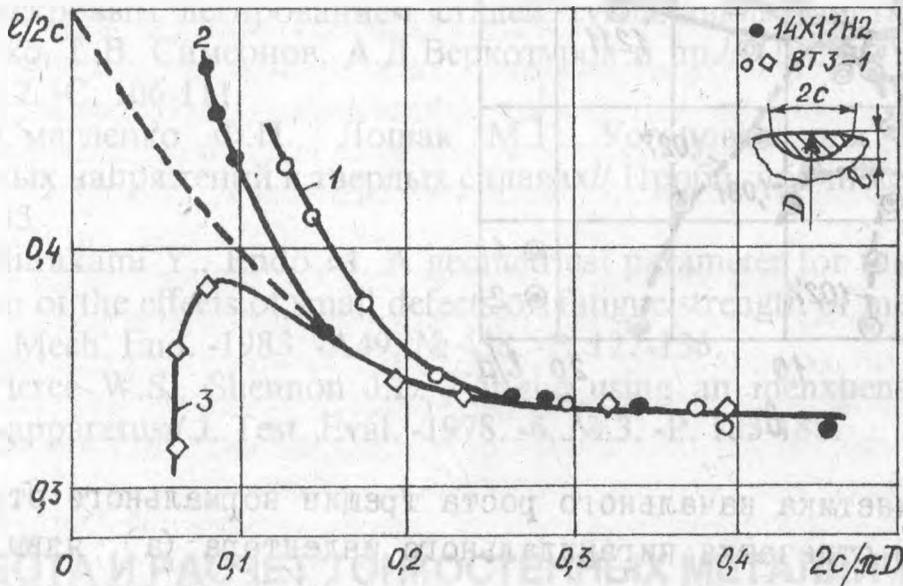


Рис.2. Зависимость формы усталостной трещины нормального отрыва от ее относительных размеров при кручении: трещина развивалась из отпечатка индентора (1), язвы травления (2), находящихся на полированной поверхности; из язвы травления на шлифованной поверхности (3).

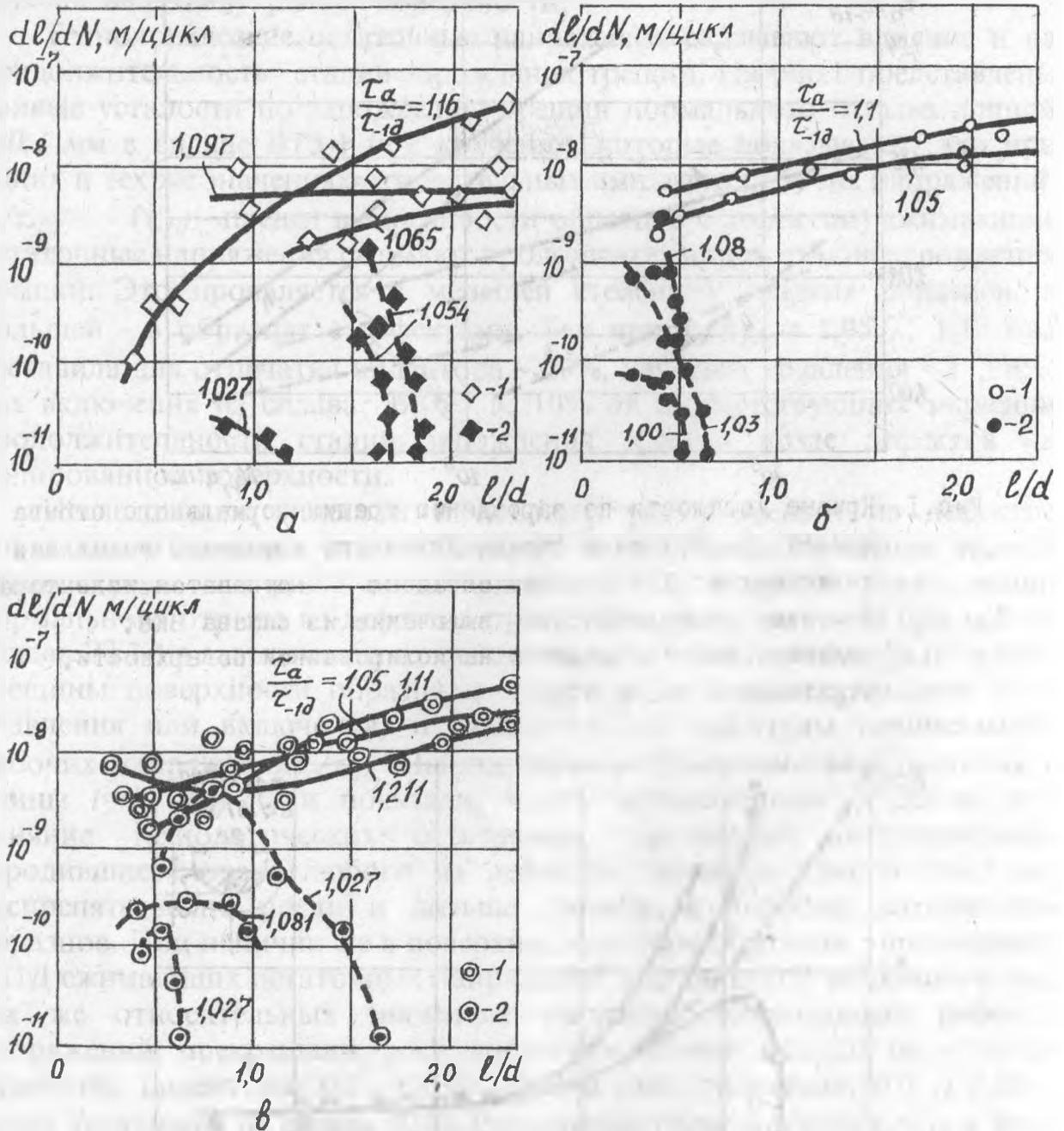


Рис.3. Кинетика начального роста трещин нормального отрыва из отпечатка пирамидального индентора (а), язвы травления (б) и включения (в) при циклическом кручении образцов из сплава ВТЗ-1: 1 (сплошные линии) - дефекты на полированной поверхности, 2 (штриховые линии) - дефекты на поверхности, упрочненной ПЦД.

характеризующие изменение формы трещины, выходят на единую кривую, независимую от вида дефекта и материала. Первоначальная форма зародившейся трещины (до слияния с единой кривой) зависит от вида дефекта, его формы, состояния поверхностного слоя рабочей части образцов.

Таким образом, полученные результаты показали, что местоположение очага зарождения усталостных трещин определяется формой дефекта, его происхождением, а также состоянием поверхностного слоя образца. Технологические остаточные напряжения сжатия приводят при кручении к более раннему появлению трещин возле дефектов, однако эти же напряжения снижают скорость распространения трещины, превращая их в нераспространяющиеся. То есть, остаточные напряжения сжатия повышают сопротивление металлов усталости в результате торможения развития трещин. Форма усталостной трещины на начальной стадии зависит от природы и геометрии дефекта, а также состояния поверхностного слоя образца. При дальнейшем росте как при изгибе, так и при кручении все графики, характеризующие изменение формы трещины ложатся на единую кривую.

Литература

1. Hills D.A. Some aspects of post - yield contact problems// Wear. - 1983. -85, № 1. -P. 107-119.
2. Прочностные характеристики слоев, полученных электроискровым легированием сталей тугоплавкими металлами/ Г.С. Писаренко, Г.В. Самсонов, А.Д.Веркотуров и др.// Пробл. прочности. - 1973. -№ 2. -С. 106-111.
3. Смагленко Ф.П., Лошак М.Г. Установка для определения остаточных напряжений в твердых сплавах// Пробл. прочности. -1974. -№ 3. -с. 32-35.
4. Murakami Y., Endo M. A geometrical parameter for the quantitative estimation of the effects of small defects on fatigue strength of metals // Trans. Jap. Soc. Mech. Eng. -1983. -A49, № 438. -P. 127-136.
5. Pierce W.S., Shennon J.L. Fatigue using an inexpensive resonant fatiguins apparatus// J. Test. Eval. -1978. -6. № 3. -P. 183-188.

РАБОТА И РАСЧЕТ ТОНКОСТЕННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СПИРАЛЬНОНАВИВНЫХ СИЛОСОВ

Н. Н. Мурашко

1. Особенности конструктивного решения

Хотя наиболее простыми при изготовлении и монтаже являются бескаркасные силосы из-за их гладких стенок, спиральнонавивные силосы, навиваемые по системе "Lipp", получили широкое

распространение в странах СНГ и республике Беларусь. Это объясняется тем, что основным недостатком гладких стенок силосов является их сравнительно высокая металлоемкость, вызванная малой устойчивостью тонкостенных цилиндрических оболочек, испытывающих воздействие сжимающих нагрузок в продольном и кольцевом направлениях соответственно от вертикального давления кровли и сыпучего заполнителя, трущегося о стенку, а также от радиального давления ветра. Правда, для увеличения жесткости, повышения тонкостенности и в целях снижения металлоемкости бескаркасных рулонизируемых силосов цилиндрические стенки подкрепляются системой ребер в продольном и кольцевом направлении. Вертикальные ребра (стрингера) могут встречаться с кольцевыми ребрами (шпангоутами), располагаясь при этом с произвольным, обычно регулярным шагом. Ребра могут находиться как снаружи, так и внутри оболочки и иметь различное поперечное сечение (прямоугольное, уголковое или зетовое) При этом ребра могут прикрепляться к стенке с помощью сварки, пайки, болтов или образовываться путем вальцовки или дутья [1].

Следует отметить, что характерной особенностью для спиральнонавивных силосов, как и для гладкостенных цилиндрических оболочек постоянного или переменного по высоте сечения, является также установка подкрепляющих стоек с внутренней стороны силоса на сварке, или с наружной стороны на болтах [2]. Конструктивное решение подкрепления оболочки навиваемых силосов с наружной стороны на болтах способствует сохранности антикоррозионного покрытия стен и менее трудоемко по сравнению с приваркой стоек внутри силоса. Для экономии металла и снижения трудоемкости возведения силосов спиральнонавивного типа в последнее время все большее применение находит стендовый способ навивки силосов с последующим их монтажем.

Установка вертикальных стоек с определенным шагом в спиральнонавивных силосах определяется недостаточной жесткостью их стенок в вертикальном направлении. При этом стойки размещаются, как правило, в нижней части оболочки силоса и не доводятся до верхней кромки стенки. В этих условиях внутренние вертикальные стойки силосов являются концентраторами напряжений, что может способствовать потере устойчивости листа стенки между сварными швами в зоне над стойками.

Металлические зернохранилища спиральнонавивного типа отличаются высокой эффективностью, обеспеченная небольшими трудозатратами при строительстве, ремонте и эксплуатации. Целесообразность использования метода навивки, определяется наименьшей трудоемкостью по сравнению с другими способами возведения силосов. Невысокая собственная масса стен по отношению к массе хранимого продукта и меньшая по сравнению с железобетонными силосами

нагрузка на фундамент приводят к снижению удельной стоимости 1т хранимого продукта.

В металлических механизированных зернохранилищах спиральнонавивного типа обеспечивается высокая герметичность. Причем навивочные машины могут использоваться также при возведении емкостей для жидкостей и других сыпучих материалов с очень мелкими фракциями. Диаметр строящихся силосов - 6, 7, 9, 12, 15 и 18 м. Такие емкости легко привязываются к действующим элеваторам и являются средством оперативного хранения зерна и другой сельскохозяйственной продукции непосредственно в местах сбора урожая.

Для возведения спиральнонавивных силосов фирмой "Lipp" используется горячекатанная стальная лента шириной 495 мм и толщиной 2-4 мм. В странах СНГ признано целесообразным строительство спиральнонавивных силосов из стальных плит с применением специальной стали с повышенными пластическими характеристиками, а также из алюминиевых сплавов. Лента непрерывно навивается по спирали и соединяется по винтовой линии с образованием одиночных или двойных фальцевых ребер высотой 25-30 мм [2]. Винтовые фальцевые ребра в силу малости их угла подъема (около 1°) могут рассматриваться в качестве кольцевых ребер слоистой структуры с весьма малым шагом - порядка 360-370 мм. (Например, при диаметре силоса порядка 10 м ($d \approx 10$ м) шаг подъема составляет $l_1 = 365$ мм.

Опыт возведения и эксплуатации спиральнонавивных силосов в странах СНГ показывает, что уязвимым местом конструкции стен является устройство спирального фальца. Неудачно изготовленный фалец в процессе эксплуатации силоса под влиянием внутреннего давления сыпучей массы имеет тенденцию раскрываться вследствие возникновения местных пластических деформаций. Имеют место случаи, когда стенки с фальцевым стыком после года эксплуатации спиральнонавивного силоса перестали удовлетворять даже условию ее герметичности. Поэтому обеспечению плотности (герметичности) фальцевого стыка и его усилению уделяется особое внимание.

Повышение плотности фальцевого стыка достигается введением дополнительных прутковых элементов с небольшим предварительным напряжением. Они располагаются на наружной стороне стенки и примыкающих с одной или с двух сторон фальца, а также внутри фальцевого стыка [2]. Диаметр уплотняющего элемента принимается в 2-3 раза большим, чем толщина ленты. Он препятствует разуплотнению фальца и повышает его жесткость при угловой девиации. Вследствие постановки усиливающих элементов уменьшается свободная длина обечайки l_0 , или расстояние между точками перегиба стенки в момент потери ее устойчивости. То есть уменьшается область действия

реактивного отпора сыпучего материала и тем самым возрастает устойчивость оболочки силоса [3].

2. Особенности расчетной схемы и расчета

Специфика конструктивного решения спиральнонавивного силоса характеризуется работой тонкой цилиндрической оболочки, кольцевые фальцевые ребра которой не только повышают жесткость стенки на растяжение, сжатие и изгиб в кольцевом направлении, но и одновременно снижает жесткость вдоль образующей. Малый шаг ребер вызывает возмущение безмоментного напряженного состояния и появление существенных продольных изгибающих моментов не имеющих характера затухания краевого эффекта.

Кольцевой фалец обеспечивает эксцентричную передачу осевого продольного усилия, что приводит к появлению дополнительного изгибающего меридионального момента, вызывающего местнорадиальное деформирование стенки между фальцами (рис.1а) За счет фальцев металлоемкость конструкции повышается на 10-15%. Кроме того ухудшается работа стенки при действии вертикальной сжимающей нагрузки. Характерной особенностью оболочки спиральнонавивного силоса является ее значительная тонкостенность, то есть $r/t = 1000 \div 4500$, что приводит к необходимости расчета стенки на прочность и устойчивость. В действительности толщина стенки цилиндрической оболочки силоса определяется не из соображений прочности, а ее устойчивости и главным образом от действия вертикальной сжимающей нагрузки. То есть основной задачей расчета является проверка устойчивости стенки, которая связана с определением величин и вертикального давления, создаваемого силами трения зерна о стенку силоса при его истечении и учет совместной работы стенки и сыпучего материала. Устойчивость стенок навивных металлических силосов проверяется по известным рекомендациям симпозиума лицензистов "Lipp" 1979.

Расчет стенки силоса следует производить по деформированной схеме, так как применение приближенной инженерной методики в геометрически линейной постановке, в том числе и при расчете на прочность, не отражает реальной работы конструкции стенки и не идет в запас прочности, так как не учитывает дополнительных изгибающих моментов, вызванных геометрически нелинейным характером деформирования оболочки силоса. Наличие начальных несовершенств - радиальной погиби в межфальцевой зоне - также приводит к снижению несущей способности стенки как по устойчивости, так и по прочности [4].

Специфическим воздействием на стенки металлических силосов является реактивный односторонний отпор сыпучего материала при деформации стенки внутрь силоса (рис. 1б). В сочетании с внутренним давлением этот фактор оказывает стабилизирующее влияние на

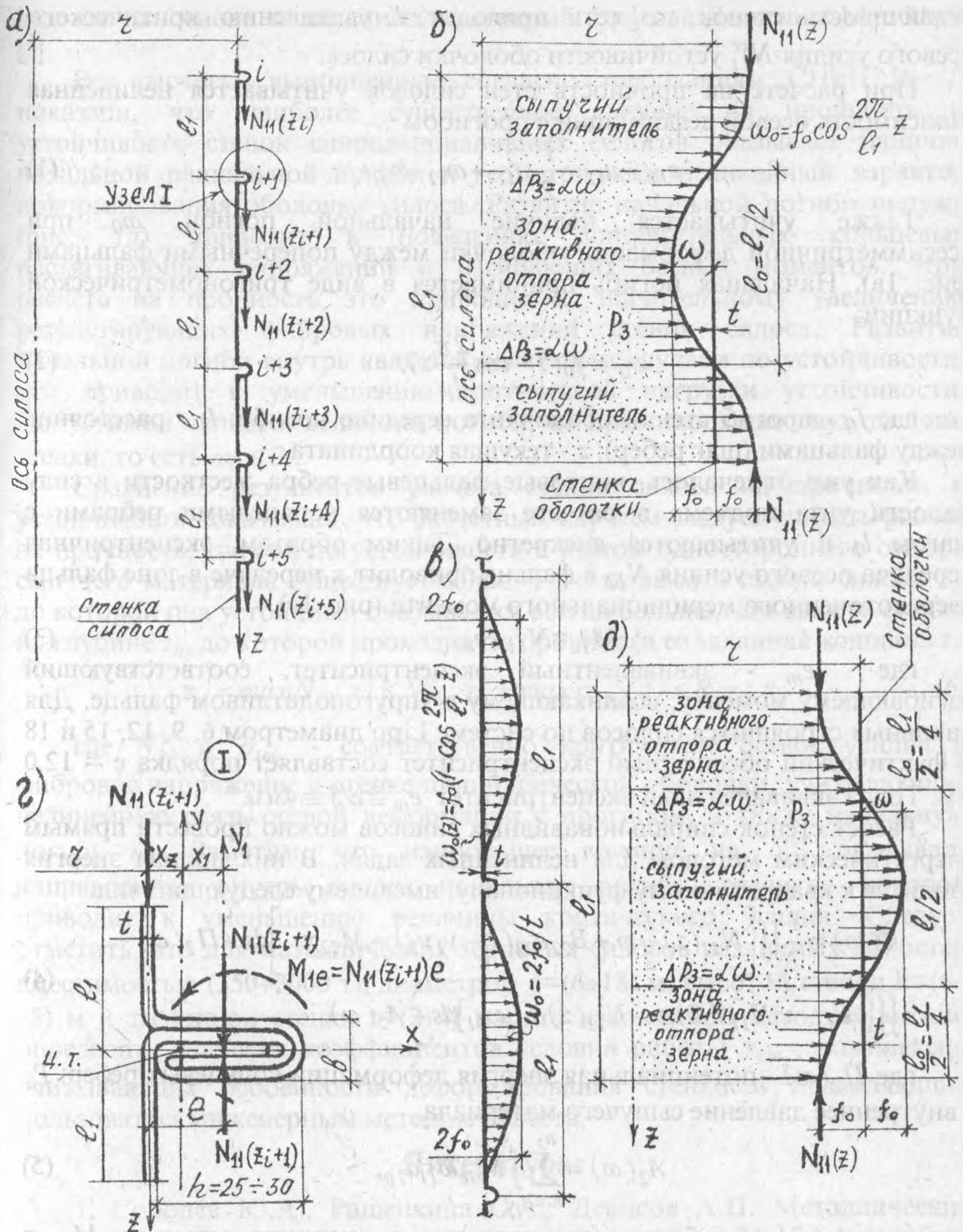


Рис. I. К расчету оболочки спиральнонавивного силоса по деформированной схеме: а-расчетная схема стенки; б-схема при расчете на устойчивость с учетом реактивного отпора зерна и начальной погиби внутрь силоса; в-эксцентричная передача осевого усилия в фальце; г-учет начальных несовершенств; д-схема при расчете на прочность с учетом начальной погиби наружу силоса

устойчивость стенок, то есть приводит к увеличению критического осевого усилия N_{11}^{cr} устойчивости оболочки силоса.

При расчете на прочность стен силосов учитывается нелинейная зависимость осевой деформации с прогибом

$$\varepsilon_{11} = u_{11} + \frac{1}{2} \omega_{11}^2 + \omega_{11} \cdot \omega_{01} \quad (1)$$

Также учитывается наличие начальной погиби ω_0 при осесимметричной деформации оболочки между поперечными фальцами (рис. 1в). Начальная погибь принимается в виде тригонометрической функции:

$$\omega_0 = f_0 \left(1 - \cos \frac{2\pi}{l_1} z \right), \quad (2)$$

где f_0 - прогиб стенки оболочки в середине погиби; l_1 - расстояние между фальцами (шаг ребер); z - текущая координата.

Как уже отмечалось, винтовые фальцевые ребра жесткости в силу малости угла подъема в расчете заменяются кольцевыми ребрами с шагом l_1 и учитываются дискретно. Таким образом, эксцентричная передача осевого усилия N_{11} в фальце приводит к передаче в зоне фальца сосредоточенного меридионального момента (рис. 1г).

$$M_{1e} = N_{11} \cdot e_m, \quad (3)$$

где e_m - эквивалентный эксцентриситет, соответствующий изгибающему моменту, возникающему в упругоподатливом фальце. Для навивных строящихся силосов по системе Lipp диаметром 6, 9, 12, 15 и 18 м фактический абсолютный эксцентриситет составляет порядка $e = 12,0$ мм. Тогда эквивалентный эксцентриситет $e_m \cong e/3 \cong 4$ мм.

Расчет стенок спиральнонавивных силосов можно провести прямым энергетическим методом для нелинейных задач. В них полная энергия сводится к квадратичному функционалу, имеющему следующий вид:

$$\Phi(\omega) = \frac{1}{2} \iint_s \left[N_{11}(z) \frac{1}{2} \omega + B_{22} \varepsilon_{22}^2 (1 - \nu_1 \nu_2) + M_{11} \chi_{11} \right] ds + \Pi_2(\omega) - \quad (4)$$

$$\iint_s [(P_3 - \nu_1 N_{11} / 2) \omega - N_{11}(z) \omega_{11} \omega_{01}] ds - A_2(\omega),$$

где $\Pi_2(\omega)$ - потенциальная энергия деформации кольцевых ребер; P_3 - внутреннее давление сыпучего материала.

$$A_2(\omega) = \sum_{k=1}^{n_2} \int M_{1e} \omega_{11} d_{1p}, \quad (5)$$

где $A_2(\omega)$ - работа сосредоточенного внешнего момента M_{1e} в кольцевом ребре. Расчет стенки оболочки между фальцами на местную устойчивость и определение ее докритического напряженного состояния при одностороннем взаимодействии ее с сыпучим материалом (рис. 1б)

ведется на основе нелинейных уравнений Власова-Доннелла-Муштари [5].

Все расчеты, выполненные согласно требованиям СНиП [6, 7] показали, что наиболее существенное влияние на прочность и устойчивость стенок спиральнонавивных силосов оказывает наличие начальной радиальной погиби и геометрически нелинейный характер деформирования оболочки силоса. Развитие начальной погиби наружу (рис. 1д) приводит к появлению дополнительных кольцевых растягивающих напряжений и изгибающих осевых моментов. При расчете на прочность это приводит к значительному увеличению результирующих фибровых напряжений стенок силоса. Развитие начальной погиби внутрь является расчетным случаем по устойчивости, что приводит к уменьшению критической нагрузки устойчивости. Допустимой является величина погиби, не превосходящая двух толщин стенки, то есть $\omega_0 \leq 2t$.

Сравнение результатов расчета стенки силоса на прочность и устойчивость показывает, что расчетным случаем следует считать расчет на прочность, так как по устойчивости с учетом одностороннего отпора сыпучего материала существует запас. То есть высота стенки силоса z_y , до которой она устойчива, оказывается всегда больше, чем высота стенки на глубине z_n , до которой проходит по прочности ее заданная толщина t :

$$z_y = \max N_{11}(z) \leq N_{11}^{cr}; z_n = \max \sigma_{i\omega_0}(z) \leq R_y \gamma_c, \quad (6)$$

где N_{11}^{cr} и $\sigma_{i\omega_0}$ - соответственно критическое осевое усилие и фибровое напряжение в стенке цилиндрической оболочки, учитывающие нелинейную связь осевой деформации с прогибом, а также начальную погибь ω_0 . Заметим, что наибольшее влияние на N_{11}^{cr} оказывает направленная внутрь силоса начальная погибь, развитие которой приводит к уменьшению величины критического усилия. Следует отметить, что для металлических зерновых силосов различных емкостей вместимостью (350÷3000 т), диаметром $d=(6÷18)$ м, высотой стенки $h=(6÷18)$ м и толщиной стенки $t=(2÷4)$ мм. по изложенной методике можно определить значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c\omega_0}$, комплексно учитывающих особенности деформирования стенки и позволяющих пользоваться инженерным методом расчета.

Литература:

1. Соболев Ю.А., Ращепкина С.А., Денисов А.П. Металлические силосы. Современное состояние и опыт строительства. Учебное пособие. СПИ, Саратов, 1988, 52с.
2. Мурашко Н.Н. Проектирование листовых металлических конструкций: Учебное пособие/ Брест. политех. ин-т -Брест, 1995. -97с.

3. Мурашко Н.Н., Соболев Ю.В., Ращепкина С.А., и др. Исследование работы тонкостенных металлических силосов. Материалы конференции "Проблемы проектирования легких стальных конструкций", БИСИ, Брест, 1989, с. 51-66.

4. Игудисман О.С. Рекомендации по применению в проектировании новых методов расчета тонкостенных металлических силосов, деформирующихся совместно с сыпучим материалом. ЦНИИТЭИ Минхлебопродуктов СССР. М., 1988, 53с.

5. Власов В.З. Общая теория оболочек и ее приложение в технике. Гостехиздат, М.-Л., 1949, 784с.

6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции /Госстрой СССР. - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1988. -96с.

7. СНиП 2.10.05.-85. Предприятия, здания и сооружения по хранению и перевозке зерна /Госстрой СССР.-М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1985. -53с.

УСИЛЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО ЦИЛИНДРИЧЕСКОГО РЕЗЕРВУАРА ДЛЯ ХРАНЕНИЯ МАЗУТА

В. И. Драган, А. В. Мухин, И. В. Зинкевич, В. Н. Малиновский

В период эксплуатации здания и сооружения промышленных предприятий подвергаются многочисленным природным или технологическим воздействиям, в результате чего, изнашиваются и приходят в негодность или требуют ремонта. В последнее время из-за финансовых трудностей предпочтение отдаётся последнему. Хотя конструктивные решения зданий и их отдельных элементов идентичны, однако, пути восстановления несущей способности их различны и часто требуют индивидуальных решений. Особенно это касается при выполнении ремонтных работ инженерных сооружений.

В течении 18-ти лет на Брестском молочном комбинате эксплуатировался металлический резервуар для хранения нефти емкостью 400 м³. Диаметр резервуара 8,5 м, высота - 7,5 м. Изготовлен резервуар из листовой стали марки ВСтЗпсб методом рулонирования. Толщина листов стали стенки и днища по проекту составляла 4 мм. Соединение стенки и днища выполнено на сварке в тавр двумя угловыми швами с внутренней и внешней стороны. Стенка резервуара утеплена стекловатой и закрыта экраном из алюминиевого листа толщиной 0,5 мм.

За период эксплуатации вследствие коррозионного поражения в стенке резервуара в непосредственной близости от днища образовались два отверстия через которые началась течка мазута. По мнению авторов основными причинами ускоренной коррозии стенки являются:

- застой воды в зоне сопряжения стенки и днища из-за отмокки, устроенной выше днища резервуара;

- негерметичность кровли резервуара;
- отсутствие эффективной антикоррозийной защиты;
- высокий уровень местных напряжений в зоне сопряжения стенки и днища.

Обследования, заключающиеся в визуальной и инструментальной проверке, выявили степень и характер поражения сооружения. Наибольшему поражению коррозией подвергалась стенка резервуара на высоту 150-200 мм от днища с затуханием коррозии на высоте 0,4-0,5 м и практически отсутствием поражения на большей высоте. Днище резервуара поражено коррозией в меньшей степени благодаря наличию более надежной обмазочной изоляции. Толщина днища по его краю на момент обследования составляла 3,0-3,9 мм.

Численный анализ напряженно-деформированного состояния резервуара на ЭВМ по программе "ЗЕНИТ", и узла соединения стенки с днищем методом конечных элементов по программе "ЛОТОС" (рис.1) подтвердил необходимость и определил характер усиления стенки и достаточность несущей способности днища. Полученные результаты расчета явились основой для разработки принятого для ремонта варианта усиления.

Стенка резервуара была усилена по всему контуру у днища двумя обечайками толщиной 4 мм (рис.2). Первая приваривалась к стенке резервуара на высоте 0,48 м от днища кольцевым швом. Вторая обечайка была установлена внахлест на первую и приваривалась к ней и к выступу днища. Предложенный вариант усиления способствует разгрузке существующих элементов резервуара - стенки и днища и вовлечение в работу элементов усиления при простоте выполнения ремонта.

Проверка прочности стальных конструкций и элементов усиления с помощью ЭВМ при двух вариантах загрузки резервуара: при герметичном основном корпусе резервуара и нарушении герметичности показали достаточные запасы несущей способности в стенке и днище. Максимальные напряжения в стенке усиленного резервуара составили 106,5 МПа, в днище - 133,6 МПа, в элементах усиления - 95,3 МПа. Наибольшие напряжения действуют в сварных швах, прикрепляющих обечайку к стенке резервуара и составляют 194,5 МПа. В швах, прикрепляющих вторую обечайку к днищу напряжения достигают 153,1 МПа.

Для обеспечения технологической прочности и снижения сварочных напряжений была разработана технологическая карта, в которой были указаны этапы и последовательность сварки, тип соединения и сварочные материалы, параметры сварки и пооперационный контроль. Основными требованиями при производстве ремонтных работ являлось соблюдение при сварке правил проходки: при сборке обечаек - от середины листа к краям, при приварке их к стенке и днищу - варить на проход обратно

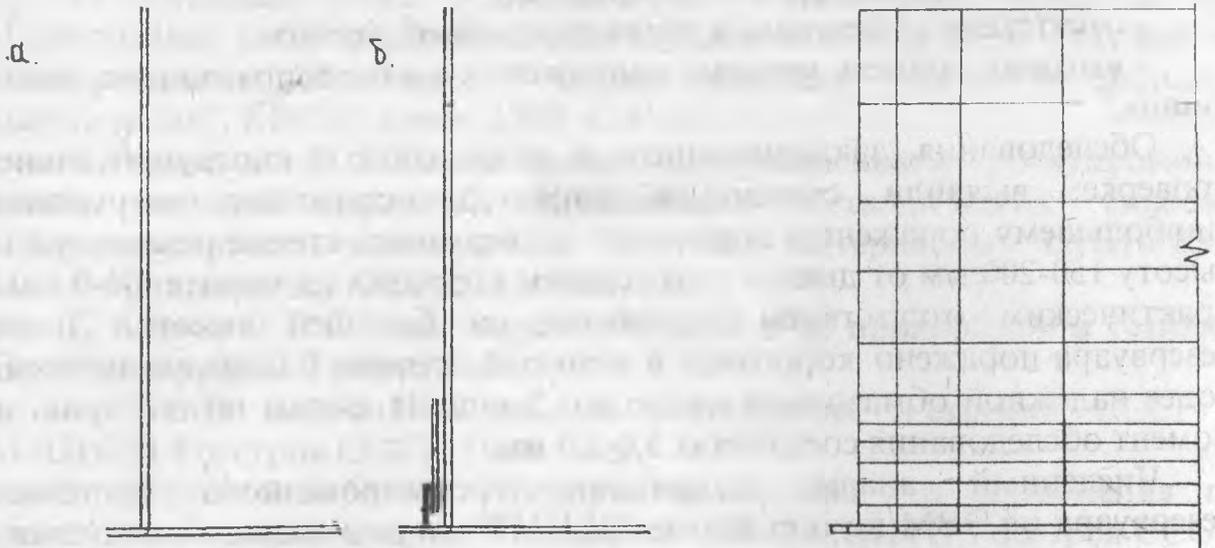


Рис.1. Расчетная схема узла сопряжения стенки с дном методом КЭ:
 а) без усиления,
 б) с усилением.

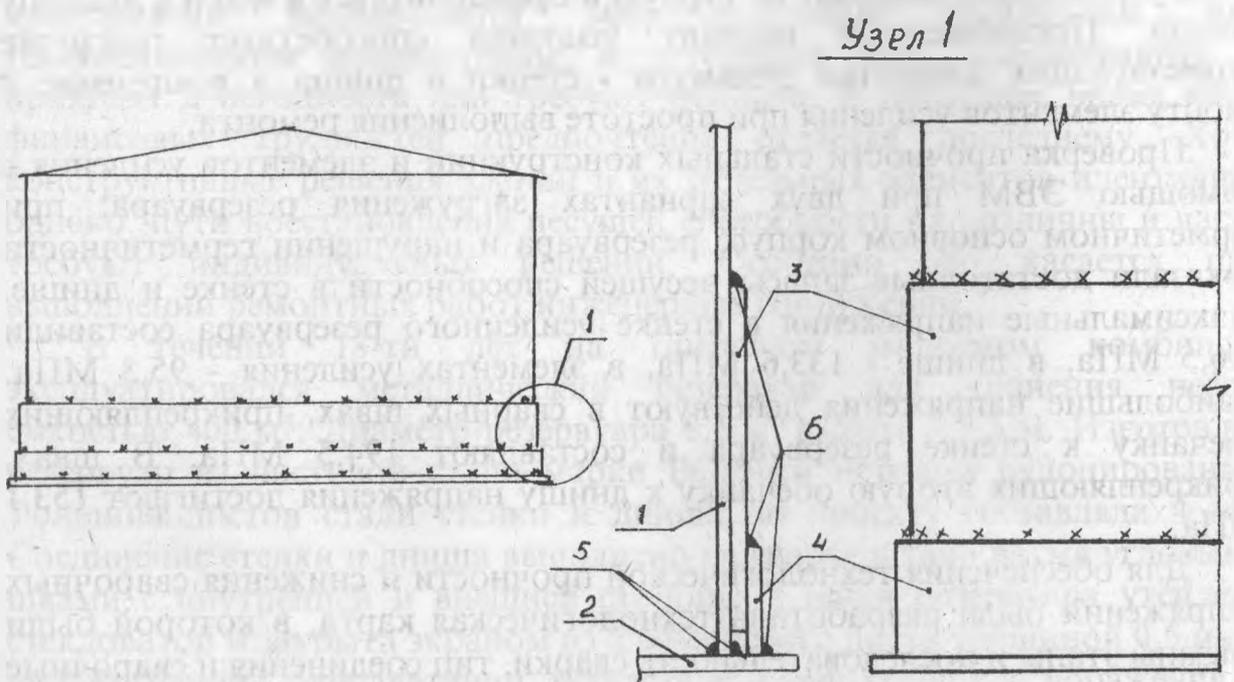


Рис.2. Усиление стенки резервуара.

- 1-стенка; 2-дно; 3-первое кольцо обечайки;
 4-второе кольцо обечайки; б-существующие сварные швы;
 6-сварные швы усиления.

ступенчатым способом с применением выпрямителей и обратной полярности тока.

Рекомендованы мероприятия по нормальным условиям эксплуатации резервуара, заключающиеся в нанесении после выполнения работ по усилению антикоррозионной защиты металлоконструкций, восстановлении гидроизоляции, устройстве отстойки, исключающей застой дождевых и талых вод.

Приемочные испытания, а также эксплуатация резервуара в течение семи месяцев показали работоспособность и надежность принятого варианта усиления сооружения.

ТОНКОСТЕННЫЙ КОНЕЧНЫЙ ЭЛЕМЕНТ ДЛЯ РАСЧЕТА НА ЭВМ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

А. Р. Туснин

В значительном числе пространственных систем неучет кручения приводит к большим погрешностям в определении усилий и деформаций. Широко распространенные вычислительные комплексы "Ли́ра", "Га́мма", "Зе́нит" и другие учитывают только чистое кручение стержневых элементов, что имеет место лишь в железобетонных и некоторых массивных металлических конструкциях. При расчете тонкостенных стержневых систем, в которых на кручение большое влияние оказывает секториальная жесткость, требуется либо применение стержневой аппроксимации с заменой тонкостенного элемента тремя стержнями объединенными жесткими поперечниками [1], либо оболочечных конечных элементов, что значительно усложняет расчетные схемы. Поэтому разработка конечного элемента для расчета тонкостенных стержневых конструкций представляет определенный практический интерес.

Прикладная теория расчета тонкостенных элементов с открытым профилем известна достаточно давно [2] и имеет хорошее экспериментальное подтверждение. На основе этой теории разработан метод перемещений для тонкостенных конструкций [3], примененный при решении ряда простых задач. Основные положения метода перемещений можно эффективно использовать для численного расчета сложных пространственных стержневых систем.

Тонкостенный конечный элемент (ТКЭ) обладает 14 степенями свободы (рис.1). В каждом узле в общем случае возникают три линейных, три угловых перемещения и депланация. Знаки линейных и угловых перемещений общепринятые, депланация считается положительной, если при взгляде вдоль плеча депланации ближайшая к наблюдателю полка поворачивается по часовой стрелке. С каждым стержнем связана местная

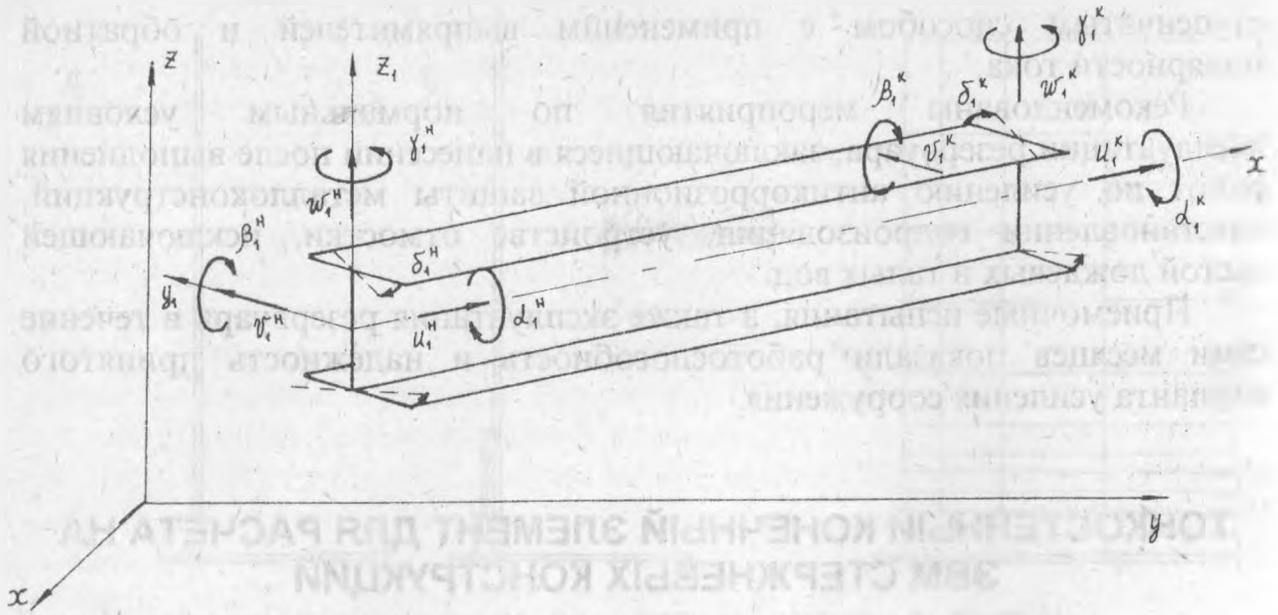


Рис.1. Тонкостенный конечный элемент.

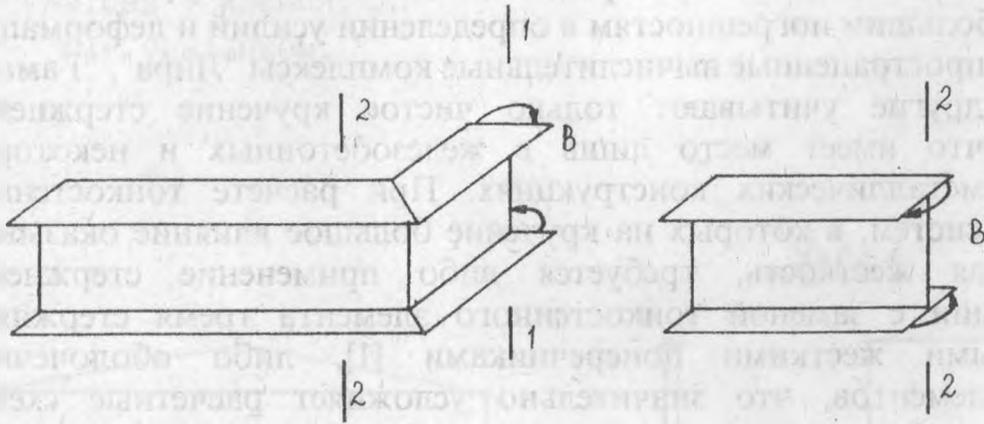


Рис.2. Распределение усилий в узле первого типа.

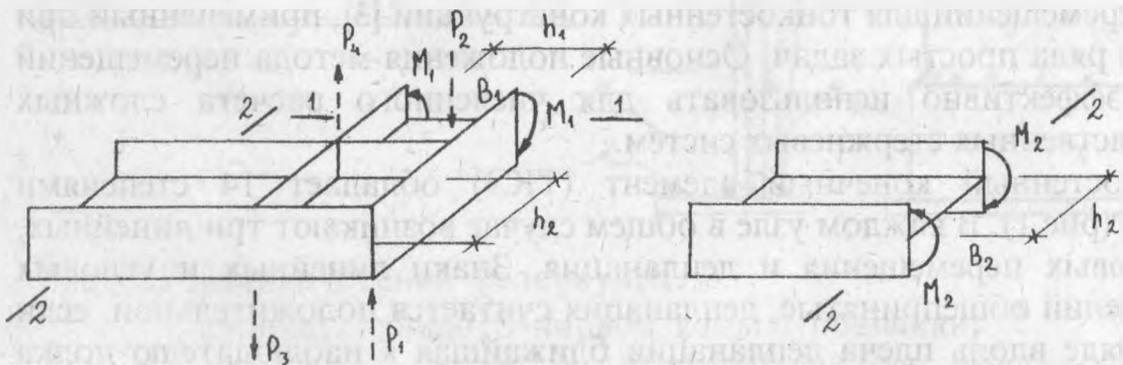


Рис.3. Распределение усилий в узле второго типа.

система координат (оси x_1, y_1, z_1) произвольно ориентированная относительно общей системы (оси x, y, z). Системы координат правые.

Обозначим через EA продольную жесткость, Ey изгибную жесткость относительно оси y_1 , Ez изгибную жесткость относительно оси z_1 , Gt жесткость на чистое кручение, Ew секториальную жесткость, l длину элемента. Тогда матрица жесткости в местной системе координат будет иметь вид представленный в таблице 1.

Переход к матрице жесткости в глобальной системе координат осуществляется традиционно с использованием матрицы преобразования координат, имеющей вид:

$$T = \begin{vmatrix} C & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & d_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & d_k \end{vmatrix}, \text{ где } C = \begin{vmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{vmatrix} \text{ матрица направляющих косинусов:}$$

l_1, m_1, n_1 - направляющие косинусы оси x_1 ; l_2, m_2, n_2 - направляющие косинусы оси y_1 ; l_3, m_3, n_3 - направляющие косинусы оси z_1 ; d_n и d_k коэффициенты преобразования депланации соответственно начала и конца элемента равные 1 или -1 в зависимости от типа соединения элементов друг с другом.

Рассмотрим два наиболее распространенных способа сопряжения тонкостенных элементов (рис.2, 3). В узле первого типа изгибнокрутящие бимоменты в элементах совпадают как по величине, так и по знаку. Пусть в сечении 1-1 (рис.2) действует положительный бимомент, тогда из условия равновесия в сечении 2-2 возникает равный ему по величине и знаку бимомент. Поэтому в узлах первого типа d_n и d_k равны 1.

В узлах второго типа картина иная. Пусть в сечении 1-1 (рис.3) действует положительный бимомент V_1 . Его можно заменить сосредоточенными силами P_1, P_2, P_3, P_4 , равными по величине P . Значение P определяется так. Сначала находится изгибающий момент в полке в сечении 1-1: $M_1 = V_1/h_1$, где h_1 высота элемента в сечении 1-1. Затем определяется величина $P = M_1/h_2 = V_1/(h_1 h_2)$, где h_2 высота элемента в сечении 2-2. Пары сил P_1, P_2, P_3, P_4 образуют изгибающие моменты M_2 , действующие в полках в сечении 2-2: $M_2 = P h_1 = V_1/h_2$. Два равных по величине противоположно направленных момента образуют на плече h_2

Таблица 1

	u_1^H	v_1^H	w_1^H	α_1^H	β_1^H	γ_1^H	δ_1^H	u_1^K	v_1^K	w_1^K	α_1^K	β_1^K	γ_1^K	δ_1^K
u_1^H	$\frac{EA}{l}$	0	0	0	0	0	0	$-\frac{EA}{l}$	0	0	0	0	0	0
v_1^H		$\frac{12Ez}{l^3}$	0	0	0	$\frac{6Ez}{l^2}$	0	0	$-\frac{12Ez}{l^3}$	0	0	0	$\frac{6Ez}{l^2}$	0
w_1^H			$\frac{12Ey}{l^3}$	0	$-\frac{6Ey}{l^2}$	0	0	0	0	$-\frac{12Ey}{l^3}$	0	$-\frac{6Ey}{l^2}$	0	0
α_1^H				$\frac{\lambda E\omega}{l^3}$	0	0	$\frac{\alpha E\omega}{l^2}$	0	0	0	$-\frac{\lambda E\omega}{l^3}$	0	0	$\frac{\alpha E\omega}{l^2}$
β_1^H					$\frac{4Ey}{l}$	0	0	0	0	$-\frac{6Ey}{l^2}$	0	$\frac{2Ey}{l}$	0	0
γ_1^H						$\frac{4Ez}{l}$	0	0	$-\frac{6Ez}{l^2}$	0	0	0	$\frac{2Ez}{l}$	0
δ_1^H							$\frac{\mu E\omega}{l}$	0	0	0	$-\frac{\alpha E\omega}{l^2}$	0	0	$\frac{\gamma E\omega}{l}$
u_1^K								$\frac{EA}{l}$	0	0	0	0	0	0
v_1^K									$\frac{12Ez}{l^3}$	0	0	0	$-\frac{6Ez}{l^2}$	0
w_1^K										$\frac{12Ey}{l^3}$	0	$\frac{6Ey}{l^2}$	0	0
α_1^K											$\frac{\lambda E\omega}{l^3}$	0	0	$-\frac{\alpha E\omega}{l^2}$
β_1^K												$\frac{4Ey}{l}$	0	0
γ_1^K													$\frac{4Ez}{l}$	0
δ_1^K														$\frac{\mu E\omega}{l}$

Симметрично относительно
главной диагонали

В таблице 1:

$$\alpha = \frac{k^2 l^2 (\operatorname{ch}(kl) - 1)}{kl \operatorname{sh}(kl) - 2 \operatorname{ch}(kl) + 2}; \quad \gamma = \frac{kl (\operatorname{sh}(kl) - kl)}{kl \operatorname{sh}(kl) - 2 \operatorname{ch}(kl) + 2};$$

$$\lambda = \frac{k^3 l^3 \operatorname{sh}(kl)}{kl \operatorname{sh}(kl) - 2 \operatorname{ch}(kl) + 2}; \quad \mu = \frac{kl (kl \operatorname{ch}(kl) - \operatorname{sh}(kl))}{kl \operatorname{sh}(kl) - 2 \operatorname{ch}(kl) + 2};$$

$$\text{при } k = \sqrt{(Gt/E\omega)}$$

отрицательный (при взгляде вдоль плеча ближайший момент направ лен против часовой стрелки) бимомент $B_2=M_2 h_2=B_1$. Таким образом в элементах соединенных узлом второго типа действуют равные по величине противоположные по знаку бимоменты. Для учета этого у одного из элементов dn , если в узле находится начало элемента, или dk , если в узле находится его конец, должны быть равны -1. Значения dn или dk в узле для второго элемента равны 1.

Возможность использования предложенного конечного элемента подтверждена решением ряда тестовых задач. Рассмотрим результаты расчета двух простых систем (таблица 2). Первая конструкция представляет собой Г-образную прямоугольную раму, расположенную в горизонтальной плоскости XOY, выполненную из стального двутавра 30Ш3 по ГОСТ 26020-83, с соединением элементов длиной 6 м узлом первого типа, в начале координат рама жестко заделана, а на свободном конце загружена моментами $M_x=M_y=M_z=-10$ кН м. Вторая рама отличается от первой применением узла второго типа и острого угла 30о в плоскости XOY между элементами. Сопоставлялось два способа расчета: с использованием ТКЭ по программе, разработанной автором на языке Turbo-Basic, и метода стержневой аппроксимации [1] с применением вычислительного комплекса "Лира".

Перемещения свободного конца рамы

Таблица 2

Перемещения	Первая рама		Вторая рама	
	ТКЭ	Лира	ТКЭ	Лира
u, м	0,1283	0,1283	0,0092	0,0091
v, м	-0,0428	-0,0428	0,0098	0,0097
w, м	-5,4488	-5,6891	-2,5855	-2,5327
a, рад	-0,9102	-0,9502	-1,2713	-1,2366
b, рад	-1,1497	-1,1520	0,2169	0,2043
g, рад	-0,0285	-0,3060	-0,0041	-0,0041
d, рад/м	-0,1916	-0,1916	0,0712	0,0712

На основании данных таблицы 2 можно сделать вывод о хорошем соответствии результатов полученных разными способами и возможности использования ТКЭ для расчета конструкций из тонкостенных элементов с открытым профилем.

При составлении расчетных схем с использованием ТКЭ следует большое внимание уделять узловым соединениям элементов, т.к. в реальных конструкциях в узлах возможны эксцентриситеты, связи или шарниры. Необходимо следить за правильным заданием внешних бимоментов, действующих на систему от изгибающих моментов и продольных сил.

Литература

1. Деменев М.Г. Разработка конструкций покрытий с применением мембранных панелей // Автореф. дис. канд. техн. наук.- М., 1990. -24 с.
2. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни.- М.:Стройиздат, 1940.
3. Бычков Д.В. Расчет балочных и рамных систем из тонкостенных элементов. -М.: Стройиздат, 1948. -208 с.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ С УЧЕТОМ НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА В АРМАТУРЕ

В. Н. Малиновский, К. А. Зинов

В изгибаемых элементах в наклонном сечении, проходящем по наклонной трещине и бетону над ее вершиной, в общем случае, действуют: продольная N_b и поперечная Q_b составляющая сил в бетоне, продольная Q_{sw} и поперечная в ортогональной Q_s^{sw} и наклонной $Q_s^{s,inc}$ составляющие в поперечной арматуре (хомутах и отгибах), продольная N_s и поперечная Q_s^{long} составляющая сил в продольной арматуре. Учет всех факторов, влияющих на несущую способность по наклонному сечению, встречает трудности, поэтому для практических расчетов нормы [1] используют приближенные приемы и методы, учитывающие действие только трех составляющих Q_b , Q_{sw} , Q_s^{inc} . При этом, действительная несущая способность, зачастую, для балок с однозначной эпюрой моментов в зоне среза завышена, а с двухзначной - занижена.

Исследования последних лет, в том числе [2, 3], доказывают необходимость учета в работе на действие поперечных сил четвертого фактора - т.н. "нагельных сил в арматуре" (Q_s). В работе, на основании проведенных исследований, предлагается методика учета нагельных сил Q_s в определении несущей способности по поперечной силе в балках с однозначной и двухзначной эпюрами изгибающих моментов в зоне среза.

Исследования проводились на балках прямоугольного сечения, без поперечного армирования, но с наличием продольной ненапрягаемой рабочей арматуры, расположенной в верхней и нижней зонах (тип 1) и предварительно напряженных с прямолинейной и отогнутой арматурой (тип 2). Балки первого типа испытывались со знакопеременной (рис. 1а), а второго типа с однозначной (рис. 1б) эпюрами изгибающих моментов в зоне среза. Кроме того в экспериментах на балках первого типа [4] варьировались количество арматурных стержней при постоянном проценте армирования, а также соотношение опорного и пролетных моментов (M_{sup}/M_{sp}) и величина относительного пролета среза ($\alpha\sqrt{h_0}$).

Установлено, что для балок со знакопеременной эпюрой моментов при $|M_{sup}/M_{sp}| > 0.25$ характерно неустойчивое развитие наклонных трещин (НТ) и сдвиговая форма перемещения частей балки, при которых НТ выходит своими вершинами на нижнюю и верхнюю грани балки,

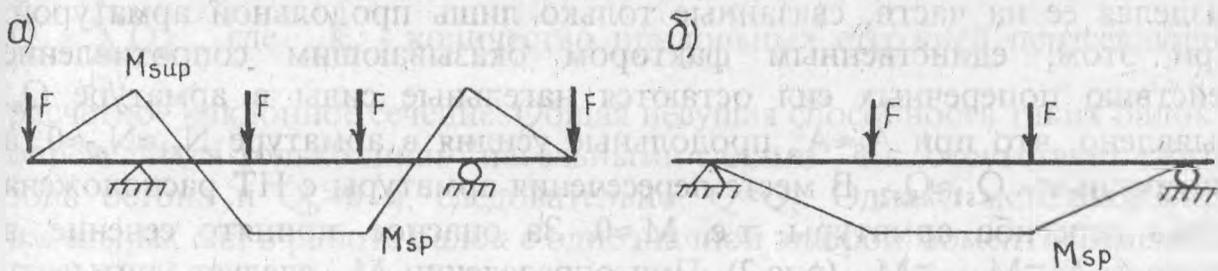


Рис.1. Расчетные схемы испытания балок:
 а) со знакопеременной эпюрой изгибающих моментов,
 б) с однозначной эпюрой изгибающих моментов.

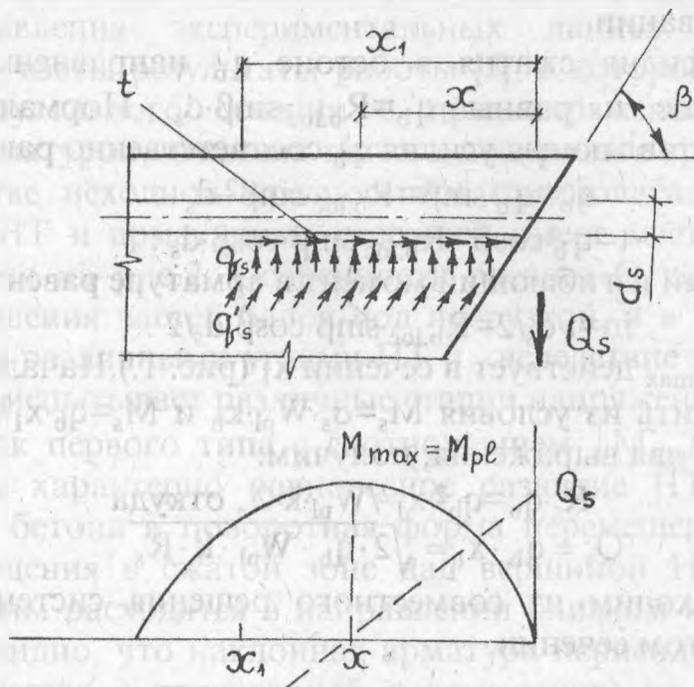


Рис.2. Расчетная схема для определения Q_s

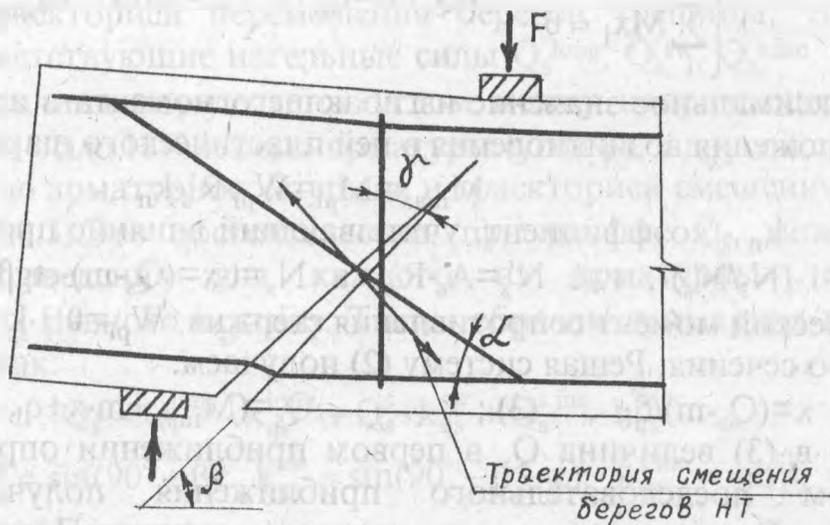


Рис.3. Расчетная схема к балкам второго типа.

разделяя ее на части, связанные только лишь продольной арматурой. При этом, единственным фактором оказывающим сопротивление действию поперечных сил остаются нагельные силы в арматуре Q_s . Выявлено, что при $A_s \approx A'_s$ продольные усилия в арматуре $N_{s1} \approx N_{s2} \approx 0$, а поперечные - $Q_{s1} \approx Q_{s2}$. В месте пересечения арматуры с НТ расположена точка перегиба арматуры, т.е. $M_s \approx 0$. За опасное, принято сечение, в котором $M = M_{\max} = M_{pl}$ (рис.2). При определении M_{pl} следует учитывать продольное усилие N_s и касательную составляющую t отпора бетона, которая создает распределенный изгибающий момент в арматуре m . Арматурный стержень рассматриваем, как упруго-пластическую балку на пластическом основании.

Реактивные усилия сжатия в бетоне q'_b направлены параллельно наклонной трещине и равны $q'_b = R_{b,loc} \cdot \sin\beta \cdot d_s$. Нормальная (q_b) и, касательная (t), составляющая усилия q'_b соответственно равны:

$$q_b = q'_b \cdot \sin\beta = R_{b,loc} \cdot \sin^2\beta \cdot d_s$$

$$t = q'_b \cdot \cos\beta = R_{b,loc} \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta \cdot d_s .$$

Распределенный изгибающий момент в арматуре равен:

$$m = t \cdot d_s / 2 = R_{b,loc} \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta \cdot d_s^2 / 2 .$$

Без учета m M_{\max} действует в сечении x_1 (рис. 1.). Начальное значение Q'_s можно определить из условия $M_s = \sigma_s \cdot W_{pl} \cdot k_n$ и $M_s = q_b \cdot x_1^2 / 2$. Полагая $\sigma_s = R'_s$, и, приравняв два выражения, получим:

$$R'_s \cdot q_b = q_b^2 \cdot x_1^2 / W_{pl} \cdot k \cdot 2 , \text{ откуда}$$

$$Q'_s = q_b \cdot x_1 = \sqrt{2 \cdot q_b \cdot W_{pl} \cdot k \cdot R'_s} . \quad (1)$$

Сечение x находим из совместного решения системы уравнений равновесия сил в этом сечении.

$$\begin{cases} \sum_i^n x_i = 0 \\ \sum_i^n Mx_i = 0 \end{cases} \begin{cases} q_b \cdot x + m - Q_s = 0 \\ Q_s \cdot x - q_b \cdot x^2 / 2 - m \cdot x - M_{\max} = 0 \end{cases} \quad (2)$$

Максимальное значение изгибающего момента в арматуре находим из предложения возникновения в ней пластического шарнира:

$$M_{\max} = M_{pl} = W_{pl} \cdot R'_s \cdot k_n ,$$

где k_n - коэффициент, учитывающий влияние продольного усилия N_s , $k_n = 1 - (N_s / N'_s)^2$, где $N'_s = A_s \cdot R'_s$, а $N_s = t \cdot x = (Q_s - m) \cdot \text{ctg}\beta$; W_{pl} - упруго-пластический момент сопротивления стержня, $W_{pl} = 0.1 \cdot k \cdot d_s^2$, где $k = 2.0$ для круглого сечения. Решая систему (2) получаем:

$$x = (Q_s - m) / q_b , \quad (3) ; \quad Q_s = (M_{\max} + m \cdot x + q_b \cdot x^2 / 2) / x , \quad (4)$$

где в (3) величина Q_s в первом приближении определяется по (1). Методом последовательного приближения получаем предельное значение Q_{si} для i - го арматурного стержня. Предельное значение нагельной силы для изгибаемого элемента определится как сумма

$Q_s = \sum_{i=1}^{k_s} Q_{si}$, где k_s - количество продольных стержней пересекающих

расчетное наклонное сечение. Общая несущая способность таких балок Q определяется только лишь "нагельными силами", т.к. отсутствует сжатая зона бетона и $Q_b=0$ и, следовательно, $Q=Q_s$. Однако методика учета нагельных сил в работе балок с однозначной эпюрой моментов имеющих продольную, поперечную ортогональную и отогнутую арматуру пока оставалась неопробованной автором работы [4].

В порядке дальнейшего развития идей, в настоящей статье предлагается возможный подход к учету "нагельных сил" в этих балках. Для сопоставления экспериментальных данных и теоретических предпосылок, взяты результаты работы [5], в которой автор исследовал балки прямоугольного сечения с преднапряженной продольной и отогнутой арматурой, имевших также и поперечное армирование.

В качестве исходной предпосылки предполагается, что в местах пересечения НТ и арматурных стержней имеет место расчетная схема представленная на рис.2. Особенность расчета Q_s заключается в иной схеме перемещения частей балок под нагрузкой, и в том, что арматура, пересекая под различными углами НТ и , вследствие различной ширины ее раскрытия испытывает различные стадии напряженного состояния.

Для балок первого типа с соотношением $|M_{sup}/M_{sp}| \leq 0.25$ и балок второго типа характерно равновесное развитие НТ с выходом их в сжатую зону бетона и поворотная форма перемещения частей балки с центром вращения в сжатой зоне над вершиной НТ. В этом случае, берега трещины расходятся в направлении близком к перпендикуляру к оси НТ. Очевидно, что наклонная арматура перпендикулярна к оси НТ (т.е. совпадающая с траекторией перемещения) не будет испытывать "нагельного эффекта" и $Q_s=0$. Но, так как оси продольной и поперечной арматуры, а в общем случае и отогнутой (наклонной) арматуры, не совпадают с траекторией перемещения берегов трещины, то в них возникают соответствующие нагельные силы Q_s^{long} , Q_s^{sw} , $Q_s^{s.inc}$. С одной стороны, их величина определяется углом между направлением $\sigma_{m.com}$ (или практически осью НТ) и осью арматуры (угол β), с другой стороны - углом между осью арматурного стержня и траекторией смещения берегов НТ (угол γ) (рис.3). Это обстоятельство, при расчете Q_s , может быть учтено путем введения для каждого из арматурных стержней коэффициента k_{qs} равного $k_{qs} = \sin\gamma$. Таким образом суммарная величина Q_s определится как:

$$Q_s = Q_s^{long} \cdot k_{qs}^{long} + Q_s^s \cdot k_{qs}^{sw} + Q_s^{s.inc} \cdot k_{qs}^{s.inc},$$

где $k_{qs}^{long} = \sin(90^\circ - \beta)$; $k_{qs}^{sw} = \sin(90^\circ - \beta - \alpha)$; $k_{qs}^{s.inc} = \sin\beta$; α - угол наклона отогнутой арматуры.

Для практических расчетов угол β может быть определен из тангенса отношения рабочей высоты h_0 к длине проекции наклонной трещины c_0 , определяемой по СНиП 2.03.01-84.

Нами был произведен расчет по предлагаемой методике балок, испытанных с однозначной и двузначной эпюрой изгибающих моментов (табл.1).

Таблица 1

Марка балки	Тип балки	Q по нормам СНиП	Q_s	Q_{fail}	Q/ Q_{fail} по СНиП	Q/ Q_{fail} с учетом Q_s
КД-5	1	119.7	91.0	101.2	1.18	0.93
КД-7	1	96.7	73.9	80.6	1.20	0.94
КД-15	1	123.7	91.9	99.8	1.24	0.94
БОУ	2	146.6	46.4	160.0	0.91	1.20
БП-111	2	92.9	45.3	130.0	0.71	1.06

Как видно из таблицы 1, расчет с учетом "нагельных сил" Q_s , возникающих в арматуре, дает результат в целом более согласующийся с экспериментом. Некоторое превышение расчетной несущей способности балки БОУ по сравнению с фактической можно объяснить невозможностью достаточно точного определения угла наклона НТ в связи с наличием множества нормальных и наклонных трещин в нижней части зоны среза.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
2. Яромич Н.Н., Зинов К.А. Об особенностях работы изгибаемых элементов с двузначной эпюрой моментов // Тезисы докладов XII конференции молодых ученых и специалистов Прибалтики и Белорусии по проблемам строительных материалов и конструкций. 31 января - 2 февраля 1984 г. / РПИ. - Рига, 1984. - с. 71-72.
3. Залесов А.С., Зиганшин Х.А. исследование прочности по наклонным сечениям элементов с двузначной эпюрой изгибающих моментов // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии нагрузки различной длительности: Сборник научных трудов / НИИЖБ Госстроя СССР. - М., 1980. - с. 55-65.
4. Зинов К.А. Прочность железобетонных балок без поперечного армирования с двузначной эпюрой изгибающих моментов / Автореферат дис. ...к.т.н. / ЛПИ. - Л. - 1988. 24с.
5. Малиновский В.И. Сопротивление предварительно напряженных железобетонных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой.

ПОВЫШЕНИЕ ОДНОРОДНОСТИ ПЕНОПЛАСТА В СЛОИСТОЙ ПАНЕЛИ

В.И.Никитин

Изготовление многослойных конструкций с утеплителем из заливочных пенопластов является сложным процессом, требующим учета и взаимоувязки комплекса технологических и кинетических параметров, описывающих особенности явлений, составляющих данный технологический процесс. При этом важнейшим показателем качества изделий может являться перепад плотности утеплителя по его объему. Чем меньше величина этого перепада, тем более равномерно распределена масса пенопласта, следовательно, более однородными будут его физикомеханические показатели, что в свою очередь предопределяет эксплуатационную надежность слоистой конструкции.

Перепад плотности утеплителя из заливочных пенопластов в значительной мере зависит от характера распределения композиции в полости изделия к началу ее вспенивания. При изготовлении слоистых панелей нужно стремиться к тому, чтобы перед реакцией пенообразования композиция быстро и равномерно покрывала поверхность нижней обшивки панели. В этом случае обеспечивается практически одинаковая толщина слоя поднимающейся пены и одновременно соприкосновение поверхности пены со всей поверхностью верхней обшивки, что сводит к минимуму перемещения пеномассы относительно обшивок, способствует равномерному распределению избыточного давления в объеме формируемого слоя пенопласта и образованию однородной ячеистой структуры, а также улучшает адгезионные характеристики.

На практике необходимого характера распределения композиции в полости утепляемой конструкции добиться довольно сложно. Прежде всего это относится к стендовому способу производства слоистых панелей, когда подача заливочной композиции осуществляется периодически в закрытые формы через технологические отверстия, расположенные по длинным или коротким сторонам бортовой оснастки. Ошибки при выборе количества и шага таких отверстий приводят к большим перепадам плотности пенопласта. Так, при подаче фенольной заливочной композиции в каркас панели длиной 7,2 м через отверстия, расположенные в продольном торце каркаса, перепад плотности утеплителя по длине панели доходил до 250 кг/м^3 . Визуальная оценка качества заполнения этих панелей показала, что при такой заливке часто наблюдается неполное заполнение полости панели, так как движущиеся навстречу друг другу фронты пеномассы не смыкаются из-за значительного расстояния между технологическими отверстиями. Установлено (1), что при подаче композиции в данную панель через

четыре отверстия качество заполнения полости панели улучшилось, а перепад плотности пенопласта снизился и не превышал 50 кг/м^3 .

В каждом конкретном случае необходимое количество технологических отверстий нужно определять в зависимости от свойств заливочных композиций и материалов обшивок панели, конструктивных особенностей утепляемой полости и применяемых заливочных устройств. При решении этой задачи важную роль играют знания о кинетике процесса растекания высоковязких вспенивающихся полимерных композиций по твердой поверхности.

Типичные кривые изменения диаметра больших капель пенополиуретановой композиции, растекающихся по твердой горизонтальной поверхности показаны на рис. 1. Исходная температура композиции составляла 30°C , а подложки - 22°C . Из рис. 1 видно, что нарастание диаметра капель прекращается раньше достижения момента статического равновесия. Незавершенность (ограниченность) процесса свободного растекания композиции объясняется наступлением реакций пено- и гелеобразования, с которыми связано резкое нарастание вязкости композиции и образование полимерной пеноструктуры. Наступление этих реакций от начала смешивания компонентов композиции характеризуется временем индукционного периода и временем гелеобразования.

Расчетами было установлено, что чем больше ее толщина, соответствующая максимальному диаметру растекания, и, следовательно, незавершеннее процесс растекания. Отметим, что если бы капли одинаковой жидкости имели возможность свободно растекаться в изотермическом режиме до момента статического равновесия, то к этому моменту они бы имели одинаковую толщину. О степени незавершенности процесса растекания капель композиции можно судить по соотношению между значениями максимальных диаметров растекания капли в условиях свободного и ограниченного растекания. Для упомянутой полиуретановой композиции на рис. 2 показана зависимость максимального диаметра растекания капли от ее массы при ограниченном (эмпирическая кривая 1) и свободном (кривая 2) растекании. Кривая 2 построена с помощью формулы [2]

$$D_m = \sqrt[4]{8m^2 g / \sigma \rho^2 (1 - \cos \Theta)}, \quad (1)$$

где m - масса капли; g - ускорение свободного падения; σ - удельная поверхностная энергия композиции; ρ - ее плотность; Θ - краевой угол смачивания. В рассмотренном случае имели: $\sigma = 0,028 \text{ Н/м}$; $\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$; $\theta = 67^\circ$.

Оказалось, что с увеличением m величина отношения диаметров свободного и ограниченного растекания растет и при $m = 1,6 \text{ кг}$ составляет 1,44. Для фенольных композиций величина этого отношения значительно больше. Рассмотренный случай растекания жидкости

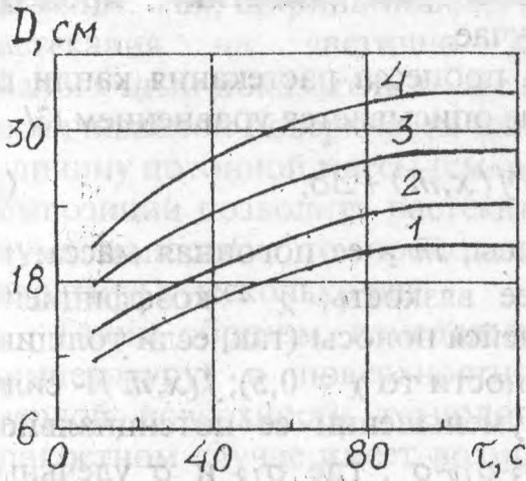


Рис. 1. Изменение диаметра каплей различной массы в процессе растекания
 1- $m = 65$ г, 2- $m = 108$ г,
 3- $m = 147$ г, 4- $m = 190$ г

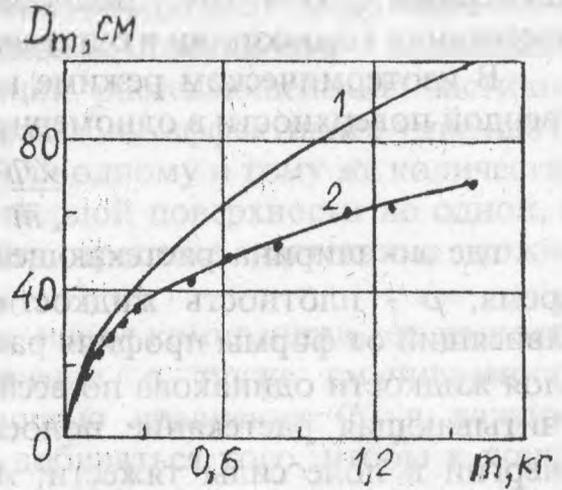


Рис. 2. Зависимость максимального диаметра капли от её массы при свободном (1) и ограниченном (2) растекании

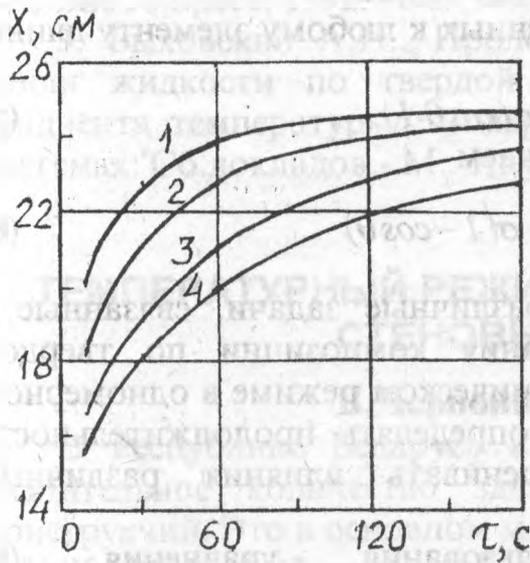


Рис. 3. Зависимость ширины полосы композиции с погонной массой 1,2 кг/м от её вязкости в процессе растекания
 1- $\eta = 1$ Па·с, 2- $\eta = 2$ Па·с,
 3- $\eta = 4$ Па·с, 4- $\eta = 6$ Па·с

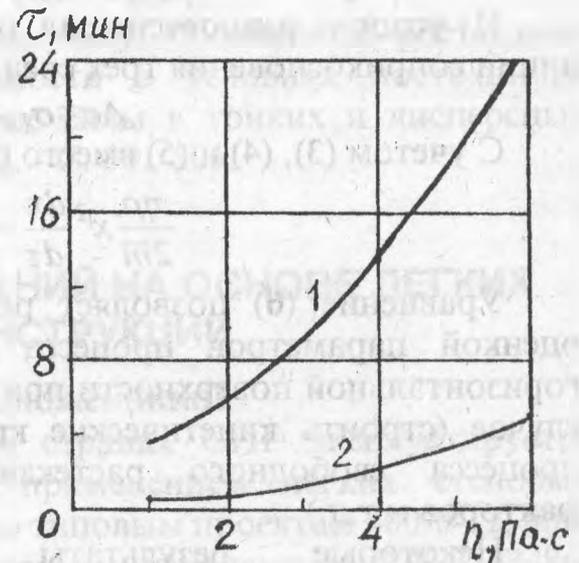


Рис. 4. Зависимость продолжительности растекания полосы композиции от её погонной массы и вязкости
 1- $\bar{m} = 1,2$ кг/м,
 2- $\bar{m} = 0,6$ кг/м

является двумерным. На практике обычно имеет место одномерный случай растекания жидкости, который протекает медленнее, чем двумерный. Поэтому подробнее рассмотрим кинетику процесса растекания композиции в одномерном случае.

В изотермическом режиме кинетика процесса растекания капли по твердой поверхности в одномерном случае описывается уравнением [3/

$$\frac{\chi \eta \rho}{\bar{m}} x^2 \frac{dx}{d\tau} = f(x, \bar{m}) + \Delta\sigma, \quad (2)$$

где x - ширина растекающейся полосы; \bar{m} - ее погонная масса; τ - время; ρ - плотность жидкости; η - ее вязкость; χ - коэффициент, зависящий от формы профиля растекающейся полосы (так, если толщина слоя жидкости одинакова по всей поверхности то $\chi = 0,5$); $f(x, \bar{m})$ - сила, учитывающая растекание полосы при уменьшении ее потенциальной энергии в поле силы тяжести; $\Delta\sigma = \sigma_{13} - \sigma_{12} - \sigma$, где σ_{13} и σ удельные поверхностные энергии твердого тела и жидкости; σ_{12} - удельная межфазная энергия на границе твердая подложка - жидкость.

Для реальных значений \bar{m} можно полагать, что толщина растекающейся полосы постоянна ($\chi = 0,5$) и равна

$$y = \bar{m} / \chi \rho \quad (3)$$

При завершении свободного растекания полосы суммарное давление в ней равно нулю

$$\rho g y / 2 + \Delta\sigma / y = 0 \text{ или } \rho g y^2 / 2 + \Delta\sigma = 0 \quad (4)$$

Из условия равновесия сил, приложенных к любому элементу длины линии соприкосновения трех сред, имеем

$$\Delta\sigma = \sigma_{13} - \sigma_{12} - \sigma = \sigma(\cos\theta - 1) \quad (5)$$

С учетом (3), (4) и (5) вместо (2) получаем

$$\frac{\eta \rho}{2\bar{m}} x^2 \frac{dx}{d\tau} = \frac{g\bar{m}^2}{2\rho x^2} - \sigma(1 - \cos\theta) \quad (6)$$

Уравнение (6) позволяет решать различные задачи, связанные с оценкой параметров процесса растекания композиции по твердой горизонтальной поверхности при изотермическом режиме в одномерном случае (строить кинетические кривые, определять продолжительность процесса свободного растекания, оценивать влияния различных факторов и т.д.).

Некоторые результаты использования уравнения (6) проиллюстрированы на рис. 3 и 4. На рис. 3. видно, что с увеличением вязкости композиции процесс ее растекания протекает медленнее и завершается позднее. Данный вычислительный эксперимент был выполнен при $\Delta\sigma = \sigma(1 - \cos\theta) = 0,1$. Поскольку на практике коэффициент поверхностного натяжения для заливочных полимерных композиций обычно не превышает $\sigma = 0,08$ Н/м, то твердая поверхность, на которой выполняется эксперимент, является частично несмачиваемой. Если бы

твердая поверхность была частично смачиваемой, то кривые растекания (см.рис. 3), построенные в той же системе координат, прошли бы выше. Так, ширина полосы композиции вязкостью $\eta = 1 \text{ Па}\cdot\text{с}$ через 200 с растекания на частично смачиваемой поверхности превышает аналогичный показатель той же композиции, растекающейся на частично несмачиваемой поверхности в полтора раза. Еще эффективнее уменьшать величину погонной массы (см. рис. 4). Если одному и тому же количеству композиции позволить растекаться на твердой поверхности не одной, а двумя полосами, то продолжительность процесса растекания можно сократить в несколько раз.

Таким образом, изменяя погонную массу композиции, ее вязкость (температуру) и поверхностное натяжение, а также смачиваемость твердой поверхности технолог с помощью уравнения (6) в каждом конкретном случае имеет возможность добиваться того, чтобы к концу индукционного периода (начало вспенивания) процесс растекания композиции был завершен.

Литература

1. Артюшина А.А., Гурьев В.В., Ким Т.И., Груздев И.В. Влияние технологии изготовления на плотность фенольного пенопласта в напели // Пластические массы. - 1989.- № 2. - С. 58-59
2. Никитин В.И. Математическое моделирование и ЭВМ: Учебное пособие. - Брест, 1992. 70 с.
3. Быховский А.И., Пролесковская А.Ю. О кинетике растекания капли жидкости по твердой поверхности в условиях постоянного градиента температуры// Поверхностные силы в тонких и дисперсных системах: Сб.докладов.- М.: Наука, 1972. - С. 301-306.

ТЕМПЕРАТУРНЫЙ РЕЖИМ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ ЛЕГКИХ СТЕНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В.Черноиван, Н.Сложеникина

В Республике Беларусь и других странах СНГ эксплуатируется значительное количество зданий с применением легких стеновых конструкций. Это в основном модули по типовым проектам 400-0-12, 400-0-20.83, 400-0-21.83 с трехслойными стеновыми панелями по ГОСТ 23486-79 со стальными обшивками и средним слоем из заливочных композиций.

Ввиду высокой технологичности изготовления и монтажа наибольшее применение нашли панели заводского изготовления с обшивками из профилированной стали и средним слоем из заливочного пенопласта марки "SYSPUR SH4055" (панели типа "сэндвич").

Из трехслойных панелей типа "сэндвич" выполняется наружное ограждение отапливаемых зданий следующего назначения: производственные, складские, общественные, спортивные и др., а также холодильные камеры. В зданиях со стеновым ограждением из панелей типа "сэндвич" в основном применяется вертикальная разрезка стен с креплением их к горизонтально расположенным ригелям. Ригеля, как правило, выполняются из металлических профилей. Крепление стеновых панелей к ригелям выполняется на болтах диаметром 8...10мм.

Отличительной особенностью легкого стенового ограждения его существенная деформативность при температурных перепадах на наружной и внутренней обшивках. Проведенные натурные исследования показали, что деформации возникающие в панелях приводят к раскрытию вертикальных стыков. Установлено, что при перепаде температуры на обшивках $\Delta=27,6^{\circ}\text{C}$ величина раскрытия стыка в середине пролета панели (между ригелями) достигла 0,1мм [3]. Исследования показали, что наибольший перепад температур на обшивках панелей имеет место при максимальной интенсивности солнечной радиации, то есть при ясной солнечной погоде. Очевидно, раскрытие стыков и наличие крепежных элементов оказывает существенное влияние на теплотехнические характеристики стенового ограждения в целом.

Существующая методика расчета сопротивления теплопередаче панельных стен позволяет учесть влияние теплопроводных включений. Это достигается введением в расчеты коэффициента теплотехнической однородности "r" [1].

По выражению 11 [1], приведенное сопротивление теплопередаче панельного стенового ограждения с учетом теплопроводных включений определяется:

$$R=R_0 \cdot r, \quad (1)$$

R_0 - сопротивление теплопередаче панельных стен (рассчитаное по выражению 4 [1] без учета теплопроводных включений);

r - коэффициент теплотехнической однородности.

Для определения фактической величины "r", согласно [4], было использовано выражение:

$$r = \frac{(\tau_{в.ср} - \tau_{н.ср}) \cdot (t_{в} - \tau_{в})}{(t_{в} - \tau_{в.ср}) \cdot (\tau_{в} - \tau_{н})}, \quad (2)$$

$\tau_{в}$ и $\tau_{н}$ - соответственно температура на глади внутренней и наружной обшивок,

$t_{в}$ - температура внутреннего воздуха.

$\tau_{в.ср}$ и $\tau_{н.ср}$ - соответственно средняя температура внутренней и наружной обшивок (с учетом теплопроводных включений),

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{\sum \tau_i \cdot X \cdot Y}{X \cdot Y} \quad (3),$$

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{\sum \tau_i \cdot X \cdot Y \cdot Z}{X \cdot Y \cdot Z} \quad (4)$$

τ_i - температура на участке теплопроводного включения,
 X, Y, Z - величина зоны теплопроводного включения по оси X, Y, Z соответственно.

Для определения значений $\tau_{\text{в.ср}}$ и $\tau_{\text{н.ср}}$ необходимо знать характер распределения температурного поля на наружной и внутренней обшивках панели и площади зон теплопроводных включений. При наличии этих данных можно произвести подсчет средней температуры обшивки с учетом теплопроводных включений. В случае двухмерного температурного поля расчет ведется согласно выражения 3, трехмерного температурного поля - согласно выражения 4.

Для определения фактических значений $\tau_{\text{в.ср}}, \tau_{\text{н.ср}}, \tau_{\text{в}}, \tau_{\text{н}}$ и $t_{\text{в}}$ были проведены натурные исследования на объектах города Бреста. Исследования проводились в течение года.

Основной задачей исследований было изучение характера распределения температурного поля на наружной и внутренней обшивках панелей стенового ограждения.

Для измерения температур на обшивках панелей использовались термомпары и термошуп, в качестве чувствительного элемента которых использовались медь-константные элементы. Измерение ЭДС термомпары осуществлялось переносным потенциометром марки ПП-63. В качестве нулевой точки использовался сосуд Дьюара со смесью талой воды и льда. Измерения температуры наружного и внутреннего воздуха, осуществлялись ртутным термометром ТО-6 (ГОСТ 215-73) с ценой деления $0,5^{\circ}\text{C}$.

Замеры температурного поля проводились в 50 точках на внутренней обшивке и в 6 точках на наружной обшивке. В результате исследований были зафиксированы изменения температурного поля в зонах стыка и крепежных болтов.

Максимальная разность температуры внутренней обшивки по глади и в зоне стыка составила $2,5^{\circ}\text{C}$ [3]. Согласно полученных экспериментальных данных выполнен расчет коэффициента теплотехнической однородности "r" по выражению 2.

Расчетом установлено, что величина "r" отличается более чем на 10% от нормативных значений не в запас сопротивлению теплопередаче ограждающей конструкции.

Анализ данных натурных исследований позволяет сделать следующие выводы:

1. Перепад температур на обшивках панелей приводит к раскрытию стыков и оказывает влияние на характер распределения температурного поля.

2. Величина температурного поля имеет тенденцию к изменению по ширине и по высоте панели. Установлено, что разница температур на обшивке панели по глади и в зоне стыка достигает 8% при $\Delta t = t_H - t_B$ не превышающем 22,2°C.

3. Наличие теплопроводных включений и раскрытие стыков приводят к снижению сопротивления теплопередаче стенового ограждения на основе трехслойных панелей типа "сэндвич". Установлено, что при перепаде температур на обшивках 26,7°C сопротивление теплопередаче снизилось почти на 10% по сравнению с данными, полученными расчетом по нормативным документам.

4. Исследованиями установлено, что снижение сопротивления теплопередаче стенового ограждения приводит к изменению температуры воздуха внутри помещения. Выявлено, что при нагреве наружных обшивок на 23°C, температура воздуха внутри помещения повысилась более чем на 4°C. Очевидно, что примененные стеновые панели толщиной 65мм не отвечают теплотехническим требованиям для регионов, расположенных на широте 55°.

Таким образом, в помещениях с легким стеновым ограждением на основе трехслойных панелей по серии 1.432-17 имеет место изменение температурного режима. Для поддержания нормируемого температурного режима в помещениях необходимы конструктивные меры по снижению деформативности легкого стенового ограждения. В настоящее время ведутся работы по реализации этой задачи.

Литература

1. СНиП 11-3-79**. Нормы проектирования. Строительная теплотехника /Госстрой СССР, 1968.

2. ГОСТ 26254-84. Здания и сооружения. Методы определения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций.

3. Проведение натуральных исследований действительной работы стенового ограждения из слоистых панелей: Брестский инженерно-строительный институт. № ГР 0189.0080409. М., 1989 - 126с.

4. Кузьмич П.М. Пути повышения эффективности наружных легких ограждающих конструкций с утеплителем из фенольных пенопластов. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. М., 1989 - 20с.

РАЗРАБОТКА КОЛОНН ДЛЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ ПОКРЫТИЕМ

Н.Казначеев, Н.Клепиков

Несмотря на то, что за последние годы наметилась тенденция к увеличению этажности гражданских и производственных зданий из-за необходимости экономного расходования земельных угодий, уменьшения площади застройки, благоустройства, сокращения инженерных и транспортных коммуникаций, однако общее количество всех промышленных, сельскохозяйственных, культурно-бытовых, спортивных, складских и т.п. зданий строятся одноэтажными и в мировой практике составляют более 85%. Для возведения которых используются в основном сборные железобетонные конструкции. Несущим каркасом одноэтажных промышленных зданий служат взаимно связанные между собой рамы, состоящие из колонн и несущих конструкций покрытия, шарнирно или жестко соединенных с колоннами. По функциональному назначению несущие конструкции одноэтажных зданий разделяются на конструкции покрытия, колонны, фундаменты, элементы фахверка, а также специальные конструкции, такие как подкрановые балки, монорельсы, которые служат для опирания транспортных устройств [1].

Анализ конструктивных решений одноэтажных зданий, таких как мастерских по ремонту сельхозтехники, спортивных залов, клубов, складских помещений, кормоцехов, молочных блоков и других вспомогательных сооружений, возводимых в сельской местности Республики Беларусь показывает, что подавляющее большинство из них строятся пролетом 9-12 м с наружными несущими стенами из кирпича. Механические мастерские по ремонту и техническому обслуживанию сельскохозяйственной техники обычно оборудуются мостовыми кранами грузоподъемностью до пяти тонн.

Строительство зданий в сельской местности с несущими кирпичными стенами требует больших трудозатрат, высокой сметной стоимости и длительного срока их возведения [2]. Поэтому проблема снижения сметной стоимости, повышения уровня сборности зданий, строящихся в сельской местности, стоит особенно остро. Для ее решения необходимо предпринимать шаги по разработке и внедрению железобетонных колонн и других ограждающих несущих конструкций с использованием которых можно разрабатывать и строить полносборные спортивные залы, механические мастерские и другие здания.

Научно-исследовательский отдел строительных конструкций НПСК "Прогресс" в течении последних десяти лет занимается разработкой, совершенствованием и внедрением прогрессивных конструктивных сборных схем с безригельным покрытием спортивных зданий и ремонтных мастерских для сельскохозяйственной техники.

Такие конструктивные схемы зданий с новыми колоннами были разработаны. Выполнены рабочие чертежи экспериментальных колонн, на Кобринском МССК изготовлены опытные образцы и испытаны в лаборатории строительных конструкций Брестского политехнического института. Образцы колонн изготавливались прямоугольного и квадратного сечения, с тремя овальными углублениями с трех сторон, а также пустотелыми по всей длине.

Варианты колонн с разветвленной капителью были рассчитаны с использованием электронного комплекса ЕС 1036 по пакету прикладных программ "Лири". Схема колонн приведена на рис.1а, б. Экспериментальные колонны изготавливались с разветвленными оголовками, одновременно при их бетонировании.

Использование предлагаемых колонн при строительстве одноэтажных зданий пролетом 6-12 м и шагом 6м позволяет отказаться от применения ригелей, а плиты покрытия 3x12 м опираются непосредственно на ветви оголовка колонн.

Рабочие чертежи железобетонных экспериментальных колонн с разветвленной капителью разработаны для строительства зданий, как без крановых нагрузок промышленного и сельскохозяйственного назначения с неагрессивной, слабоагрессивной средой сейсмичных районов, так и зданий с крановыми нагрузками. При разработке чертежей колонн с разветвленной капителью были учтены требования СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия", СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции", СНиП 2.03.11-85 "Защита строительных конструкций от коррозии". Монтаж железобетонных экспериментальных колонн с разветвленной капителью должен производиться в соответствии со СНиП 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции".

Экспериментальные железобетонные колонны с разветвленной капителью изготавливаются из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В20-22,5, плотностью 2400кг/м³. Бетон экспериментальных колонн, предназначенных для работы в условиях со слабоагрессивной средой, должен иметь марку по водонепроницаемости W6, в условиях не имеющих агрессивной среды - W2. Марка бетона по морозостойкости должна быть F50.

В качестве рабочей арматуры использовалась арматурная сталь периодического профиля класса А-III по ГОСТ 5781-82*.

Для изготовления сварных каркасов применена стержневая арматура периодического профиля класса А-III по ГОСТ 5781-82*. Арматурные сетки были изготовлены из обыкновенной арматурной проволоки класса В-I или периодического профиля Вр-I по ГОСТ 6727-80*. Подъемные петли колонн изготавливаются из стержневой гладкой горячекатанной арматурной стали класса А-I марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2.

Закладные детали экспериментальных железобетонных колонн изготавливают из углеродистой стали марок ВСтЗсп2 по ГОСТ 10922-90,

Схема экспериментальных колонн для каркасных зданий с безригельным покрытием

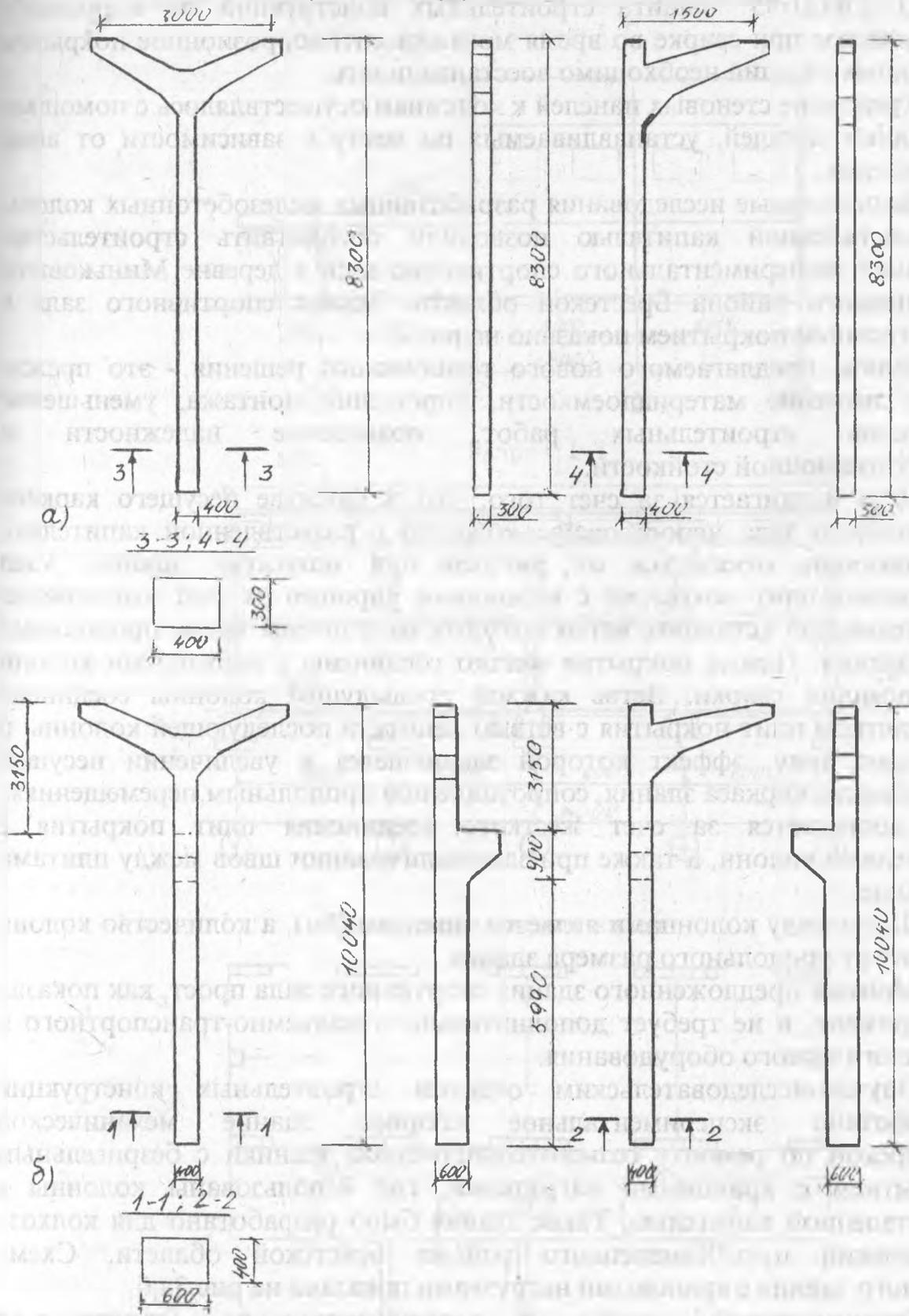


Рис. I.

которые покрывались антикоррозионным покрытием в соответствии со СНиП 2.03.11-85 "Защита строительных конструкций от коррозии". Нарушенное при сварке во время монтажа антикоррозионное покрытие закладных изделий необходимо восстанавливать.

Крепление стеновых панелей к колоннам осуществлялось с помощью закладных деталей, устанавливаемых по месту в зависимости от вида ограждения.

Выполненные исследования разработанных железобетонных колонн с разветвленной капителью позволили осуществить строительство сборного экспериментального спортивного зала в деревне Миньковичи Каменецкого района Брестской области. Здание спортивного зала с безригельным покрытием показано на рис.2.

Задача предлагаемого нового технического решения - это прежде всего снижение материалоемкости, упрощение монтажа, уменьшение процессов строительных работ, повышение надежности и эксплуатационной стойкости.

Цель достигается за счет того, что в качестве несущего каркаса спортивного зала использованы колонны с разветвленной капителью, позволяющие отказаться от ригелей при покрытии здания. Узел соединения плит покрытий с колоннами упрощен за счет выполнения капителей, при установке ветви которых направлены вдоль продольных осей здания. Плиты покрытия жестко соединены с капителями колонн при помощи сварки. Ветвь каждой предыдущей колонны соединена посредством плит покрытия с ветвью капители последующей колонны и образуют арку, эффект которой заключается в увеличении несущей способности каркаса здания, сопротивлению продольным перемещениям. Это достигается за счет жесткого соединения плит покрытия с капителями колонн, а также при замоноличивании швов между плитами покрытия.

Шаг между колоннами является типовым (6м), а количество колонн зависит от продольного размера здания.

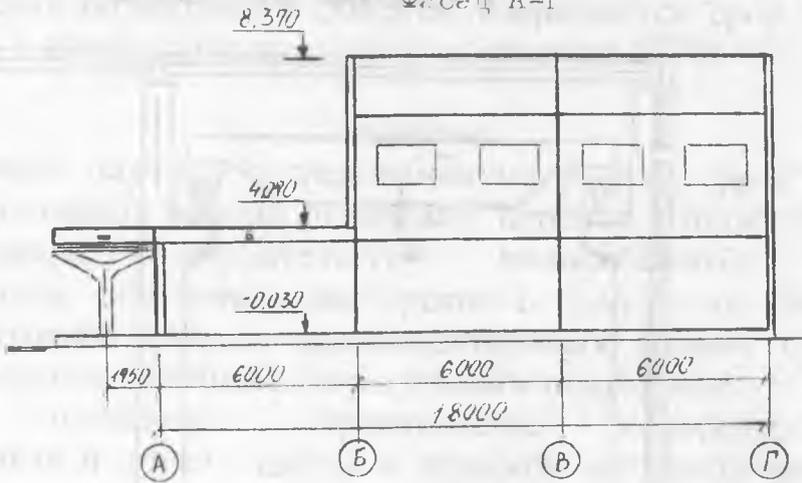
Монтаж предложенного здания спортивного зала прост, как показал эксперимент, и не требует дополнительного подъемно-транспортного и технологического оборудования.

Научно-исследовательским отделом строительных конструкций разработано экспериментальное сборное здание механической мастерской по ремонту сельскохозяйственной техники с безригельным покрытием с крановыми нагрузками, где использованы колонны с разветвленной капителью. Такое здание было разработано для колхоза "Ленинский путь" Каменецкого района Брестской области. Схема сборного здания с крановыми нагрузками показана на рис.3а,б.

Экономический анализ и экспериментальное строительство безригельных каркасных зданий с применением новых железобетонных колонн с разветвленной капителью показали, что материалоемкость

Здание сборного спортивного зала с безригельным покрытием

Фасад А-Г



Разрез I-I

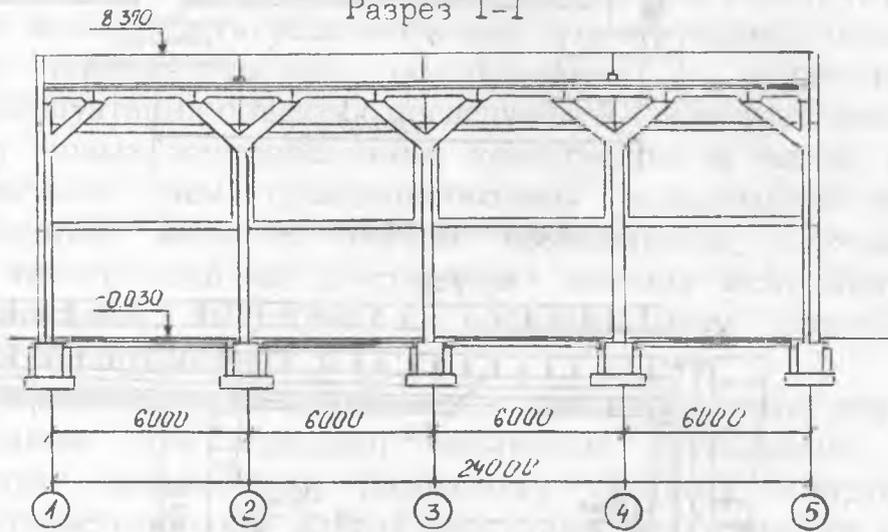


Схема расположения колонн

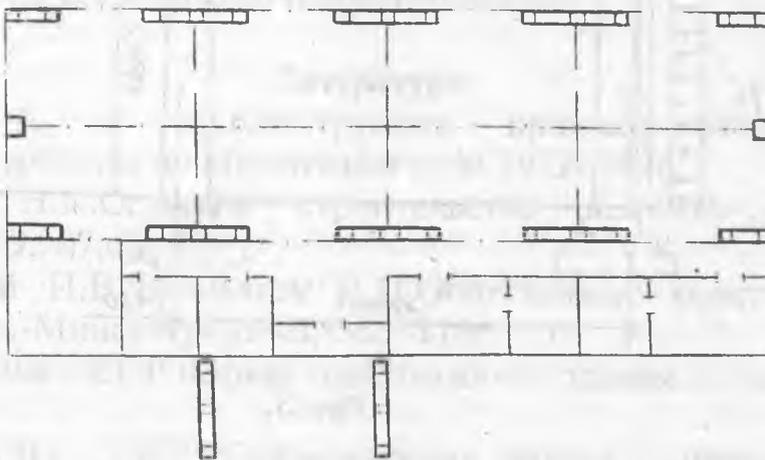
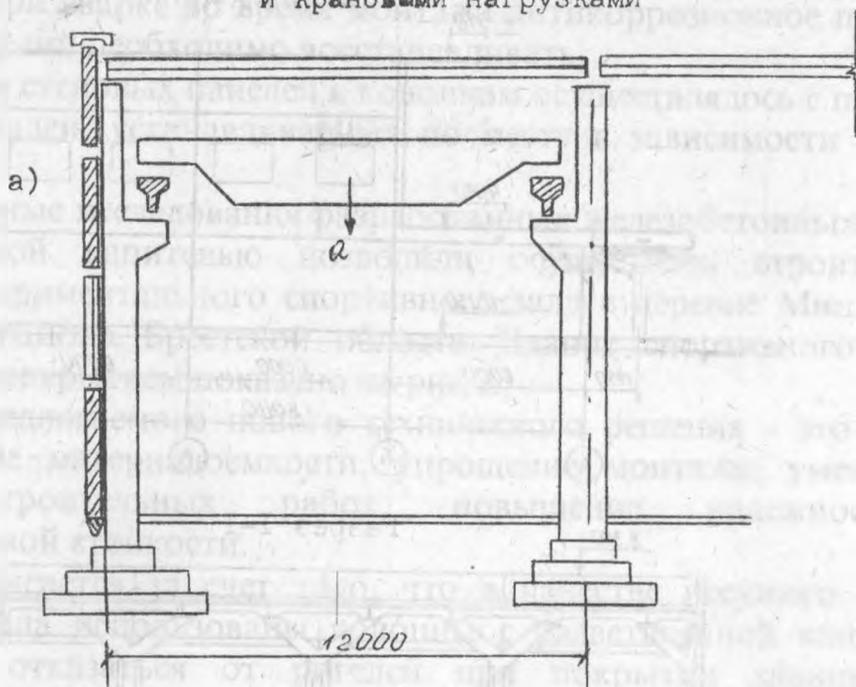


Рис. 2.

Производственное здание с безригельным покрытием
и крановыми нагрузками



Определение расчетных нагрузок

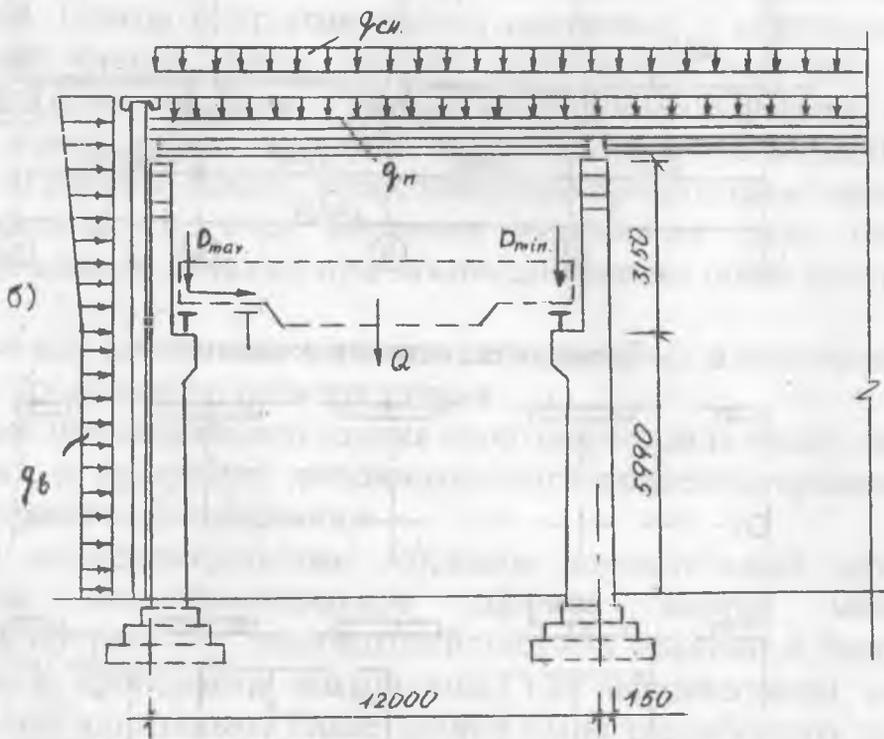


Рис. 3.

предлагаемых сборных зданий по сравнению с существующими проектными решениями снижается до 50%, повышается индустриальность возводимого объекта, сокращается срок его ввода в эксплуатацию, а также уменьшаются трудозатраты до 40-45%.

Выводы.

Выполненные научные исследования по разработке и испытанию новых железобетонных колонн позволяют перейти к проектированию и экспериментальному строительству полносборных каркасных спортивных залов, ремонтных мастерских с крановыми нагрузками и других сельскохозяйственных производственных зданий основного и вспомогательного назначения с безригельным покрытием.

Решение проблемы строительства сельскохозяйственных производственных и других зданий в сельской местности выдвигает на первый план не только экономические критерии оценки конструктивных решений, но и возможность использования существующего подъемно-транспортного технологического оборудования и оснастки при возведении и эксплуатации объекта с последующей реконструкцией.

Разработку новых железобетонных конструкций и на их основе более экономичных схем производственных сельскохозяйственных зданий необходимо вести с учетом возможности изготовления предлагаемых конструкций на действующих заводах железобетонных изделий строительной индустрии с использованием опалубки и технологического оборудования.

В связи с недостаточным вниманием к конструктивным решениям некоторых зданий для сельской местности необходимо вести целенаправленную дальнейшую разработку сборных спортивных, бытовых, производственных и других доступных по стоимости зданий для колхозов и совхозов, также частных фермеров. Выпуск необходимых конструкций и строительство должно осуществляться производственными мобильными подразделениями.

Литература

1. Попов Н.А. и др. Конструкции промышленных зданий. Издательство литературы по строительству. М. 1972 г. 304 с.
2. Ходченко Н.К. Сельское строительство в США. Сельское строительство, 1979, №7, с 24-26.
3. Шведовский П.В., Казначеев Н.И. Облегченные конструкции на сельских стройках. - Минск: Ураджай, 1986. - 215 с.
4. А.с. №1201466 СССР. Каркас одноэтажного здания. Казначеев Н.И. и другие.
5. А.с. №1187514 СССР. Железобетонная панель. Казначеев Н.И. и другие.

РАЗРАБОТКА СЛОИСТОЙ СТЕНОВОЙ ПАНЕЛИ С ПОВЫШЕННЫМИ ТЕПЛОЗАЩИТНЫМИ СВОЙСТВАМИ ДЛЯ ДОМОВ УСАДЕБНОГО ТИПА

Н.Казначеев, Н.Клепиков

Выполненный анализ существующих различных конструктивных решений наружных слоистых стеновых панелей показывает, что для наружных ограждений важное значение имеет зона размещения слоя эффективного утеплителя. Сложившийся стереотип размещения эффективного слоя утеплителя с наружной стороны, закрытого тонким защитным слоем не всегда оправдан. Расчет ограждающих конструкций зданий и сооружений, особенно для жилых домов на территории Республики Беларусь из условий только теплозащиты (3,4) нельзя считать достаточным, так как изменения погодных условий характерных для климатических районов, вызывает значительные температурные колебания на наружной поверхности стенового ограждения. Поэтому при проектировании наружных стен жилых домов необходимо стремиться использовать утеплитель - крупнопористый керамзитобетон, обладающий хорошей теплоустойчивостью.

Исследования некоторых авторов (1,2), выполненные на эксплуатируемых объектах показывают, что перепады температуры на наружных поверхностях ограждающих конструкций могут достигать до 60 С. Перегрев наружных легких ограждающих конструкций приводит к нарушению санитарно-гигиенических норм внутри помещения в 2-3 раза, а также способствует развитию и раскрытию трещин в наружном защитном железобетоне.

Способность сохранять постоянство температуры на внутренней поверхности при значительных колебаниях проходящего через ограждения теплового потока достаточно рассмотрено в литературных источниках (5,6,7). Многие авторы отмечают, что на величину затухания температурных колебаний в конструкции влияние оказывают многие факторы. Прежде всего это условия теплообмена на поверхностях стенового ограждения, теплофизические свойства и структура теплозащитных материалов, порядок расположения и толщина отдельных слоев, частота периодических температурных колебаний. Как следует из литературных источников, задача оптимизации теплоустойчивости многослойных ограждающих конструкций в общей постановке не достаточно исследована и практически еще не в полной мере изучена. В своих работах Ю.С. Уржумцев, Л.М. Никитана, Г.Д. Бабе, Е.Л. Гусев дают некоторые решения этой проблемы.

Выполненные ими исследования и специальные расчеты с использованием ЭВМ открывают перспективу разработки слоистых ограждающих конструкций с различными теплозащитными материалами. В результате выполненных исследований вышеуказанными

авторами была установлена зависимость относительного затухания амплитуды температурных колебаний от толщины слоев в ограждающих конструкциях с различными свойствами утеплителей и толщинами слоев. Даны рекомендации по размещению в стеновом ограждении слоев утеплителя с различными теплофизическими свойствами и соотношением толщин слоев.

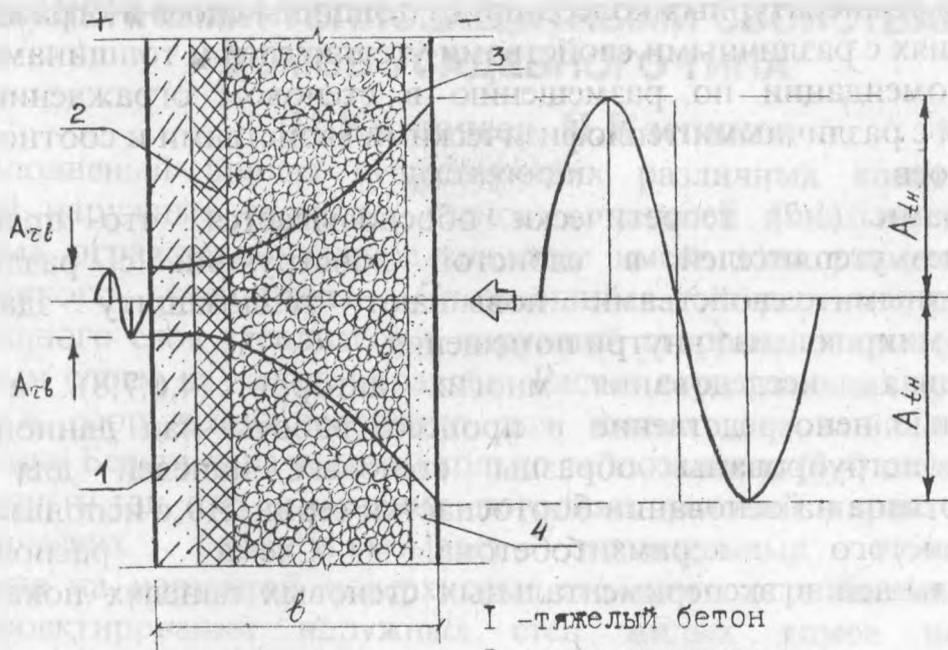
Авторами (1,2) теоретически обосновывается, что правильное размещение утеплителей в слоистой конструкции с различными теплозащитными свойствами повышают теплозащиту зданий и улучшают микроклимат внутри помещения.

Учитывая исследования многих авторов (4,6,7,8), а также выполненные непосредственно в процессе работы над данной темой, были законструированы образцы стеновых панелей для домов усадебного типа на основании бортоснастки серии 210 с использованием крупнопористого керамзитобетона. Схема расположения термовкладышей в экспериментальных стеновых панелях показана на рис. 1а,б.

Анализ литературных источников (1,2,9), а также выполненные исследования железобетонных ограждающих конструкций на основе крупнопористого керамзитобетона подтверждают то, что размещение пенополистерольного термовкладыша ближе к внутреннему несущему железобетонному слою создают благоприятные эксплуатационные условия стенового ограждения и уменьшают теплопотери примерно на 20-25%.

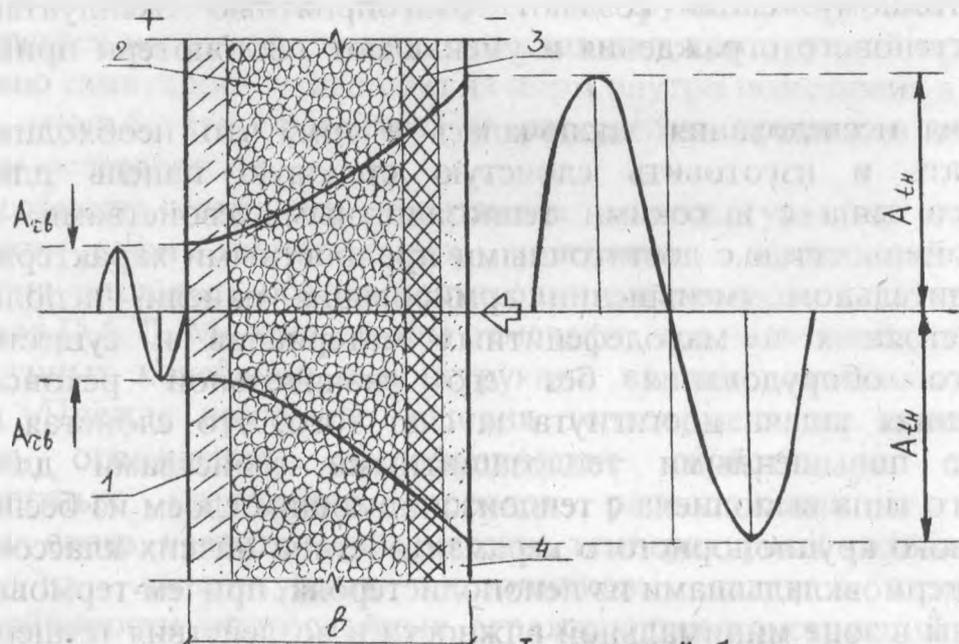
Задача исследования заключалась в том, что необходимо было разработать и изготовить слоистую стеновую панель для домов усадебного типа с высокими теплозащитными свойствами, хорошей теплоустойчивостью, с достаточными прочностными характеристиками при значительном уменьшении армирования панели, использование недорогостоящих и малодефектных материалов и существующего заводского оборудования без его значительной реконструкции. Поставленная задача достигнута за счет того, что слоистая стеновая панель с повышенными теплозащитными свойствами для домов усадебного типа выполнена с теплоизолирующим слоем из беспесчаного легковесного крупнопористого керамзитобетона низких классов (ВО,35; ВО,25) с термовкладышами из пенополистерола, причем термовкладыши размещены в зоне минимальной влажности и воздействия температурных колебаний, а по контуру слоистой стеновой панели роль металлических оцинкованных гибких связей выполняет силовой контурный слой из конструкционно-теплоизолирующего беспесчаного легковесного крупнопористого керамзитобетона низких классов. Кроме того, панель армирована пространственным каркасом, выполненного из отдельных вертикальных плоских каркасов, установленных у торцов и в теле панели и объединенными с помощью контактной сварки с горизонтальными

Схема расположения термовкладышей в стеновых панелях
а)



- 1 -тяжелый бетон
- 2 -пенополистирол
- 3 -крупнопористый керамзитобетон
- 4 -цементно-песчаный раствор

б)



- 1 -тяжелый бетон
- 2 -крупнопористый керамзитобетон
- 3 -пенополистирол
- 4 -цементно-песчаный раствор

Рис. I.

плоскими каркасами понизу и поверху, а в средней части - отдельными стержнями, причем внутренний несущий и наружный фактурный слои выполнены без арматурных распределительных сеток (рис.2).

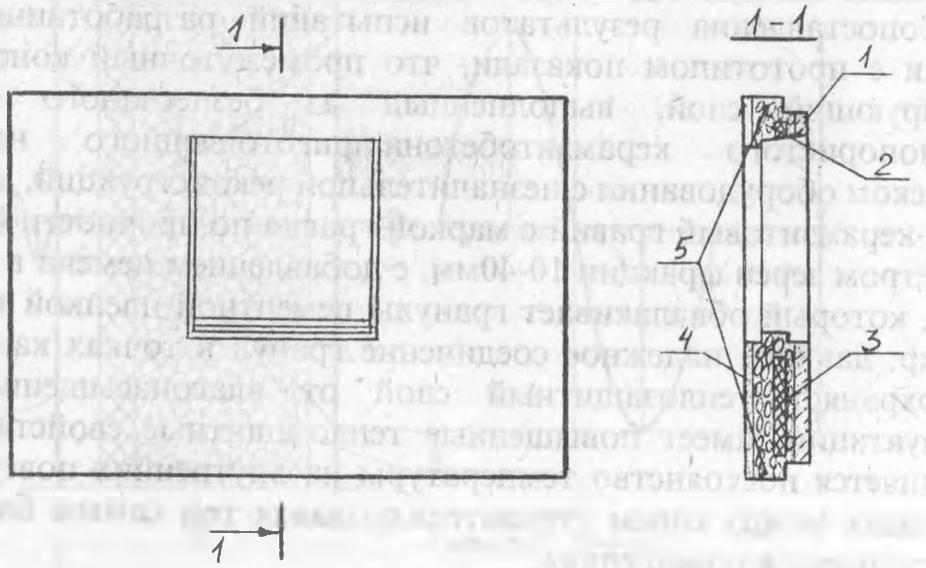
Сопоставления результатов испытаний разработанной стеновой панели с прототипом показали, что промежуточный конструкционно-изолирующий слой, выполненный из беспесчаного легковесного крупнопористого керамзитобетона, приготовленного на обычном заводском оборудовании с незначительной реконструкцией, используя для этого керамзитовый гравий с маркой гравия по прочности 0,6-0,7 МПа с диаметром зерен фракции 10-40мм, с добавлением цемента в пределах 100 кг/м³, который обвалакивает гранулы цементной пленкой толщиной 17-20 мкр, дающей надежное соединение гранул в точках касания, а также предохраняет теплозащитный слой от влагонасыщения во время эксплуатации, имеет повышенные теплозащитные свойства. При этом сохраняется постоянство температуры на внутренних поверхностях при перепадах между слоем утеплителя, создавая тем самым благоприятный микроклимат в помещениях.

В предлагаемой слоистой стеновой панели пространственный арматурный каркас служит только для монтажа и транспортировки панелей, а роль гибких связей между слоями и обеспечивающий ее достаточными прочностными характеристиками выполняет силовой контурный слой из конструкционно-теплоизолирующего беспесчаного керамзитобетона низких классов. Для этого по контуру стеновой панели слой керамзитобетона выполнен толщиной 10-15 см, при этом достигается прочная связь слоев, что обеспечивает их совместную работу при различных воздействиях нагрузок на панель, а конструктивное решение горизонтального и вертикального стыков исключает мостики холода в соединениях между панелями.

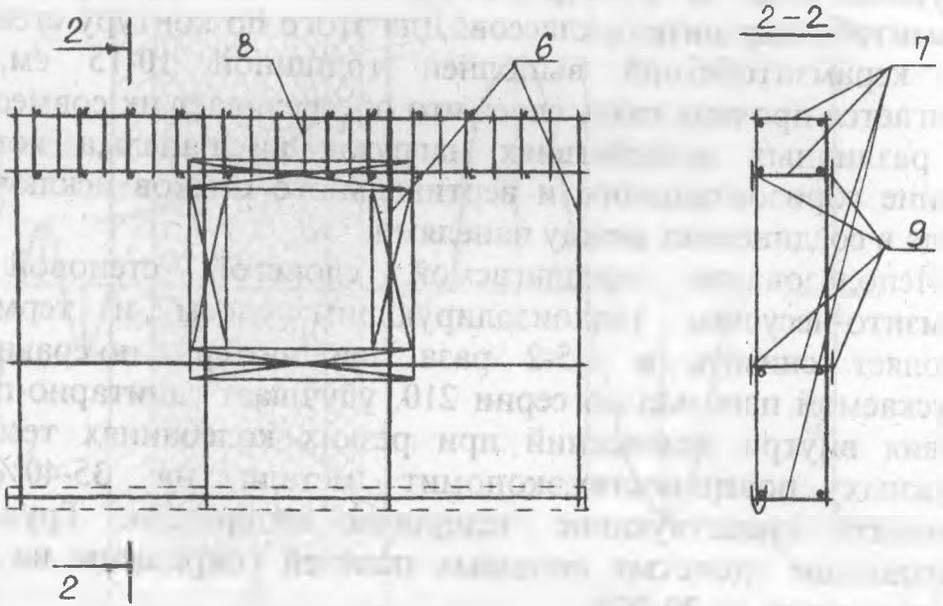
Использование предлагаемой слоистой стеновой панели с керамзито-несущим теплоизолирующим слоем и термовкальшами позволяет снизить в 1,5-2 раза теплопотери по сравнению с ранее выпускаемой панелью по серии 210, улучшает санитарно-гигиенические условия внутри помещений при резких колебаниях температуры на наружных поверхностях, экономит металл на 35-40%, позволяет применять существующие недорогие материалы. Трудозатраты на изготовление слоистых стеновых панелей сокращены на 25-30%, масса стен снижается на 20-30%.

Экспериментальные наружные стеновые панели прошли технологические, прочностные и теплофизические испытания в лабораторных, производственных и построечных условиях. Разработана необходимая технологическая документация и рабочие чертежи. Выпуск наружных стеновых панелей с повышенными теплозащитными свойствами освоен заводом №2 ПО "Лидастройконструкция". В результате выполненных исследований предложен вариант

Слоистая стеновая панель с повышенными теплозащитными свойствами для домов усадебного типа



- 1 - тяжелый бетон
- 2 - керамзитобетон
- 3 - термовкладыши
- 4 - цементно-песчаный раствор
- 5 - силовой контурный слой



- 6 - плоские вертикальные каркасы
- 7 - плоские горизонтальные каркасы
- 8 - отдельные стержни
- 9 - арматурные сетки

Рис. 2.

конструктивного решения наружной стеновой панели для домов усадебного типа без арматурных распределительных сеток внутреннего и наружного слоев.

Разработанная технология изготовления наружных стеновых панелей позволяет использовать существующее заводское оборудование и бортоснастку, а также значительно экономить материальные и энергетические ресурсы.

Комплексные испытания натуральных образцов стеновых панелей подтвердили результаты теоретических расчетов и лабораторных испытаний образцов-фрагментов стеновых панелей, а также образцов утеплителя из крупнопористого беспесчаного керамзитобетона. Выполненные исследования на влагосодержание в эксплуатационных условиях ограждающих конструкций с утеплителем из крупнопористого керамзитобетона позволили определить оптимальную зону размещения пенополистирольного вкладыша в сечении панели. Испытание образцов крупнопористого беспесчаного керамзитобетона на срез позволили конструкционно решить в наружных слоистых стеновых панелях связующий между собой силовой контур, что позволило отказаться от гибких связей. Испытание силового контура из крупнопористого беспесчаного керамзитобетона на срез в лаборатории Испытательного центра (ИЦ) Корпорации "Белбуд" Фирмы "Стройкомплекс" г.Минска подтвердили теоретические расчеты.

Литература

1. Уржумцев Ю.С., Никитина Л.М., Бабе Г.Д. Оптимизация многослойных ограждающих полимерных конструкций по теплоустойчивости. Механика композитных материалов. 1981, n4, с.689-695
2. Бабе Г.Д., Гусев Е.Л. Оптимальное проектирование теплозащитных многослойных полимерных конструкций. Механика композитных материалов, 1981, Т3, с.480-485
3. Попов Г.Г. Тимощенко А.Т., Толстяков Д.Н. Численное исследование теплоустойчивых легких ограждающих конструкций.-В кн.: Теплофизические и массообменные свойства гигроскопических материалов. Якутск, 1977, с.14-24.
4. Уромов С.И. Расчетные температуры наружного воздуха и теплоустойчивость ограждений. М.-Л., 1939, 72с.
5. Шкловер А.М. Метод расчета однослойных и многослойных ограждающих конструкций на теплоустойчивость. М., 1945, 82с.
6. Шкловер А.М. Теплопередача при периодических тепловых воздействиях. М.:Л., 1961, 160с.
7. Жук И.П., Минченкова Л.П. Теплотехнический расчет наружных ограждений. Минск, 1975, 100с.
8. Богословский В.Н. Строительная теплофизика.-М., 1970, 375с.

9. Ицкович С.М. Крупнопористый бетон.-М.:Стройиздат, 1977.-117с.

10. А.с. N1637396 СССР. Железобетонная панель/Казначеев Н.И. и др./

РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНЫХ ФУНДАМЕНТНЫХ БЛОКОВ ДЛЯ ДОМОВ УСАДЕБНОГО ТИПА

Николай Казначеев, Николай Клепиков

В решении подземной части зданий при ограниченной номенклатуре сборных конструкций наблюдается большое разнообразие технических решений и видов фундаментов, обусловленное влиянием многочисленных факторов, среди которых наиболее важными являются: значительные различия в геологических и гидрогеологических условиях (не только для отдельных регионов, но и часто в пределах одного района застройки); возможности базы строительной индустрии; наличие специализированных подразделений по возведению фундаментов, их механовооруженность и другое.

Стоимость фундаментов и их устройство в домах усадебного типа с подвальными помещениями составляют 25-30% общей стоимости здания и являются наиболее трудоемкой частью работ при возведении объекта (1). Эти обстоятельства определяют необходимость совершенствования решений конструкций фундаментов.

Фундаменты, как конструктивные элементы здания, развиваются в направлении специализации по видам нагрузок, грунтовых условиях, снижения расхода материалов. Для сопоставления и анализа тенденций развития различных видов фундаментов требуется проведение предварительного сравнения на основе одного обобщенного показателя, что позволит вести дальнейшее рассмотрение с учетом особенностей совместной работы с грунтом основания наиболее экономичных конструкций.

С целью изучения этого вопроса были проведены информационные исследования по литературным источникам: экспресс-информации, обзорные информации, тематические подборки, периодическая научно-техническая и патентная литература.

Обзор научной информации показывает, что имеется достаточно большой отечественный и зарубежный опыт проектирования и строительства фундаментов зданий и сооружений, из которого для получения экономичных конструкций фундаментов необходимо выделить наиболее эффективные решения, способные решить многообразный круг вопросов. Отбор перспективных конструкций проводился с учетом особенностей работы фундаментов и зданий на всех этапах их изготовления, возведения и эксплуатации. Комплексное

рассмотрение изложенных вопросов позволяет выделить такие конструкции фундаментов, которые смогут обеспечить значительное снижение трудозатрат и материалоемкости не только при возведении подвальных помещений домов усадебного типа, но и для зданий и сооружений сельскохозяйственного и другого назначения.

При строительстве малоэтажных зданий величина нагрузки, приходящаяся на погонный метр, позволяет принимать глубину заложения фундаментов минимальной. Но условия сезонного промерзания грунта приводят к тому, что эта глубина возрастет и тем самым увеличивается объем землянных работ, применения ручного труда по зачистке траншей, расход бетона на фундаменты. Это влечет за собой увеличение сметной стоимости строительства здания.

Приведем несколько типов ленточных фундаментов, которые рассматривались в ходе исследования.

Известен ленточный фундамент (авт. свид. № 1170049) состоящий из блоков, уложенных друг на друга, контрфорсного блока, нижней бетонной или железобетонной плиты. При этом каждый блок выполнен из горизонтальной полки, объединяющий торцы блоков и боковых наклонных стенок, ориентированных поперек продольной оси фундамента и сходящихся в направлении к полке и имеет на торце крестовидное углубление, а на нижней поверхности наклонных стенок - полупазы. Горизонтальные полки каждого ряда обращены в одну сторону, а смежные с ним ряды - в противоположную сторону. Распорные усилия возникающие в крайних блоках, воспринимаются угловыми контрфорсными блоками. Направленные силовые потоки концентрируют нагрузку в элементах наклонных стенок, вследствие чего повышенные механические характеристики конструкции блоков ленточного фундамента по отношению к фундаментной конструкции улучшают условия для статической работы ленточного фундамента.

С целью повышения несущей способности фундамента институт "Укржилремпроект" предложил конструкцию ленточного фундамента (авт. свид. СССР № 1222760) который состоит из уложенных один на другой вдоль его продольной оси рядов блоков. Каждый блок имеет две противоположные объединенные горизонтальной полкой боковые стенки. Стенки ориентированы поперек продольной оси фундамента и выполнены наклонными и сходящимися в направлении к полке, имеющей продольный паз. Конструкция данного ленточного фундамента представляет собой жесткую с треугольной решеткой балку, в которой все элементы работают на сжатие.

Прототипом для разработки облегченного фундаментного блока типа ЗФБО явился облегченный бетонный блок, разработанный Псковским филиалом ППТЦО Нечерноземагропромстрой РСФСР, который предназначен для устройства ленточных фундаментов зданий и сооружений.

Боковые поверхности блоков имеют выемки (по четыре с каждой стороны), образуемые под углом 30° - угол жесткости. Угол жесткости обеспечивает в бетоне облегченного блока при эксплуатационных нагрузках только напряжения сжатия (3).

Фундаментные блоки облегченные, разработанные НИОСК НПСК "Прогресс", выполненные с цилиндрическими пустотами из тяжелого бетона, предназначены для возведения фундаментов, стен подвалов, технических подпольев в одно- и двухэтажных жилых и общественных зданиях.

Применение их возможно на грунтах с неагрессивными, слабо- и среднеагрессивными грунтовыми водами, при относительной влажности внутреннего воздуха помещений не более 75% в I-III климатических районах и подрайонах по весу снегового покрова.

Разработанные фундаментные блоки 2ФБО, 2ФБОаи 3ФБО показаны на рис. 1а, б, в. Фундаментные блоки типа 2ФБО выполнены с двумя цилиндрическими отверстиями диаметром 160мм, расположенными вдоль друг над другом. В зависимости от размеров разработаны фундаментные блоки следующих марок: 2ФБО 24.3.6; 2ФБО 24.4.6; 2ФБО 24.5.6; 2ФБО 24.6.6; ФБО12.3.6; 2ФБО 12.5.6; ФБО12.6.6.

Расход материалов в зависимости от размеров на один блок: бетон - 0,110-0,319 м³; сталь - 0,76 - 1,46 кг.

Масса блоков от 0,246 до 1,76 т. Длина фундаментных блоков 2380 мм и 1180 мм; ширина - 200, 400, 500, 600 мм; высота 580 мм.

Использование в строительстве блоков 2ФБО позволяет сэкономить до 30,3% бетона фундаментного блока с различными по диаметру цилиндрическими отверстиями (рис.1б) - 2ФБО...а. Выполнение отверстий диаметром 160 и 250 мм позволяет снизить расход бетона на 20,15-30,1%.

Блок ленточного фундамента типа 3ФБО (рис1а) отличается от первых двух типов отсутствием цилиндрических отверстий и наличием выемок на противоположащих боковых гранях.

Фундаментный блок типа 3ФБО работает следующим образом. Ленточный фундаментный блок верхней полкой воспринимает внешнюю распределенную нагрузку от стен. Через горизонтальную нижнюю грань фундаментный блок большую часть нагрузки передает на грунт по плоскости опирания, а часть нагрузки передается фундаментным блокам за счет сопротивления сдвигу грунта по грунту в плоскости вертикальных граней при срезе заполненных грунтом боковых выемок. В тоже время жесткая волнообразная стенка-диафрагма не допускает возникновения больших изгибающих моментов в полках от распределенных нагрузок и, объединяя полки в одно жесткое сечение позволяет воспринимать продольный изгибающий момент. Толщина полки и радиус выемок определены из расчета на прочность

Облегченные фундаментные блоки

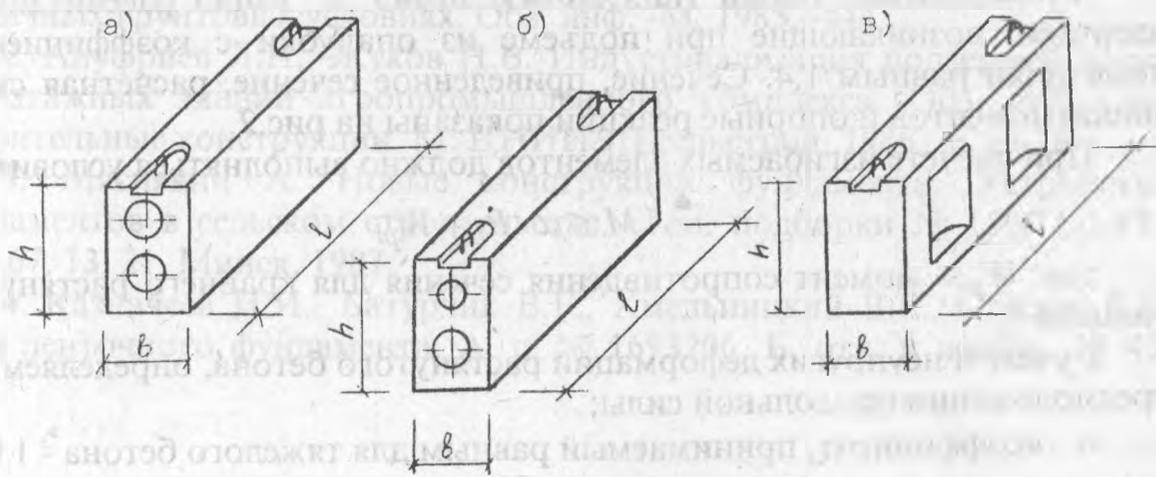
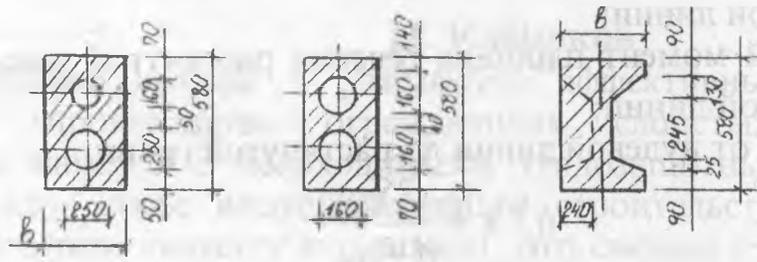
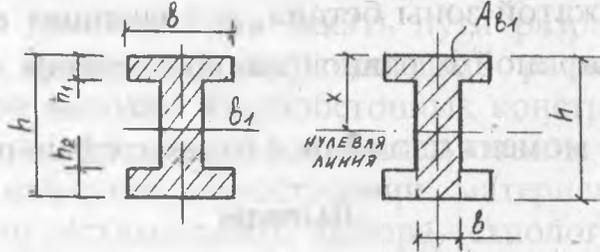


Рис. 1.

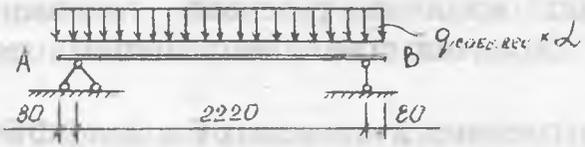
Сечения фундаментных блоков



Приведенные сечения фундаментных блоков



Расчетная схема фундаментного блока



Эпюра моментов и опорные реакции

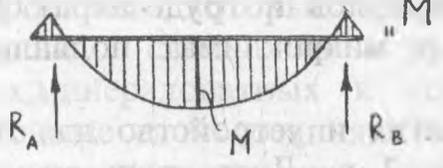


Рис. 2.

полукруговой заземленной неармированной пластины от воздействия равномерно распределенной нагрузки.

Фундаментные блоки типа 2ФБО, 2ФБО...а, 3ФБО рассчитаны на нагрузки, возникающие при подъеме из опалубки с коэффициентом перегрузки равным 1,4. Сечение, приведенное сечение, расчетная схема, эпюра моментов и опорные реакции показаны на рис.2.

При расчете изгибаемых элементов должно выполняться условие:

$$M \leq \alpha \cdot R_{bt} \cdot W_{pl}$$

где: W_{pl} - момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна

с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый в предположении продольной силы;

α - коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона - 1,0;

$$W_{pl} = \frac{2I_{b_0}}{h-x} + S_{b_0}$$

I_{b_0} - момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;

S_{b_0} - статический момент площади сечения растянутой зоны бетона от носительно нулевой линии;

$h-x$ - расстояние от нулевой линии до растянутой грани.

$$h-x = \frac{2S_{b_1}}{A + A_{b_1}}$$

A_{b_1} - площадь сжатой зоны бетона, дополненная в растянутой зоне прямоугольником шириной b , равной ширине сечения по нулевой линии и высотой $h-x$;

S_{b_1} - статический момент площади A относительно растянутой грани.

Выводы

Выполненные исследования конструкций фундаментов малоэтажных зданий подтверждает наличие резервов экономии материалов и трудозатрат при строительстве подвальных помещений домов усадебного типа.

Применение облегченных пустотелых блоков 2ФБО, 2ФБОа и 2ФБО для возведения фундаментов и подвальных помещений домов усадебного типа дают экономию материалов и трудозатрат 25-30% и улучшают теплозащитные свойства и микроклимат подвальных помещений и здания в целом.

Разработанная технология и устройство для образования пустот изобретателями завода № 2 г. Лида дает возможность выпускать облегченные пустотные фундаментные блоки в цеховых и полигонных условиях и экономить энергоресурсы до 40-45%.

Литература

1. Коган А.Г. Фундаменты полносборных общественных зданий в различных грунтовых условиях. Обз. инф. -М, 1985. -44с.
2. Ануфриев Л.Н., Жуков Н.В. Индустриализация подземной части малоэтажных зданий агропромышленного комплекса. Обз. инф.-Сер. Строительные конструкции. М: ЦНИИЭП сельстрой, 1986. -с. 13-18.
3. Мяснякин А. Новые конструкции фундамента. Устройство фундаментов в сельском строительстве. -Тем. подборки № 150/11-7-87.- Сер. 67. 13. 21. Минск, 1987.
4. Казначеев Н.И., Батурчик В.Г., Хмельницкий В.Г., Стасюк В.В. Блок ленточного фундамента. А. с. № 1693206, Б. отк. и изобр., № 43, 1991.

ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ НАРУЖНЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ С ПОВЫШЕННЫМ ТЕРМОСОПРОТИВЛЕНИЕМ ДЛЯ УСАДЕБНЫХ ДОМОВ

Н. Клепиков

Проблемы выбора и разработки эффективных технологических решений производства ограждающих слоистых железобетонных стеновых панелей с необходимыми теплозащитными свойствами на современном этапе индустриализации строительства сборных домов усадебного типа является актуальной. Это связано с тем, что рост цен на энергоносители вынуждает сельские домостроительные комбинаты крупнопанельного домостроения искать пути разработки и внедрения технологических процессов сокращающих расход материалов и энергоресурсов при выпуске железобетонных конструкций для сборных домов. Повышение эффективности использования уже имеющихся в индустриальном сельском домостроении материальных и трудовых ресурсов зависит от оптимального выбора технологии изготовления на стадии создания новых ограждающих конструкций, т.е. на стадии их разработки с учетом уже функционирования существующих технологических процессов и имеющего заводского технологического оборудования /1/.

Существующий способ изготовления стеновых трехслойных панелей /2/, включающий формование наружного и внутреннего несущих слоев с обязательным вибрированием, которые состоят из тяжелого или легкого бетона, а средний слой из эффективного утеплителя (пенополистирольных, минераловатных и тому подобных плит или заливок). Железобетонные слои соединяются между собой стальными гибкими связями с антикоррозионным покрытием, что исключает мостики холода, обеспечивает совместную работу слоев, а также

возможность перемещения наружного слоя при температурных и других воздействиях.

Недостатком такой технологии изготовления является значительные трудозатраты, расход энергоресурсов и металла, а также использование дорогостоящих и дефицитных материалов.

Известна технология изготовления слоистой стеновой панели /3/, которая включает конструктивно:

- фактурный наружный слой из цементно-песчаного раствора;
- внутренний конструкционно-изолированный слой из крупнопористого керамзитобетона с объемной массой не более 500 кг/м^3 , на изготовление которого использован керамзитовый гравий М15 с диаметром гранул фракции до 40 мм и расходом цемента до 100 кг/м^3 . Армирование панели осуществляется пространственным арматурным каркасом и плоскими сварными сетками.

Недостатком такой технологии является сложность и трудоемкость технологических операций, значительный расход электроэнергии при изготовлении арматурных изделий панели.

Задача разработки новой технологии изготовления слоистых стеновых панелей с повышенными теплозащитными свойствами для домов усадебного типа состоит в экономии материалов и электроэнергии, сокращении технологических операций, упрощении технологии изготовления и использования существующего технологического заводского оборудования, а также формооснастки.

Опытное производство изготовления экспериментальных наружных стеновых панелей с повышенным термосопротивлением на основе легковесного беспесчаного керамзитобетона для строительства домов усадебного типа с использованием реконструированной опалубки серии 210 организовано в формовочном цехе завода железобетонных изделий №2 ПО "Лидастройконструкция".

Наружные стеновые панели изготавливаются по агрегатно-поточной технологии фасадной стороной вверх с последующей тепловой обработкой в туннельных камерах непрерывного действия. Транспортирование заформованных панелей осуществляется грузоподъемными мостовыми кранами.

Технологический процесс изготовления наружных стеновых панелей состоит из следующих операций:

1. Подготовка формы включает ее чистку и равномерную смазку рабочих поверхностей не допуская подтеков и чрезмерного скопления смазки;

2. Армирование панели осуществляется пространственным арматурным каркасом, собранным из отдельных арматурных блоков, сеток и стержней на технологическом посту, который подается к месту формовки и устанавливается в подготовленную форму. Закладные изделия, анкерные и подъемные петли, отдельные стержни, доставленные

из арматурного цеха, устанавливаются в форму в проектное положение с соответствующей фиксацией.

Готовая форма с установленными в проектное положение бортами и зафиксированными винтовыми замками перемещается на пост формовки при помощи мостового крана. Для формирования внутреннего несущего слоя, тяжелый бетон из БСУ по бетоновозной эстакаде подается в накопительный бункер бетоноукладчика. С помощью бетоноукладчика бетон равномерно распределяется по днищу формы толщиной $\delta=6\text{см}$. Уплотнение бетонной смеси путем вибрирования производится в тех случаях, когда приготовленная смесь подается на пост формовки без использования пластифицированных добавок.

Приготовление керамзито-бетонной смеси для формирования конструкционно-теплоизоляционного слоя производится в очищенном и тщательно промытом от тяжелого бетона смесителе, в котором плотно должен закрываться шибер, исключающий утечку цементного теста. В подготовленный смеситель загружается керамзитовый гравий фракции 10-20; 20-40 мм с объемной насыпной массой $\gamma=250-300\text{ кг/м}^3$, соответственно добавляется цемент в пределах 100 кг на 1 м^3 керамзита с обязательным соблюдением водоцементного отношения согласно технологической карты.

Готовая керамзитобетонная смесь подается на пост формовки и равномерно укладывается в форме по несущему слою из тяжелого бетона. При необходимости в форме размещают пенополистирольный вкладыш и равномерно распределяют остальную керамзитобетонную смесь, исключая вибрирование. По периметру панели и в местах подъемных петель, керамзитобетонная смесь уплотняется ручной или механической трамбовкой. Форму с уложенными двумя слоями перемещают с помощью крана на пост отделки, где укладывается и равномерно распределяется в форме фактурный слой из цементно-песчаного или мелкозернистого бетона, а затем с помощью машины заглаживается механическим валиком и затирочным диском. В зависимости от вида отделки, наружному фактурному слою придается необходимая цветовая гамма с присыпкой мраморной крошкой или производится отделка его керамической плиткой.

Заформованную стеновую панель при помощи мостового крана совместно с формой перемещают на передаточную тележку, а затем в пропарочную камеру для тепловлажностной обработки. Режим тепловлажностной обработки определяется исходя из условий работы тепловых камер и конструктивных особенностей ограждающих наружных стеновых панелей.

После окончания тепловлажностной обработки стеновую панель совместно с формой устанавливают на пост распалубки. Извлеченные из форм стеновые панели перемещаются и устанавливаются на пост

Схема технологических операций при изготовлении наружных стеновых панелей для усадебных домов

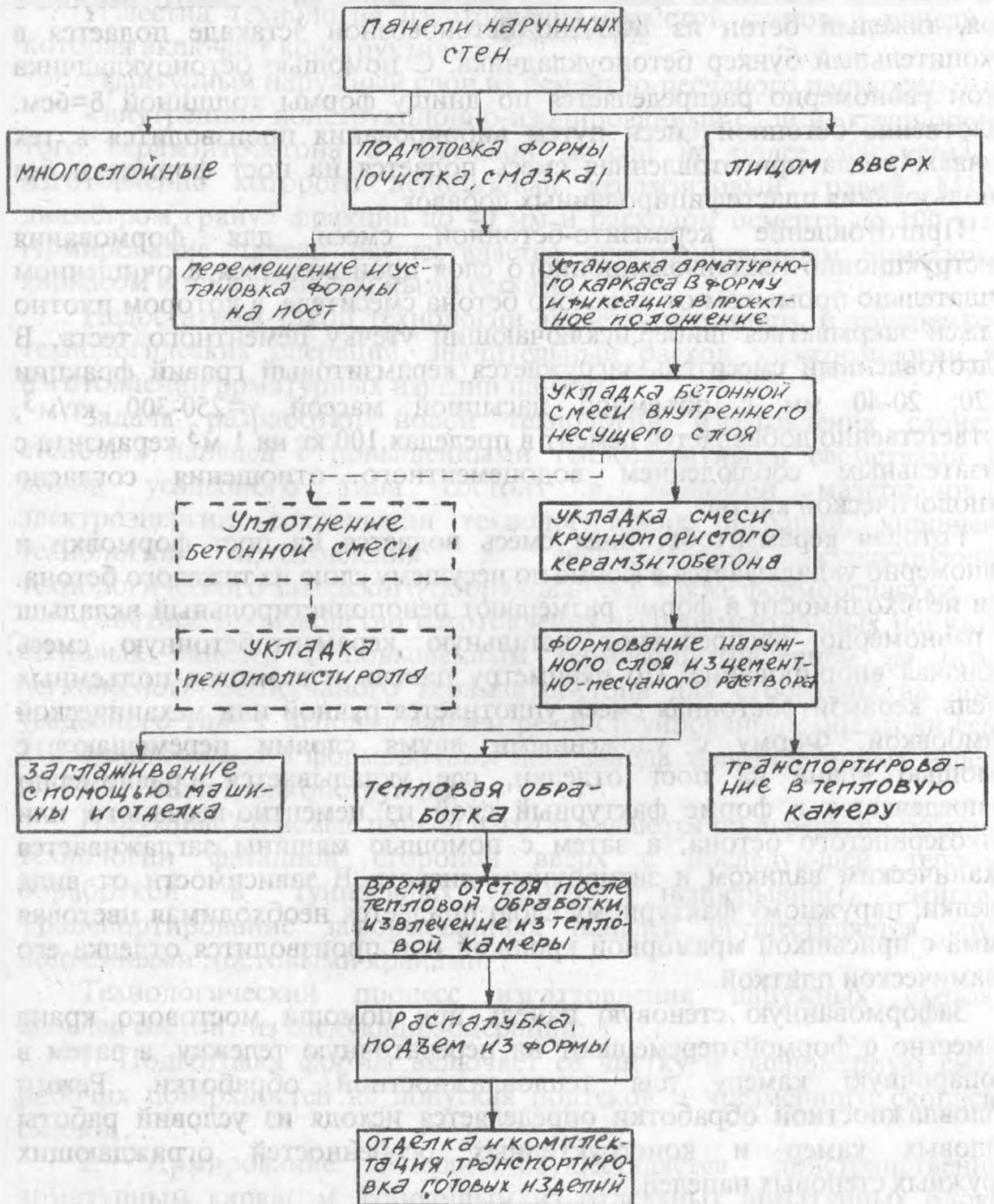


Рис. I.

доводки, где производят их укомплектование. Примерная схема технологических операций показана на рис.1.

Прошедшие доводку и укомплектование наружные стеновые панели маркируются и принимаются отделом технического контроля завода, а затем с помощью самоходной тележки транспортируются на склад готовой продукции, где устанавливаются и хранятся в соответствии с ГОСТ 13015.4-84.

При выпуске экспериментальных наружных стеновых панелей с улучшенными теплозащитными свойствами для домов усадебного типа по разработанной технологии экономия энергоресурсов по сравнению с традиционной технологией изготовления ограждающих наружных стеновых конструкций серии 210 достигает 55-60%, а также экономятся материальные и трудовые ресурсы до 25-30%.

В настоящий период ПО "Лидастройконструкция" имеет всю необходимую нормативно-технологическую документацию и рабочие чертежи на новые ограждающие стеновые панели и приступила к их выпуску и строительству экспериментальных домов усадебного типа с улучшенными архитектурно-планировочными решениями и теплозащитными свойствами.

Выводы.

Выполненные научные исследования, непосредственно связанные с производственной деятельностью завода железобетонных изделий № 2 г. Лида, позволили разработать прогрессивную технологию изготовления стеновых панелей на основе существующего оборудования и материалов.

Сокращение расхода энергоресурсов, материалов, трудозатрат технологических операций при выпуске наружных стеновых панелей для домов усадебного типа является в настоящий период актуальной задачей при выполнении НИР.

Разработка новых технологических решений и их внедрение в производство на заводах сельских домостроительных комбинатов весьма трудоемкий и сложный процесс, который требует слаженной совместной работы научных подразделений и технической службы заводов.

Литература

1. Николаев С.В. Сборный железобетон. Выбор технологических решений. М: Стройиздат, 1978, 240с.
2. Казначеев Н.И. Шведовский П.В. Крупноразмерные облегченные стеновые панели с эффективным утеплителем. Инф. БИСИ, Брест, 1986.
3. А.с. № 1187514 СССР. Железобетонная панель. Казначеев Н.И. и др.

ПУТИ СНИЖЕНИЯ СТОИМОСТИ ПРОДУКЦИИ ЗАВОДОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

Н.Клепиков

В условиях рынка и постоянно растущих цен на сырье, энергоносители и трудовые ресурсы, стоимость продукции заводов железобетонных изделий непрерывно возрастает и большинство заказчиков из-за отсутствия финансов не могут своевременно оплачивать поставляемые железобетонные конструкции и изделия. Ограниченность финансовых средств вынуждает потребителей приобретать более дешевую продукцию, что в свою очередь заставляет поставщиков искать пути снижения материалоемкости и себестоимости выпускаемых конструкций и изделий. Основными направлениями деятельности производственных подразделений в сложившихся условиях являются:

1. Выполнение научно-исследовательских работ по снижению материалоемкости выпускаемых конструкций и изделий с использованием недефицитных материалов, заводского оборудования и технологических форм с разработкой энергосберегающих технологических процессов производства.

2. Усовершенствование структуры управления производством и непосредственно технической службой заводов с созданием небольших конструкторских групп при отделе главного технолога, способных решать вопросы внедрения технических решений и выполненных НИР, прошедших испытания в лабораторных и производственных условиях, и дающих экономический эффект в процессе экспериментального выпуска новых конструкций и строительство из них объектов.

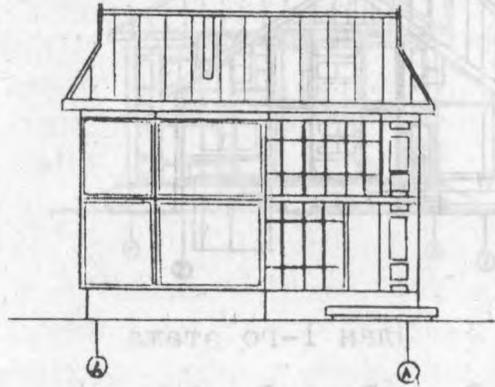
3. Наличие научно-исследовательских перспективных программ, связанных непосредственно с производственной деятельностью заводов железобетонных изделий, финансируемых за счет экономии средств от внедрения НИР, так и за счет централизованных средств.

Учитывая сложность экономики Республики в целом, особенно в промышленном гражданском и сельскохозяйственном строительстве и с учетом вышеизложенных направлений (1) ПО "Лидастрой-конструкция" совместно с научно-исследовательским отделом строительных конструкций НПСК "Прогресс" проводятся научные исследования по разработке и освоению производством эффективных железобетонных конструкций с меньшими материальными затратами и энергосберегающими технологиями.

На основе серии 210 были разработаны варианты домов усадебного типа (рис. 1, 2, 3), отвечающие современным архитектурно-планировочным требованиям с наружными стеновыми панелями на основе крупнопористого (2) керамзитобетона с повышенным термосопротивлением $2,65-2,85\text{ м}^2 \text{ С/Вт}$. Причем расход металла и

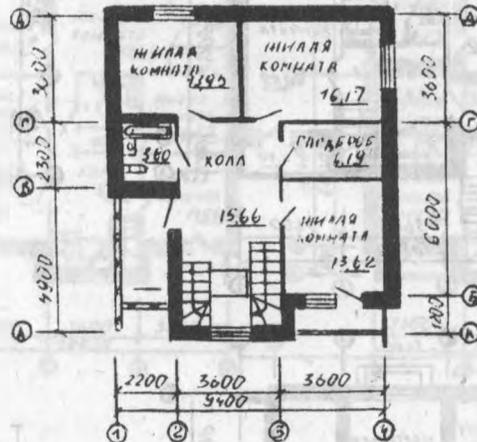
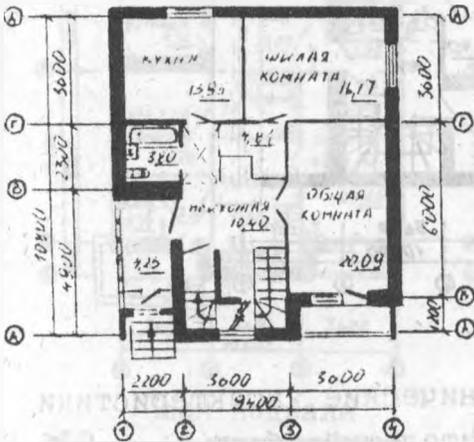
ФАСАД I-А

ФАСАД Д-А

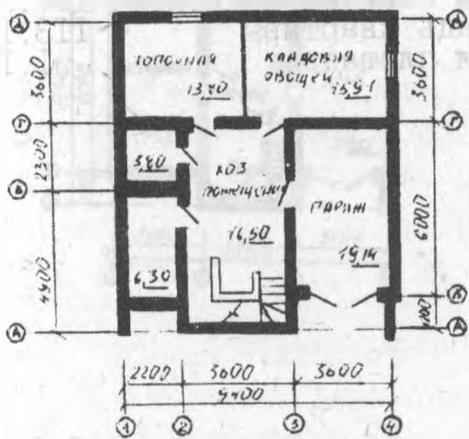


План I-го этажа

План 2-го этажа



План подвала



Технические характеристики

1. Строительный объем	894.96
в том числе подвала	273.36
2. Площадь застройки	109.03
3. Общая площадь квартиры	155.95
4. Площадь квартиры	140.01
5. Жилая площадь	80.00

Рис. I.

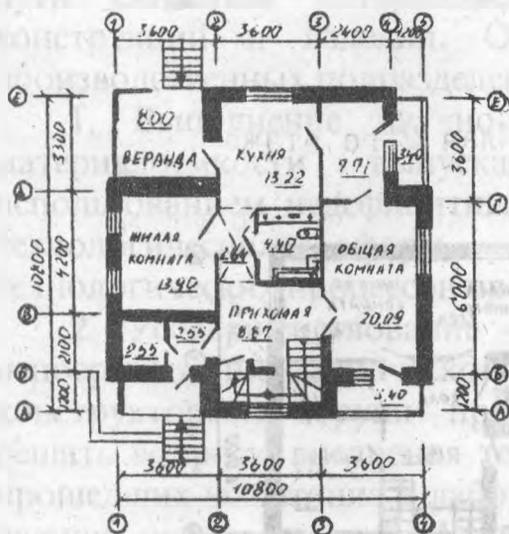
Фасад I-5



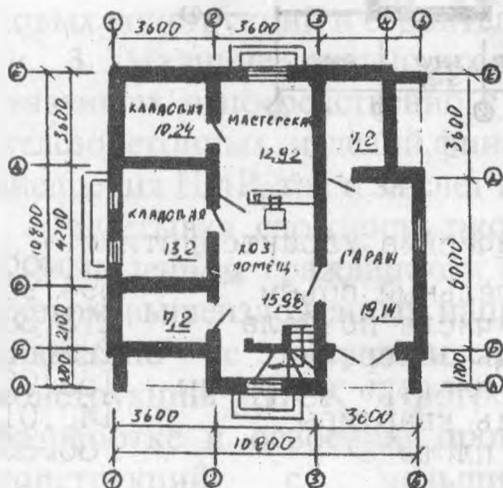
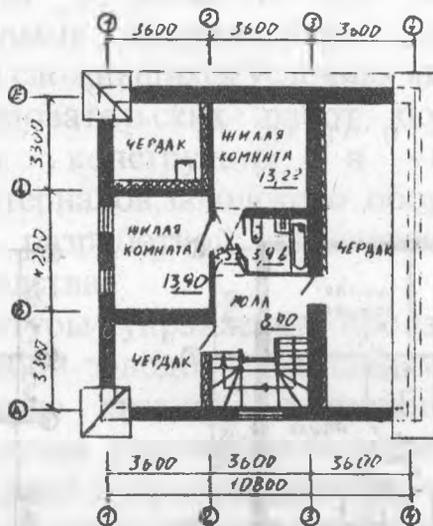
Фасад E-A



План I-го этажа



План мансарды



План подвала

Технические характеристики

1. Строительный объем	816.29
- в том числе подвала	301.94
2. Площадь застройки	124.06
3. Общая площадь квартиры	127.09
4. Площадь квартиры	113.14
5. Жилая площадь	61.11

Рис 2.

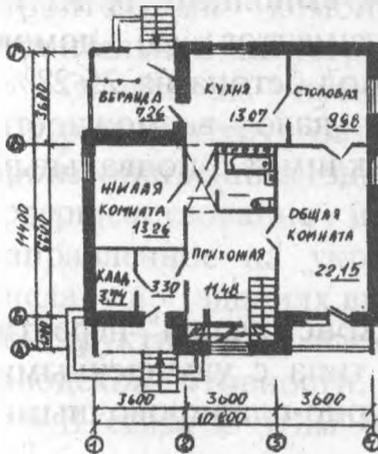
Фасад I-4



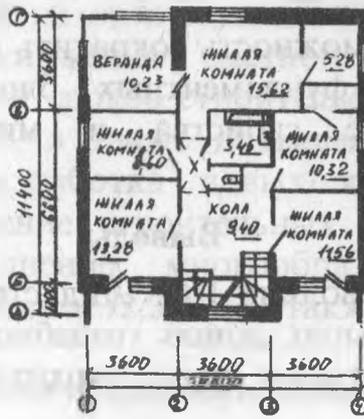
Фасад Г-А



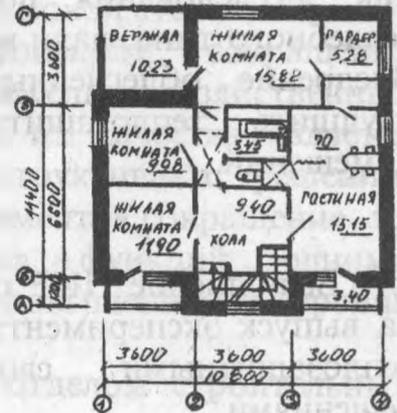
План I-го этажа



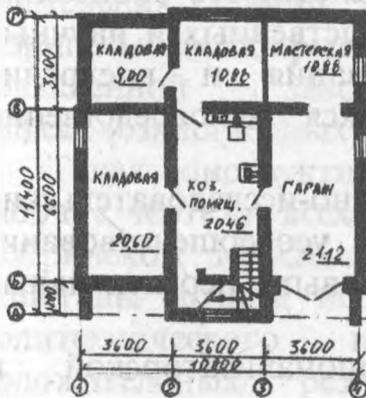
План 2-го этажа



Вариант использования
2-го этажа



План подвала



Технические характеристики:

1. Строительный объем	1065.13
- в том числе подвала	334.23
2. - Площадь застройки	133.32
3. Общая площадь квартиры	187.57
4. Площадь квартиры	161.24
5. Жилая площадь	94.99

Рис. 3.

цемента на 1м² стенового ограждения составил на 30-40% меньше по сравнению с трехслойными панелями на гибких связях, предлагаемых другими разработчиками.

Особенности технологии изготовления наружных стеновых панелей заключается в том, что используется заводское оборудование и формооснастка, ранее применяемая при выпуске конструкций серии 210. Сокращено ряд технологических операций, позволяющих экономить расход энергоэнергии на 45-55% по сравнению с существующей технологией.

Изготовленные наружные стеновые панели по новой технологии прошли комплексные испытания и рекомендованы к внедрению на заводе железобетонных изделий N2 г.Лиды.

Анализ выпускаемых железобетонных изделий и конструкций ПО "Лидастройконструкция" и другими заводами стройиндустрии Республики показывает, что имеются еще значительные резервы экономии материальных и энергетических ресурсов при совершенствовании проектных решений на основе выполненных НИР. Так, исследования цокольного этажа и фундаментов (3) домов усадебного типа, дали возможность сократить расход бетона на 25-28%. Внедрение облегченных фундаментных блоков дало возможность улучшить теплозащитные свойства и микроклимат подвальных помещений.

Выводы

Выполнение НИР позволили ПО "Лидастройконструкция" перейти на выпуск экспериментальных домов усадебного типа с улучшенными теплозащитными свойствами и архитектурно-планировочными решениями.

Несмотря на финансовую нестабильность и сложность экономики необходимо самое тесное сотрудничество производственных и научных подразделений с целью разработок исследования и внедрения прогрессивных технических решений, касающихся непосредственно продукции заводов.

Необходимо наличие долгосрочных научно-исследовательских программ, предусматривающих не только усовершенствование конструкций и изделий, но и разработку новых перспективных конструкций, зданий и сооружений на их основе.

Развитие творческой инициативы, рационализаторской и изобретательской деятельности, совершенствование и повышение своей квалификации инженерно-техническими работниками заводов.

Литература

1. Шведовский П.В., Казначеев Н.И. Облегчение конструкции на сельских стройках.- Минск: Урожай, 1986.- 215с.

2. Казначеев Н.И., Шведовский П.В. Крупноразмерные облегченные стеновые панели с эффективным утеплителем. Проспект ВДНХ СССР УДК 69.022:674 (419.3-666.982) 424.088.-Брест: 1984

3. Жуков В.Н., Бенц В.А., Карабанова Л.П., Ульяницкий Ю.М. Индустриальное решение цокольной части малоэтажного здания. М:1987-36с.

КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ С БЕЗРИГЕЛЬНЫМ ПОКРЫТИЕМ

Николай Казначеев, Николай Клепиков

Учитывая рост цен на строительные материалы, энергоресурсы и трудовые затраты иногда неоправдано в сотни раз увеличивается сметная стоимость здания или сооружения. Продукция не только сельских строительных комбинатов, но и многих других предприятий строительной индустрии не находит сбыта из-за высокой стоимости.

Одним из путей снижения сметной стоимости, сокращения построечных трудозатрат и сроков строительства сельскохозяйственных производственных зданий, а также повышения их качества является совершенствование и разработка новых конструктивных решений, направленное на укрупнение строительных элементов, сокращение их числа в зданиях, выполнение многообразных функций — одними конструктивными элементами /2,3,4/, а также повышения их уровня заводской готовности.

В связи с этим научно-исследовательским отделом строительных конструкций изучалась возможность и экономическая целесообразность применения зданий с новыми несущими стеновыми панелями и безригельным покрытием пролетом 18м из железобетонных элементов повышенной заводской готовности для строительства сельскохозяйственных производственных зданий.

Такая конструктивная схема здания была разработана. Выполнены рабочие чертежи всех экспериментальных элементов нового здания, на Кобринском МССК изготовлены опытные образцы конструкций и испытаны в цехе испытаний строительных конструкций Брестского политехнического института. После испытания и получения положительных результатов было разработано и привязано экспериментальное здание свинарника. Изготовлены необходимые конструкции и смонтирован каркас.

В настоящее время широко распространена конструктивная схема здания с использованием трехшарнирных рам по серии 1.822.1-2/82 из сборных полурам и столбчатых или свайных фундаментов. Ограждающие конструкции стен - крупноразмерные двухслойные панели

размером 6х3, 3м, опирающиеся на железобетонные фундаментные балки. Покрытие выполнено из железобетонных предварительно напряженных плит по шифру 265-88 (рис.1). Трехшарнирные рамы в такой схеме являются каркасом здания, на который в последующем монтируются ограждающие конструкции и элементы покрытия.

Предлагаемый новый вариант существенно отличается от типового (рис.2а, б). Стеновые панели и плиты покрытия выполняют роль не только как ограждающие конструкции, но и являются основными элементами каркаса. Несущая стеновая панель с прокладочной гидроизоляцией заземляется в щелевой фундамент столбчатого типа. Покрытием является плита-оболочка 3х9 м, которая с уклоном 1:4 опирается на стеновую панель и колонну с развитым оголовком. Колонна представляет собой конструкцию, состоящую из двух элементов - колонны сечением 300х300 мм заземленной в сборный железобетонный фундамент стаканного типа и оголовка шириной 3,2м и высотой 0,6м, которые между собой жестко соединяются с помощью сварки. В результате этого мы получили каркас здания по объему больше, чем из трехшарнирных рам, в работе которого участвуют стеновая панель, плита покрытия и колонна.

Испытания показали, что объемный блок деформируется под нагрузкой как пространственная конструкция и лучше сопротивляется действию внешних нагрузок, чем плоские рамы. Оголовки колонн в здании развиты вдоль продольной оси.

В результате применения новых колонн при шаге их 6м отпала необходимость в монтаже ригелей. Плиты-оболочки опираются непосредственно на оголовки колонны.

Для сельскохозяйственных зданий с шагом колонн кратным 6м и была разработана определенная методика расстановки колонн (рис.3). Колонны относительно поперечных осей смещены на 1,5 м. Крайние колонны в поперечных осях здания устанавливаются без оголовка. Конструктивное решение торцов здания было принято типовым.

Выполненные научные исследования в лабораторных, заводских и построечных условиях позволяют уменьшить расход арматурной стали и бетона на 35-40%, сократить число монтажных элементов и трудозатраты при возведении здания по сравнению с типовым проектным решением до 30-35 %.

Анализ проектных типовых решений существующих производственных сельскохозяйственных зданий показывает, что неоправдано завьшаются объемы зданий.

Основным критерием для определения размеров здания при его разработке служит возможность размещения типового технологического оборудования. Иногда из-за одного агрегата принимается одинаковая высота на всю длину здания и чтобы поддерживать в коровнике или свиноматнике температурный режим, устанавливается обогрев здания,

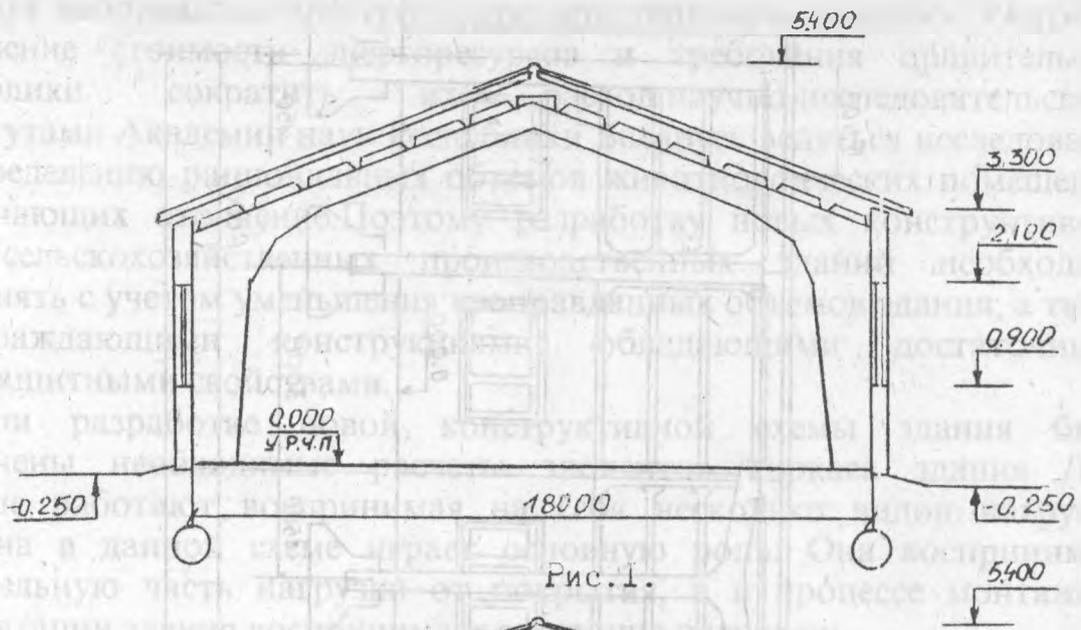


Рис. 1.

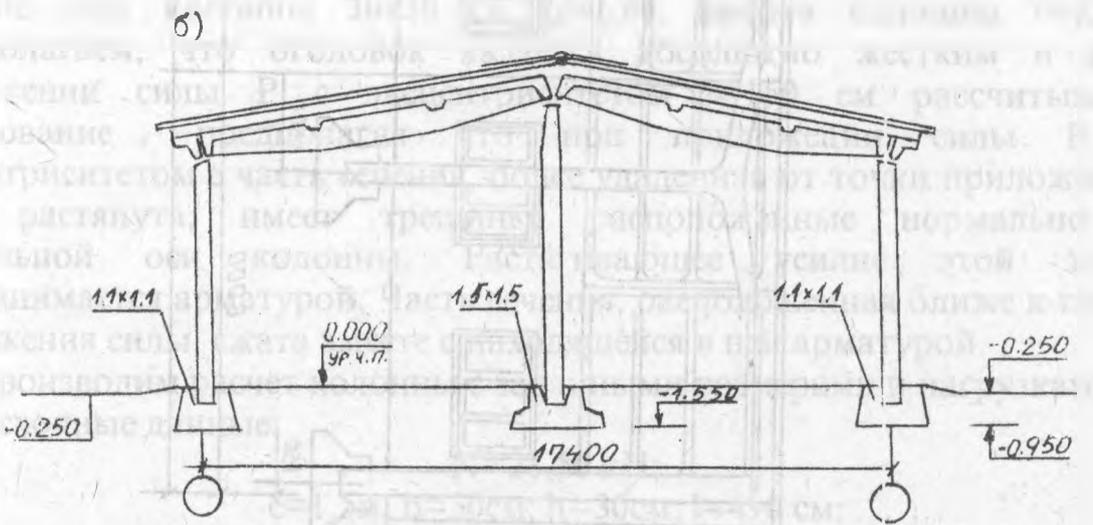
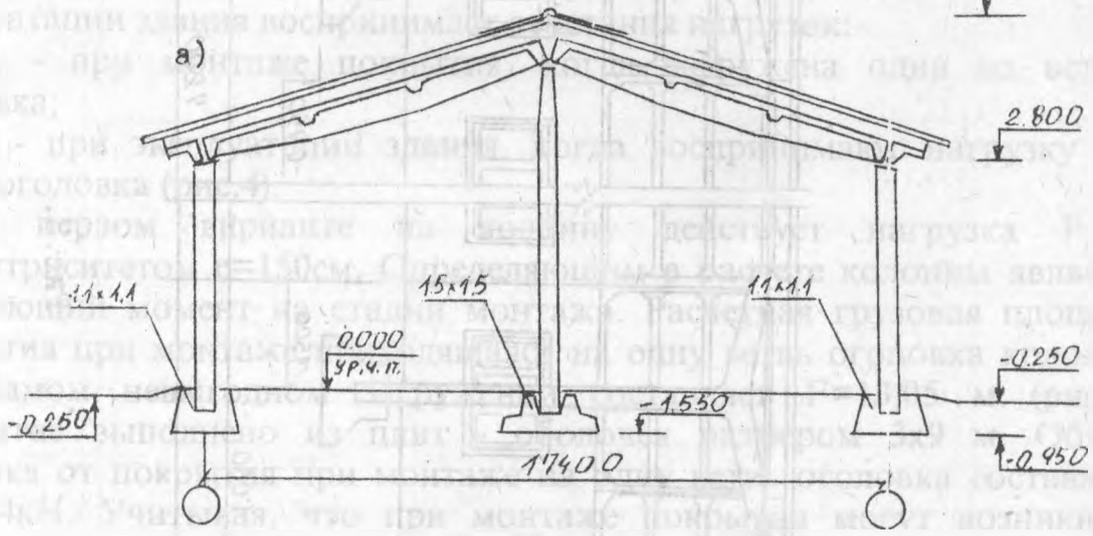


Рис. 2.

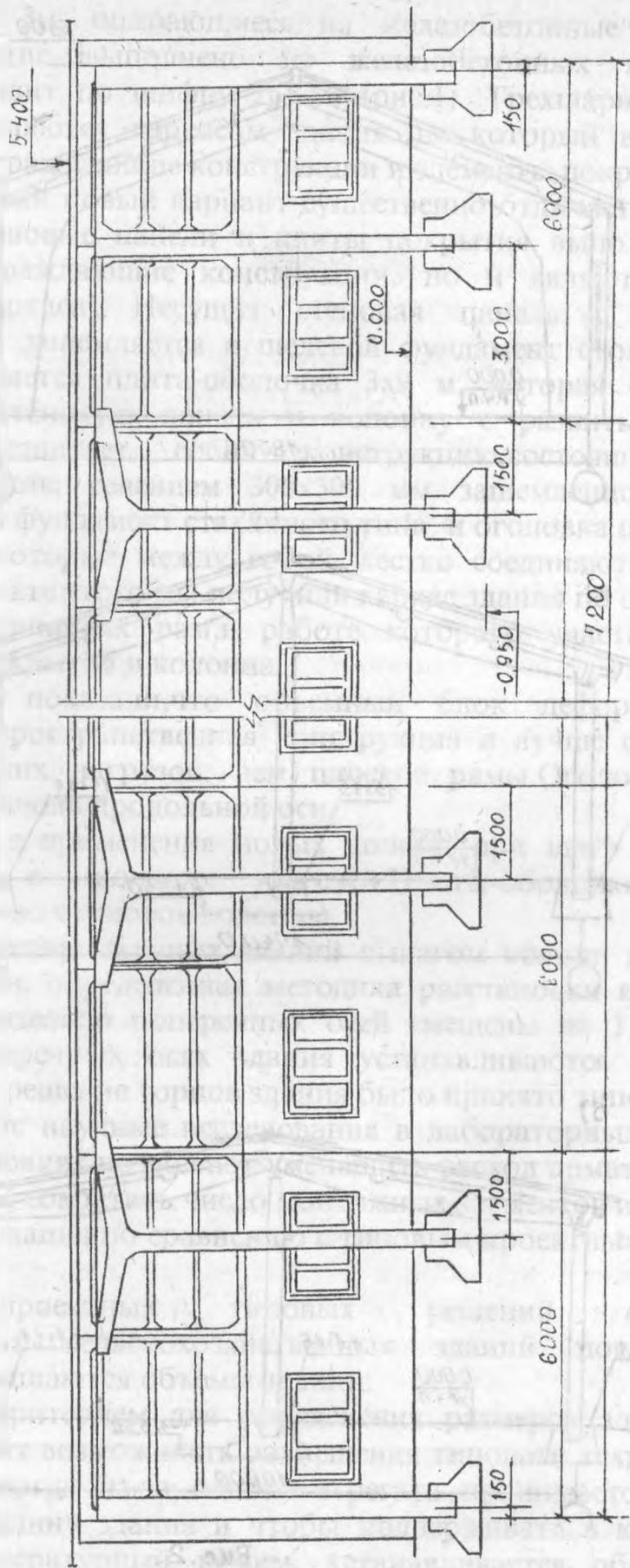


Рис. 3.

расходуя неоправдано электрическую или тепловую энергию. Учитывая увеличение стоимости энергоресурсов и требования правительства Республики сократить их расход, научно-исследовательскими институтами Академии наук Республики Беларусь ведутся исследования по определению рациональных объемов животноводческих помещений, исключая отопление. Поэтому разработку новых конструктивных схем сельскохозяйственных производственных зданий необходимо выполнять с учетом уменьшения неоправданных объемов здания, а также с ограждающими конструкциями, обладающими достаточными теплозащитными свойствами.

При разработке новой конструктивной схемы здания были выполнены необходимые расчеты элементов каркаса здания /1,5/, которые работают, воспринимая на себя несколько видов нагрузок. Колонна в данной схеме играет основную роль. Она воспринимает значительную часть нагрузки от покрытия, а в процессе монтажа и эксплуатации здания воспринимает сочетания нагрузок:

P_I - при монтаже покрытия, когда загружена одна из ветвей оголовка;

P_{II} - при эксплуатации здания, когда воспринимают нагрузку две ветви оголовка (рис.4).

В первом варианте на колонну действует нагрузка P_I с эксцентриситетом $e=150$ см. Определяющим в расчете колонны является изгибающий момент на стадии монтажа. Расчетная грузовая площадь покрытия при монтаже, приходящаяся на одну ветвь оголовка колонны при самом невыгодном загрузении, составляет $F=13,05$ м (рис.5). Покрытие выполнено из плит - оболочек размером 3×9 м. Общая нагрузка от покрытия при монтаже на одну ветвь оголовка составляет $P_I=20,4$ кН. Учитывая, что при монтаже покрытия могут возникнуть динамические нагрузки, силу $P_I=20,4$ кН умножаем на коэффициент динамичности равный 1,4 и получаем расчетную нагрузку $N_I=28,56$ кН. Сечение тела колонны 30×30 см (рис.6), высота колонны $l=4,9$ м. Предполагаем, что оголовок является абсолютно жестким и при приложении силы P с эксцентриситетом $e=150$ см рассчитываем армирование, предполагая что при приложении силы P с эксцентриситетом e часть сечения, более удаленная от точки приложения силы растянута, имеет трещины, расположенные нормально к продольной оси колонны. Растягивающее усилие этой зоны воспринимается арматурой. Часть сечения, расположенная ближе к точке приложения силы, сжата вместе с находящейся в ней арматурой.

Производим расчет колонны с заданными размерами и нагрузками.

Исходные данные:

$$N=28,56 \text{ кН};$$

$$e=1,5 \text{ м}; b=30 \text{ см}; h=30 \text{ см}; l=4,90 \text{ м};$$

Бетон класса В25;

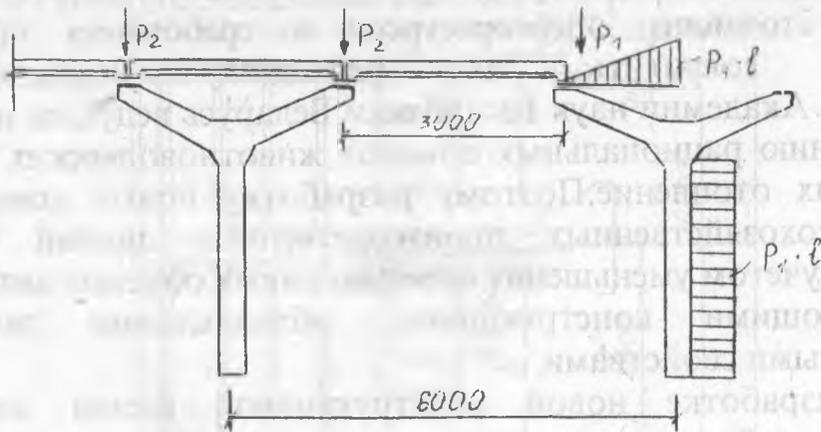


Рис. 4.

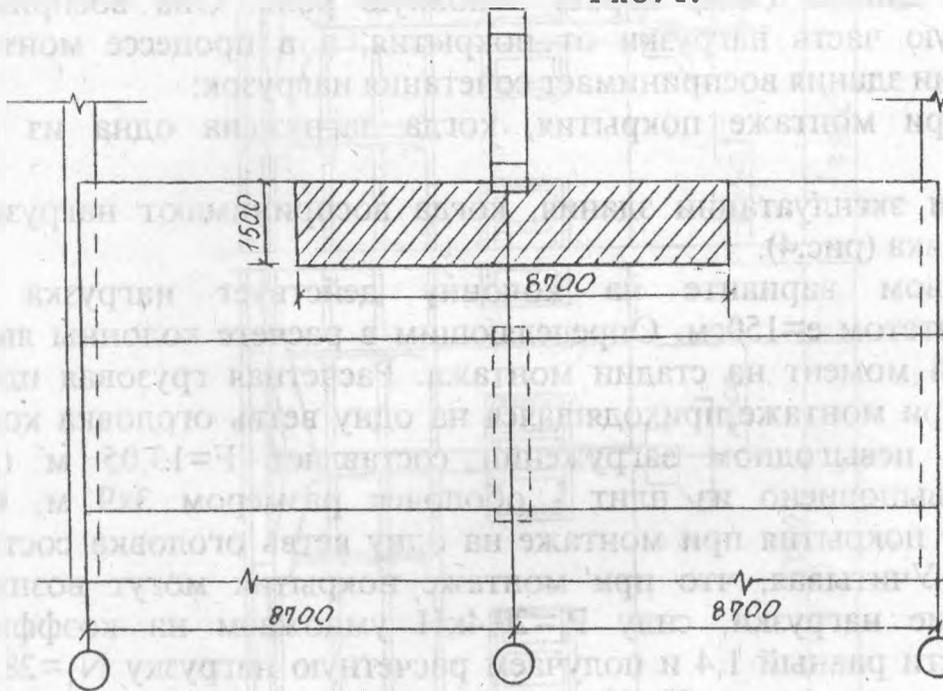


Рис. 5.

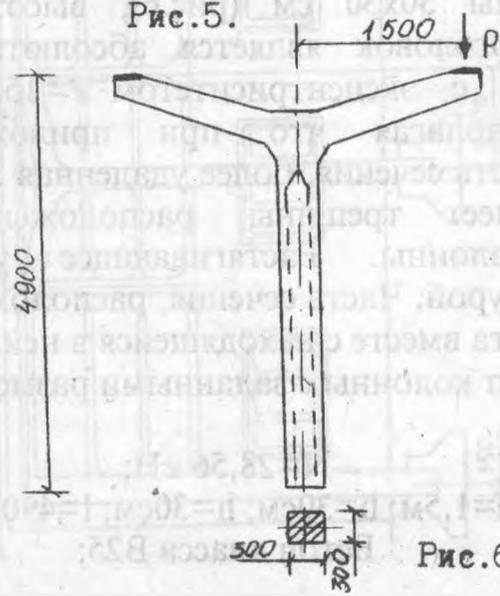


Рис. 6.

$$R=14,5 \text{ МПа}; E=30000 \text{ МПа};$$

Арматура класса А=III

$$R_s=R_{sc}=365 \text{ МПа}; E=200000 \text{ МПа}.$$

Назначаем защитный слой арматуры $a=a'=4$ см. Расстояние от края до центра сечения арматуры $h=h'=30-4=26$ см. Расстояние между осями сжатой и растянутой арматуры $z_s=30-4-4=22$ см.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6.78;$$

$$Y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67500 \text{ см}^3$$

Находим расстояние от точки приложения силы N до растянутой арматуры:

$$e=e_0+0.5h-a=150+0.5h-a=150+0.5 \cdot 30-4=161 \text{ см}.$$

Находим коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прочность элемента в предельном состоянии при $\beta=1$;

$$\varphi_1=1+\beta(M \cdot e/M \cdot e)=1+1 \cdot (42.84/42.84)=2$$

Определяем $\delta=e_0/h=150/30=5$, что удовлетворяет условию

$$\delta_{\min}=0.5-0.01(l_0/h)-0.01R_b=0.5-0.01 \cdot 490/30-0.01 \cdot 14.5=0.192; \delta \geq \delta_{\min}$$

Определяем радиус инерции в плоскости изгиба:

$$i=h/3.46=30/3.46=8.671$$

Вычисляем отношение: $l_0/i=490/8.671=56.51$

По таблице находим $\mu_{\min}=0.2\%$.

Определяем минимальную площадь арматуры

$$A_{S\min}=\mu_{\min} \cdot b \cdot h_0=0.002 \cdot 30 \cdot 26=1.56 \text{ см}^2$$

Предварительно принимаем арматуру:

$$\text{в сжатой зоне} - 2 \text{ } \varnothing 10 \text{ А-III } A_s'=1.57 \text{ см}^2$$

$$\text{в растянутой зоне} - 2 \text{ } \varnothing 18 \text{ АIII } A_s=5.09 \text{ см}^2$$

$$Y_s=A_s(0.5h-a)^2+A_s'(0.5h-a')^2$$

$$Y_s=5.09(0.5 \cdot 30-4)^2+1.57(0.5 \cdot 30-4)^2=805.86 \text{ см}^4$$

Определяем условную критическую силу N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{Y_b}{\varphi_1} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 \cdot \delta} + 0.1 \right) + \gamma \cdot Y_s \right]$$

Гибкость колонны I принимаем в зависимости от способа закрепления, равное $2H$, где H - высота колонны:

$$N_{cr} = \frac{6.430000}{980^2} \cdot \left[\frac{67500}{2} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1+5} + 0.1 \right) + 6.78 \cdot 805.86 \right] = 191236.94 \text{ Н}$$

$$N_{cr} = 191.24 \text{ кН} > N = 28.56 \text{ кН}$$

Определяем коэффициент продольного изгиба η по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 28.56/191.24} = 1.176$$

Определяем эксцентриситет e .

По формуле $e = e_0 \eta + 0.5h - a = 150 \cdot 1.176 + 0.5 \cdot 30 - 4 = 189 \text{ см}$.

Граничное значение ξ_R вычисляем по формуле, в которой значение W находим с учетом влияния косвенного армирования:

$$W = \alpha - 0.008R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 14.5 = 0.737;$$

$$\sigma_{sr} = R_s = 365 \text{ МПа}; \quad \sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \sigma_{sr} / \sigma_{sc,u} (1 - w / 1.1)} = \frac{0.734}{1 + (365 / 400) \cdot (1 - 0.734 / 1.1)} = 0.563$$

$$\xi = x/h_0 = (N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s) / (R_b \cdot b \cdot h_0) \leq \xi_R$$

$$\xi = (28560 + 36500 \cdot 4.02 - 36500 \cdot 1.57) / (14.5 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 20) = 0.104 \leq 0.563$$

$$A_r = \xi_R \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi_R) = 0.563 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.563) = 0.405$$

Определяем площадь арматуры в сжатой зоне:

$$A'_s = \frac{N_e - A_r \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} \cdot z_c} = \frac{28500 \cdot 189 - 0.405 \cdot 14.5 \cdot 30 \cdot 26^2 \cdot 100}{365 \cdot 22 \cdot 100} = -8.109 < 0$$

Армирование не требуется, принимаем армирование по минимальному проценту армирования $A'_s = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0 = 0.002 \cdot 30 \cdot 26 = 1.56 \text{ см}^2$.

Принимаем 2 $\varnothing 10$ А-III $A'_s = 1.37 \text{ см}^2$.

$$\alpha_0 = [N_e - R_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (h_0 - a)] / R_b \cdot b \cdot h_0^2 = [28560 \cdot 191 - 365 \cdot 100 \cdot 1.57 \cdot 22] / 14.5 \cdot 30 \cdot 26^2 \cdot 100 = 0.134$$

По таблице находим $\xi = 0.133$.

$$A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot R_b / R_s + A'_s \cdot R_{sc} / R_s - N / R_s = 0.133 \cdot 30 \cdot 26 \cdot 14.5 / 365 + 1.57 \cdot 365 / 365 - 28560 / 365 \cdot 100 = 4.909 \text{ см}$$

Принимаем 2 $\varnothing 18$ А-III $A_s = 5.09 \text{ см}^2$.

Процент армирования сечения:

$$\mu = [(A_s + A'_s) / b \cdot h] \cdot 100\% = [(5.09 + 1.57) / 30 \cdot 30] \cdot 100\% = 0.74\%$$

Расчеты оголовка колонны, стеновой панели и фундамента здания производились с использованием электронного комплекса ЕС 1036 по пакету прикладных программ "Лира".

Результаты испытаний конструктивных элементов здания с достаточной точностью подтвердили теоретические расчеты.

Выводы

Выполненные научные исследования в лабораториях, заводских и построечных условиях позволяют уменьшить расход арматурной стали и бетона на 35-40 %, сократить число монтажных элементов и трудозатраты при возведении зданий по сравнению с типовым проектным решением до 30-35%.

Существующее технологическое оборудование для производственных сельскохозяйственных зданий не требует изменений и хорошо размещается в помещениях с новой конструктивной схемой. Разработанные новые несущие стеновые панели с прокладочной гидроизоляцией, колонны с разветвленным оголовком и фундаменты позволяют компоновать сельскохозяйственные производственные здания и сооружения с безригельным покрытием различных объемов и назначений.

Литература

1. Вахненко П.Ф., Вахненко В.П. Железобетонные конструкции сельскохозяйственных зданий. "Будивельник", Киев, 1982.
2. А7с. N11875144 СССР. Железобетонная панель. Казначеев Н.И. и другие.
3. А.с. N1201466 СССР. Каркас одноэтажного здания. Казначеев Н.И. и другие.
4. А.с. N1637396 СССР. Железобетонная панель. Казначеев Н.И. и др.
5. Немчиков Ю.И. Расчет пространственных конструкций (метод конечных элементов). "Будивельник", Киев, 1980.

НОВЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ В ПРОЕКТИРОВАНИИ И ИСПЫТАНИИ АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

П.Радзишевски

В последнее время необходимость усиления дорожных конструкций Польши и строительство дорог для тяжелого движения, стало более актуальной, чем когда то не было. На такое состояние дел влияют следующие причины:

- поступающий процесс соединения Польши с Западной Европой

- возрастающий объем международных транзитных перевозок между Западной Европой и сторонами бывшего Советского Союза,

- тенденции увеличения нагрузок на оси машин и общего веса грузовых автомобилей, которые наблюдаются во всех развитых странах Европы (Италия - 118 кН на ось, Греция, Бельгия, Франция, Люксембург - 128 кН на ось, предложение для Европейского Сообщества - 113кН на ось).

- реализуемая в Польше программа строительства сети дорог скорого движения.

Все выше приведенные обстоятельства является причиной по которой польские дорожники должны обращать особое внимание на повышение работоспособности дорожных конструкций.

Основным материалом, применяемым для строительства верхних слоев конструкций проезжей части дорог, является асфальтобетон. Поэтому для решения задачи обеспечения нормативных сроков службы автомобильных дорог в условиях повышенных нагрузок, большая роль принадлежит качеству и долговечности асфальтобетона.

Подбор состава асфальтобетона,обеспечивающего материалу заданные показатели - это проблема не нова в дорожном строительстве, но с другой стороны, стало очевидно, что практически невозможно без риска ошибки производить расчет оптимальных характеристик асфальтобетона традиционными методами.

Проектирование состава асфальтобетона согласно нормативному методу действующему сейчас в Польше,производится по следующей схеме:

- подбор и испытание исходных материалов,
- подбор соотношений минеральных материалов (щебень, песок, минеральный порошок) в зависимости от гранулометрического состава,
- определение оптимального количества битума по методу Маршалла,
- испытание контрольных образцов.

Метод Маршалла широко применяется в нашей стране для подбора состава смесей и его проверки, а также для контроля за изготовлением асфальтобетонных покрытий, как верхних, так и нижних слоев. Методика проведения испытаний по методу Маршалла:

- испытания проводится на цилиндрических образцах, обжимаемых полукруглыми щеками под прямым углом к оси образца до максимальной нагрузки.
- температура испытания 60°С,
- скорость развития деформации $v=5.082$ см/мин.,
- образец подвергается комбинации нагрузок на сжатие и на срез,
- возникающее непосредственно перед разрушением максимальное усилие называется стабильностью, а наступающая в этот момент деформация именуется текучестью.

Метод Маршалла может рассматриваться как очень практичный с точки зрения техники проведения испытаний. Используемая аппаратура проста по конструкции и в эксплуатации. В это же время есть возможность испытывать образцы, взятые из готового дорожного покрытия без нарушения структуры материала.

Однако, имея в виду следующие причины метод Маршалла не может дальше оставаться основным методом проектирования асфальтобетонных смесей:

- уплотнение смеси ударами падающего груза не соответствует уплотнению смеси в полевых условиях,

- основные показатели, характеризующие физико-механические свойства асфальтобетона, определенные по методу Маршалла не являются убедительными критериями для предусматривания будущей эксплуатации асфальтобетонного покрытия.

- многие исследования показывают, что испытания по методу Маршалла, которые проводятся при больших напряжениях и больших деформациях, разрушающих внезапно образцы в короткое время, обладают результатами на много менее надежными для представления характеристики действительных условий работы дорожных покрытий, по сравнению с методами, используемыми величины напряжений и деформаций похожих „in situ“, и имеющих постепенно возрастающие разрушающие способности,

- по методу Маршалла не возможно проводить проектных и исследовательских работ по альтернативных и модифицированных материалах.

Критериями при подборе состава асфальтобетона должны являться показатели, позволяющие, по возможности вполне судить о поведении материала в дорожном покрытии под воздействием многократных нагрузок. Поэтому проектирование асфальтобетонных смесей необходимо проводить на основе следующих показателей:

- прочность и устойчивость покрытия под воздействием вертикальных и горизонтальных нагрузок при разных температурах (усталостная прочность на многократный изгиб, сдвигоустойчивость),

- морозостойкость и трещиностойкость,

- водостойкость,

- коррозионная устойчивость против старения.

Надо подчеркнуть необходимость разработки ускоренных лабораторных методов испытаний, отвечающим выше изложенным требованиям. В США проводились широкомасштабные исследования в этой области (SHRP - программа, реализуемая во многих университетах и исследовательских институтах). Полученные результаты и рекомендации должны быть использованы при разработке нового метода проектирования асфальтобетонных смесей (рис.1, рис.2, рис.3, рис.4).

Предложения ШНРР

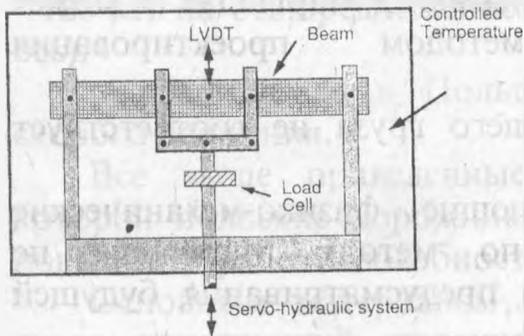


Figure 1 — Low frequency beam fatigue test.

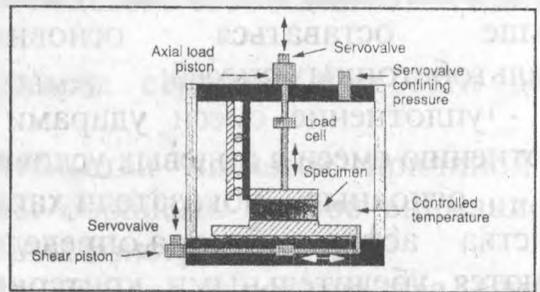


Figure 2 — Permanent deformation test system.

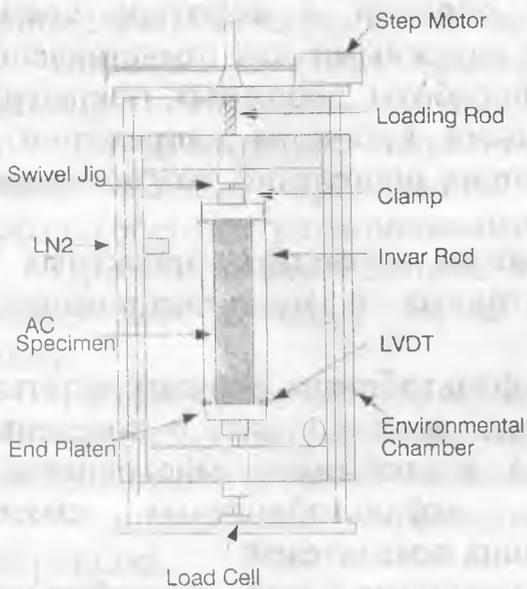


Figure 3 — Thermal cracking test unit.

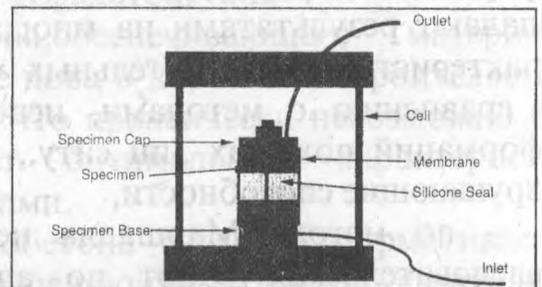


Figure 4 — Long-term aging conditioning using low pressure oxidation.

Автор проводит исследования с целью разработки метода проектирования асфальтобетонных смесей, учитывая уровень надежности проектирования и реальные условия поведения материала в дорожном покрытии. Состав асфальтобетона автор предлагает проектировать по следующей схеме, представленной на рис.5.

Планируется дальнейшие теоретические и экспериментальные работы в этой области.

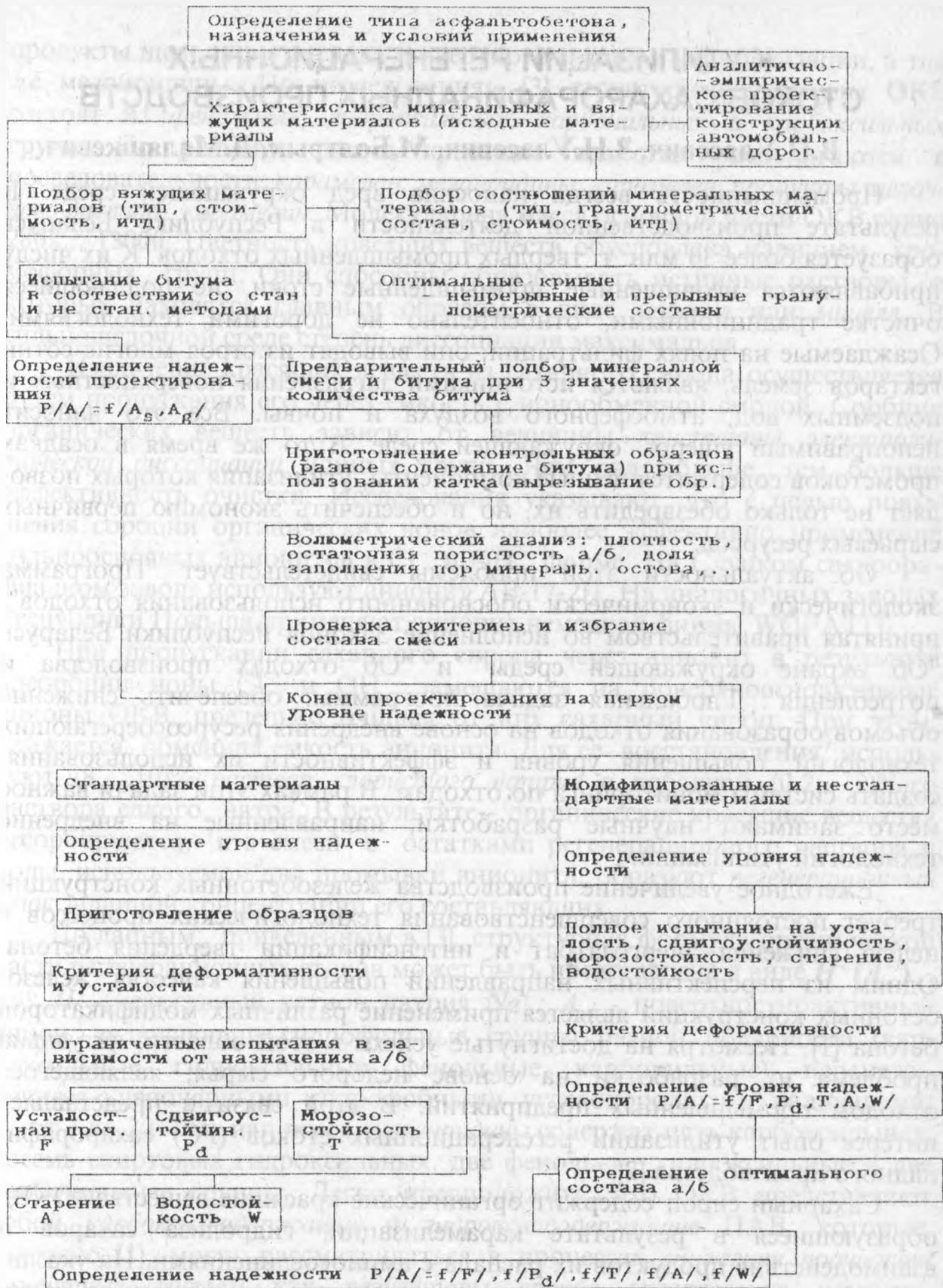


Рис. 5. Проектирование состава асфальтобетона.

К УТИЛИЗАЦИИ РЕГЕНЕРАЦИОННЫХ СТОКОВ САХАРОРАФИНАДНЫХ ПРОИЗВОДСТВ

В.П.Уласевич, З.Н.Уласевич, М.Болтрык, Д.Малашкевич

Промышленность всегда наносила вред окружающей среде. В результате производственной деятельности в Республике Беларусь образуется более 30 млн. т. твердых промышленных отходов. К их числу прибавляются неочищенные промышленные стоки, не поддающиеся очистке традиционными, относительно не дорогими технологиями. Осаждаемые на полях фильтрации, они выводят из строя многие сотни гектаров земель, являются источниками загрязнения поверхностных и подземных вод, атмосферного воздуха и почвы. Все это наносит непоправимый ущерб окружающей среде. В то же время в осадках промстоков содержатся ценные компоненты, утилизация которых позволяет не только обезвредить их, но и обеспечить экономию первичных сырьевых ресурсов.

Об актуальности этой проблемы свидетельствует "Программа экологически и экономически обоснованного использования отходов", принятая правительством во исполнение Законов Республики Беларусь "Об охране окружающей среды" и "Об отходах производства и потребления". Глобальная задача программы: обеспечить снижение объемов образования отходов на основе внедрения ресурсосберегающих технологий, повышения уровня и эффективности их использования; создать системы мониторинга по отходам. В рамках этой задачи важное место занимают научные разработки, направленные на внедрение технологий утилизации.

Ежегодное увеличение производства железобетонных конструкций требует постоянного совершенствования технологических процессов с целью снижения энергозатрат и интенсификации твердения бетона. Одним из перспективных направлений повышения качества железобетонных конструкций является применение различных модификаторов бетона [1]. Несмотря на достигнутые успехи в этой области, актуальна проблема их разработки на основе недорогого сырья, являющегося отходом промышленных предприятий. В этой связи и представляет интерес опыт утилизации регенерационных стоков (РС) сахарорафинадного производства [2].

Сахарный сироп содержит органические красящие вещества (ОКВ), образующиеся в результате карамелизации, гидролиза сахаров и взаимодействия продуктов их распада с аминсоединениями. На указанные процессы оказывают влияние кислород воздуха, ферменты, высокая температура, значение рН-среды и другие факторы. На основании исследований сделан вывод о том, что красящие вещества содержат

продукты щелочного распада инвертного сахара и карамелизации, а также меланоидины. По исследованиям [3] структурные формулы ОКВ состоят из фенольных, гидроксильных, карбонильных и карбоксильных групп. По размеру частиц красящие вещества располагаются в последовательности: карамелан, меланоидины, карамелен, продукты щелочного распада, карамелин. Молекулярная масса основной части ОКВ равна 280, ..., 13000. Цветность красящих веществ обусловлена наличием хромофорных групп. Они способны образовывать истинные растворы, в которых находятся главным образом в виде молекул или мицелл. В сильнощелочной среде степень диссоциации максимальна.

Извлечение красящих веществ из сахарного сиропа осуществляется путем пропускания его через емкость с ионообменной смолой. Сорбция органических веществ зависит от величины константы электролитической диссоциации ионных групп. Чем она больше, тем больше эффективность очистки. Исследования указывают, что с целью повышения сорбции органических ионов наиболее эффективно применение сильноосновных анионитов в Cl^- и OH^- форме. На Слуцком сахарорафинадном заводе используют анионит АВ-17-2П. На аналогичных заводах Республики Польша применяют анионит немецкой фирмы WOFATIT.

При пропускании сахарного сиропа через анионит в результате адсорбции ионы Cl^- и OH^- замещаются на поверхностноактивные анионы ОКВ, предельно очищая от них сахарный сироп. При этом, снижается обменная емкость анионита. Для ее восстановления используют (8, ..., 10)% раствор хлористого натрия с добавкой (0,2, ..., 2)%-го раствора едкого натра. В результате - органические красящие вещества десорбируются, и в смеси с остатками регенерационного раствора и воды, используемой для промывки анионита, образуют регенерационный сток заданной концентрации его составляющих.

По данным, приведенным в [3], структурная формула органической части регенерационных стоков может быть представлена в виде $\text{H}^+ (\text{A}_n^-)_x$, где: H^+ - неактивный катион натрия Na^+ ; A_n^- - поверхностноактивный анион, включающий гидрофильные группы разной полярности (карбоксильные, гидроксильные, фенольные, карбонильные), перемежающиеся с неполярными гидрофобными углеводородными радикалами; x - от 1 до 20. Так, например, меланоидины содержат пять карбоксильных, восемь спиртовых гидроксильных, две фенольные гидроксильные и две карбонильные группы. Легко предположить, что ОКВ представляют собой карбоксилсодержащие и гидроксилсодержащие ПАВ, которые, согласно [1], могут рассматриваться в процессах снижения прочности цементных систем как регуляторы сроков схватывания цемента, стабилизаторы, диспергаторы. Механизм их действия зависит от количества гидроксильных групп и расположения их в составе молекул.

Стабилизирующее действие ОКВ определяется *степенью устойчивости* дисперсной системы, которая функционально может быть связана с коэффициентом устойчивости $k_{уст}$, максимальной поверхностью S_{max} , стабилизированной ОКВ, и предельной концентрацией C_e , при которой сохраняется стабилизация. $k_{уст}$ должен быть рассчитан по кинетическим уравнениям.

Диспергирующее действие ОКВ предложено оценивать снижением поверхностного натяжения $\Delta\sigma$ по отношению к воде. В процессе регенерации в результате адсорбции ОКВ происходит изменение их концентрации в растворе РС. С ростом его концентрации поверхностное натяжение σ понижается. Отсюда важный вывод: регулируя концентрацию органической части РС можно получить заданный пластифицирующий эффект бетонной смеси с добавкой РС. При некоторой концентрации ОКВ достигается предел истинной растворимости C_p , при котором поверхностное натяжение РС больше не снижается. Максимальный удельный эффект, равный $\Delta\sigma/C_p$ может рассматриваться как *критерий диспергирующего действия* РС.

С другой стороны концентрация ОКВ в регенерационных стоках тесно связана с технологической схемой утилизации. При выполнении исследований использовались РС, полученные на сахарорафинадном заводе Krasnystav (Польша) по предложенной нами схеме утилизации[4].

Исследовались три варианта состава концентраций РС:

1. Регенерационный сток, полученный при пропускании регенерационного раствора через анионит один раз (РС1);
2. Регенерационный сток, полученный при пропускании регенерационного раствора $NaCl$ 8% концентрации через анионит дважды (РС2);
3. Регенерационный сток, полученный при пропускании через анионит раствора $NaCl$ 10% концентрации с добавкой после первой регенерации 0.2% $NaOH$ (РС3).

Технологические параметры исследуемых РС приведены в табл. 1.

Основная масса минеральной части РС представляет собой главным образом ускоритель твердения $NaCl$ с попутным содержанием ионов K^+ , Ca^+ , Mg^+ , NO_3^- , SO_4^{2-} менее 0.1%, связанным с химическим составом воды.

Для оценки механизма действия исследуемых РС в бетонных смесях и разработки плана широкомасштабных исследований было решено отработать методику на цементном растворе с модификацией его составом РС2. Цементные образцы готовились на польском портландцементе марки СРр 35 D20р Ожаровского цементного завода, песок кварцевый фракции до 2 мм, вода питьевая согласно ГОСТ.

Образцы готовились по расчету на $1 м^3$:

- цемент - 450.0 кг/м³ ;
- песок кварцевый - 1350.0 кг/м³ ;
- вода - 225.0 кг/м³ .

Таблица 1

Наименование параметров	RS1	RS2	RS3
1	2	3	4
Значения <i>PH</i>		8.290	9.520
Поверхн. натяжение σ , н/м	$5.76 \cdot 10^{-7}$	$5.57 \cdot 10^{-7}$	$5.49 \cdot 10^{-7}$
Плотность, г/см ³		1.045	1.055
ОКВ (потери при прокаливании)*, г/л	5.480	12.680	7.500
Минеральная часть*, г/л	74.440	62.980	81.280
Содержание RS, кг/л	0.0799	0.0757	0.0888
Концентрация раствора, %		7.244	8.417

* Данные приняты на основе исследований, выполненных в лаборатории мониторинга окружающей среды Белостокского политехнического института.

Область варьирования количества РС2 выделена на основе опыта исследований, изложенного в [2] и, учетом данных табл. 1, была принята равной 0,25 и 0.5 сухого вещества от массы цемента.

Для испытаний готовилась серия цементных образцов, объединенных в три группы. В условиях естественного твердения образцы испытывались через 3, 14 и 28 суток по 6 образцов в каждой группе. Результаты испытаний принимались в каждой группе как среднее статистическое:

- первая группа готовилась без добавки как контрольные образцы;
- вторая группа - с добавкой РС2 в количестве 0.25% и 0.40% массы цемента, W/C=0.5 (вода+РС=225 кг/м³), с целью выявления пластифицирующих свойств;
- третья группа - с добавкой РС2 в количестве 0.25% и 0.5% массы цемента, но с уменьшением количества воды до постоянной консистенции смеси, с целью выявления приращения прочностных свойств.

Первая и вторая группы образцов изготавливались при постоянном водоцементном отношении W/C=0.50; в третьей группе W/C снижалось до достижения смеси консистенции, близкой к контрольному образцу. При проверке консистенции использовался применяемый в Польше прибор PN-85/B-04500. Полученные данные подтверждают достаточно высокий пластифицирующий эффект РС2.

Установлено, что применять количество добавки РС2 свыше 0.6% от массы цемента практически не целесообразно, оптимальное ее количество - (0.25,...,0.55) сухого вещества от массы цемента.

Исследовалось так же влияние состава РС2 на сохранение подвижности раствора во времени. Исследования оценивались по результатам расплыва конуса раствора 1:3 на встряхивающем столике. Смесь изготавливалась на кварцевом песке с постоянным $W/C=0.4$ и количеством добавки 0.5 массы цемента. Для оценки эффекта изготавливалась и контрольная смесь без добавки. Установлено, что растворная смесь по времени пригодности практически не отличалась от контрольной. Это объясняется наличием в РС ускорителя твердения $NaCl$, снимающего эффект стабилизации органических ПАВ.

Установлено, что в комплексном действии РС2 на свойства бетонной смеси главным эффектом следует считать пластифицирующее действия органических ПАВ (ОКВ). Их наличие обуславливает поверхностно-активные свойства РС2 и их гидрофилирующий характер. Пластификация смеси вызывается адсорбированием молекул ПАВ частицами цемента с образованием моно-, а в последующем и полимолекулярной пленки. Адсорбция происходит так же и на гидратных новообразованиях, что и увеличивает пластифицирующие свойства раствора. Стабилизация пластифицирующего эффекта при увеличении расхода РС2 более 0.5% от массы цемента вызывается насыщением молекулами ОКВ как исходной фазы - цементных зерен, так и гидратных новообразований.

Таблица 2

№ группы	РС, %	W/C	Консист., см	Возраст, сут.	Прочность, МПа
1.	0.00	0.50	3.9	3	24.14
				14	37.17
				28	42.11
2.	0.25	0.50	5.1	3	21.46
				14	36.56
				28	40.93
	0.40	0.50	6.7	3	23.17
				14	38.82
				28	43.86
3.	0.25	0.45	3.8	3	26.82
				14	41.39
				28	44.37
	0.40	0.44	3.7	3	29.16
				14	44.26
				28	47.16

Результаты испытаний приведены в табл. 2. Установлено, что

добавка PC2, значительно пластифицируя растворную смесь, прочность цементных образцов практически не снизила. Эффект пластификации следует ожидать более значительным (более, чем в два раза) на бетонных образцах. Растет он и с увеличением расхода цемента. Увеличение прочности образцов во времени удовлетворяет известным закономерностям.

Снижение W/C до контрольной серии образцов выявила прирост прочности до 12%. Близким к оптимальному следует считать количество PC2 - 0.45% от массы цемента.

Таким образом, полученный состав регенерационных стоков PC2 можно рассматривать как *полифункциональный модификатор* бетонной смеси со стабилизирующими и пластифицирующими свойствами. Легко предсказать, что его использование при снижении W/C до постоянной (требуемой по технологии) подвижности тяжелой бетонной смеси приведет к значительному (до 25%) приросту прочности бетона. Кроме того, при введении в бетонную смесь *модификатора PC2* в структуре бетона ожидается образование повышенного количества пластических элементов - гелевых субмикроскопических новообразований, обладающих способностью испытывать значительные деформации сплошности. Это облегчит движение дислокаций, что будет способствовать перераспределению напряжений и снижению их концентраций. Последнее замедлит образование и развитие трещин. Увеличение прочности бетона может быть эффективно использовано для снижения энергоемкости бетонных изделий. Все это подтверждает актуальность проведения дальнейших исследований с целью применения *модификатора PC2* в тяжелый бетон. Для подтверждения сказанного запланированы широкомасштабные исследования на бетонных образцах.

Л и т е р а т у р а

1. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. - М.: Стройиздат, 1990. -400 с.
2. Крылов Б.А., Уласевич З.Н. Использование добавки PC для улучшения пластических свойств бетонной смеси и сокращения энергозатрат //Ресурсосберегающие технологии производства бетона и железобетона: -М.: НИИЖБ, 1988. -с.120-125.
3. Сапронов А.Р., Кролчева Р.А. Красящие вещества и их влияние на качество сахара. -М.: Пищ. пром-сть, 1975. -347 с.
4. З.Уласевич, В.Уласевич, Д.Малашкевич, М.Болтрык. Проблема утилизации регенерационных стоков сахарорафинадных производств /Тез.докл.ХХI научн.-технич.конференции в рамках проблемы "Наука и мир". -Брест, 1994.

СИСТЕМА АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОДИФИЦИРОВАННЫХ БЕТОНОВ ЗАДАННЫХ ТИПОВ И СВОЙСТВ

В.П. Уласевич, В.В. Тимошевич

Одним из основных строительных материалов является бетон, объем применения которого постоянно возрастает. В этой связи на первый план выдвигается проблема *эффективности и интенсификации* его производства. Наиболее эффективный путь технического решения этой проблемы - применение модифицированных бетонов [1] путем добавки веществ, улучшающих технологические свойства бетонных смесей и (или) строительно-технические свойства бетона. Добавка таких веществ в цементные системы, оказывая влияние на параметры кристаллизации, влияя на морфологию новообразований (внешний вид фаз, их форму и размер, удельную поверхность), изменяет структуру затвердевшего цементного камня и бетона за счет микровоздухо- (газо-) вовлечения (выделения), и тем самым влияет на его свойства - прочность, пористость, водонепроницаемость, усадку, трещиностойкость, прочность сцепления с заполнителем. Модифицируя цементные системы (бетоны и растворы) могут быть достигнуты следующие цели:

- направленное изменение вязкости цементно-водных суспензий с целью улучшения технологических свойств бетонных смесей;

- регулирование таких важнейших технологических свойств бетонной смеси, как сохранение ее подвижности во времени, расслаиваемость и водоотделение;

- возможность изменения структуры формирующегося цементного камня и бетона с целью увеличения их прочности и долговечности при многократных физических воздействиях;

- возможность управлять процессами гидратации цементов и ускорением твердения бетона.

Для эффективного использования всего многообразия модификаторов бетона, они классифицированы в шесть основных классов [2]. Классификация основана на учете преимущественного технологического эффекта действия. Каждый из классов делится на группы и подгруппы в зависимости от учета комплекса важнейших первичных (пластифицирующий эффект, регулирование процессов схватывания и твердения, повышение конечной прочности), и вторичных (подвижность бетонной смеси во времени, воздухо- (газо-) вовлечение, гидрофобизация, изменение прочности бетона при повышенных температурах) признаков.

Несмотря на большое многообразие модификаторов важным следует считать их разработку на основе утилизации отходов производства. В Республике Беларусь среди таких модификаторов следует назвать:

- модификаторы-суперпластификаторы: **С-3** - разработан в НИИЖБ на основе натриевых солей нафталинсульфокислоты и формальдегида; **Дофен** - на основе натриевых солей сульфокислот нафталина, его производных и аналогов формальдегида, - продукт сульфирования тяжелых смол пиролиза жидких углеводородов отработанной серной кислотой;

- модификаторы полифункционального действия: **ЛМГ** - лингосульфونات, модифицированные галитом с добавкой СФК в качестве флотореагента (а.с. № 1250536); **РС** - на основе стока, полученного при регенерации высокоосновных анионитных смол от органических красящих веществ сахарорафинадных производств [3]; **ЛТМ** - смесь лигносульфонатов технических с натриевыми и кальциевыми солями по ТУ 480-2-

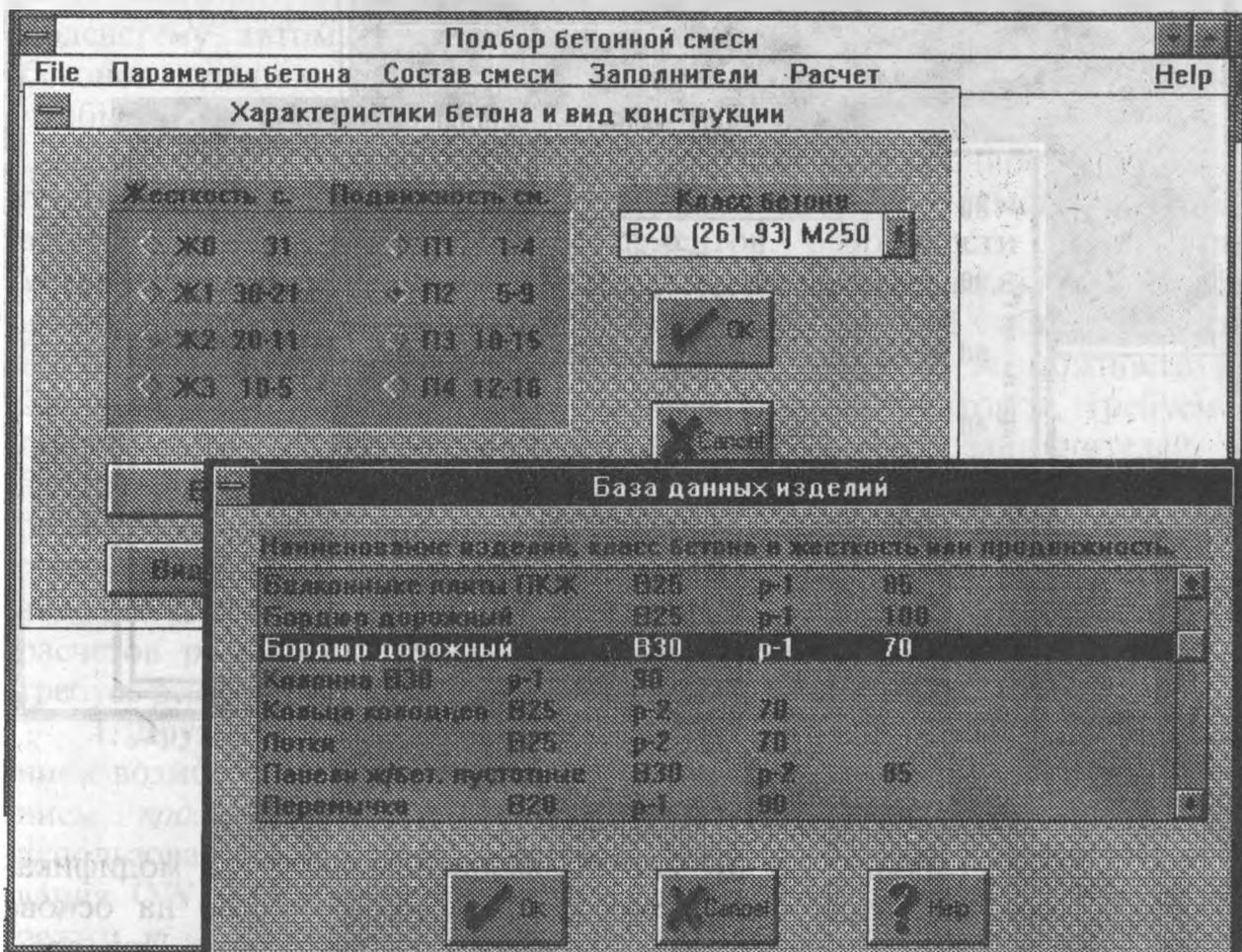


Рис. 1.

4-86 (NaCl , Na_2SO_4 , NaNO_3 , $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$), и др.

В соответствии с потребностями народного хозяйства, функциональным назначением бетонных и железобетонных изделий и конструкций возрастает потребность в различных видах бетона. Согласно [4] предусмотрены следующие виды конструкционных бетонов: **тяжелый** с плотностью 2200, ..., 2500 кг/м³ (на плотных заполнителях); **мелкозернистый** со средней плотностью свыше 1800 кг/м³ (на мелких заполнителях); **легкий** плотной и поризованной структуры (на пористых заполнителях); **ячеистый** автоклавного и неавтоклавного твердения; **специальный**.

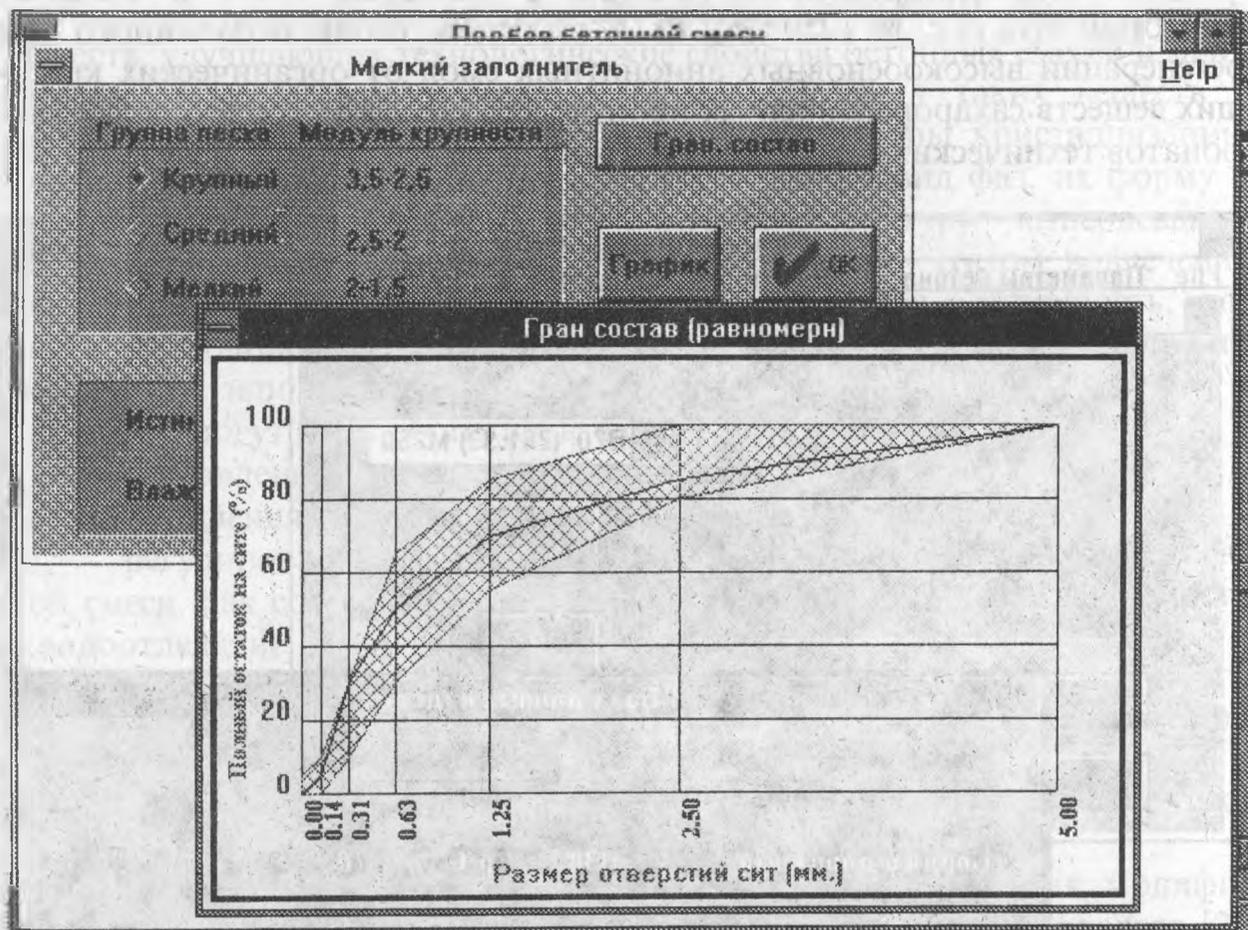


Рис. 2.

С другой стороны, как ни многообразна номенклатура модификаторов бетона, их разработка и внедрение в производство на основе недорогого и недифицитного сырья попрежнему актуальна. При этом решается важная проблема - утилизация осадков и стоков, наносящих вред водным ресурсам окружающей среды. Экспериментально-теоретические исследования, которые ведутся нами совместно с учеными Белос-

токского политехнического института с целью поиска новых модификаторов бетона, подтвердили возможность получения на основе РС сахаро-рафинадных производств *группы модификаторов* полифункционального действия для **мелкозернистых** и **легких** бетонов. Это подтверждает перспективность дальнейших исследований и необходимость их интенсификации. При этом, в процессе экспериментальных исследований при определении оптимальных дозировок модификаторов и их аналогов приходится рассчитывать большое количество составов, вести их постоянную корректировку. Результаты испытаний необходимо обрабатывать статистически, вести документирование, строить графики и диаграммы.

Учитывая вышесказанное, а так же уникальные возможности операционной среды Windows для построения *дружественного интерфейса* в системе "Пользователь-ПК", опыт построения алгоритмов САПР, а так же научные исследования в области использования РС как модификатора бетонной смеси, нами сделана попытка создать подсистему автоматизированного проектирования модифицированных бетонов заданных свойств - **ВЕТОН**. При ее создании мы стремились, чтобы она удовлетворяла следующим условиям [5]:

Виды конструкционных бетонов, их классы по прочности, марки по плотности, морозостойкости, водонепроницаемости, самонапряжению, а так же многообразие марок цементов, особенности их гранулометрического состава, разнообразие заполнителей, их влажность требуют от заводов железобетонных конструкций высокой гибкости и точности технологий приготовления бетонных смесей, возможности их быстрого перерасчета с учетом дозировок модификаторов, требуемой подвижности бетона, влажности песка и других заполнителей. В лабораториях заводов необходимо постоянно учитывать возможность появления новых ГОСТ или дополнений к ним. Под рукой технолога постоянно должна находиться всевозможная справочная информация в виде различных рекомендаций, методик и др. Кроме того, сама методика расчетов различных бетонных смесей достаточно трудоемка, так как требует решения многопараметрической задачи, и многовариантна.

1. **Дружественный интерфейс** системы. Это достигается использованием возможностей операционной системы Windows и программированием *под Windows* на алгоритмическом языке Borland C++ с использованием библиотеки объектно-ориентированного программирования OWL. Основная его особенность - полиэкранный графический режим и наличие развитой системы диалоговых областей (рис. 1; 2). Через *систему связи и внедрения объектов (OLE)* имеется возможность обмена данными с программным комплексом EXCEL, WORD и др. Возможна работа в мультисредах.

2. Система **BETON** снабжена развитым *гипертекстовым файлом* HELP (Подсказка), обеспечивающим Пользователя необходимой справочной информацией в виде текста, формул, таблиц и рисунков *по ключевым словам*, а так же *базой данных*. *Гипертекстовый файл* подсказки сформирован по тематическим разделам. Нажатием кнопки "?Help" предусматривается выход в *гипертекстовый файл* из диалоговых областей (Рис.3).

3. Система строится "*открытой*". Это значит, что *Пользователь* системы имеет возможность вносить изменения в информационные файлы и файлы базы данных. Кроме того авторы программы по заказу Пользователя могут вносить другие изменения с учетом особенностей конкретных заводов, типов бетонов, применяемых модификаторов и т.д. Предусматривается так же возможность создания подсистем управления технологией приготовления бетонных смесей и режимов термообработки через комплекс коммуникационного оборудования.

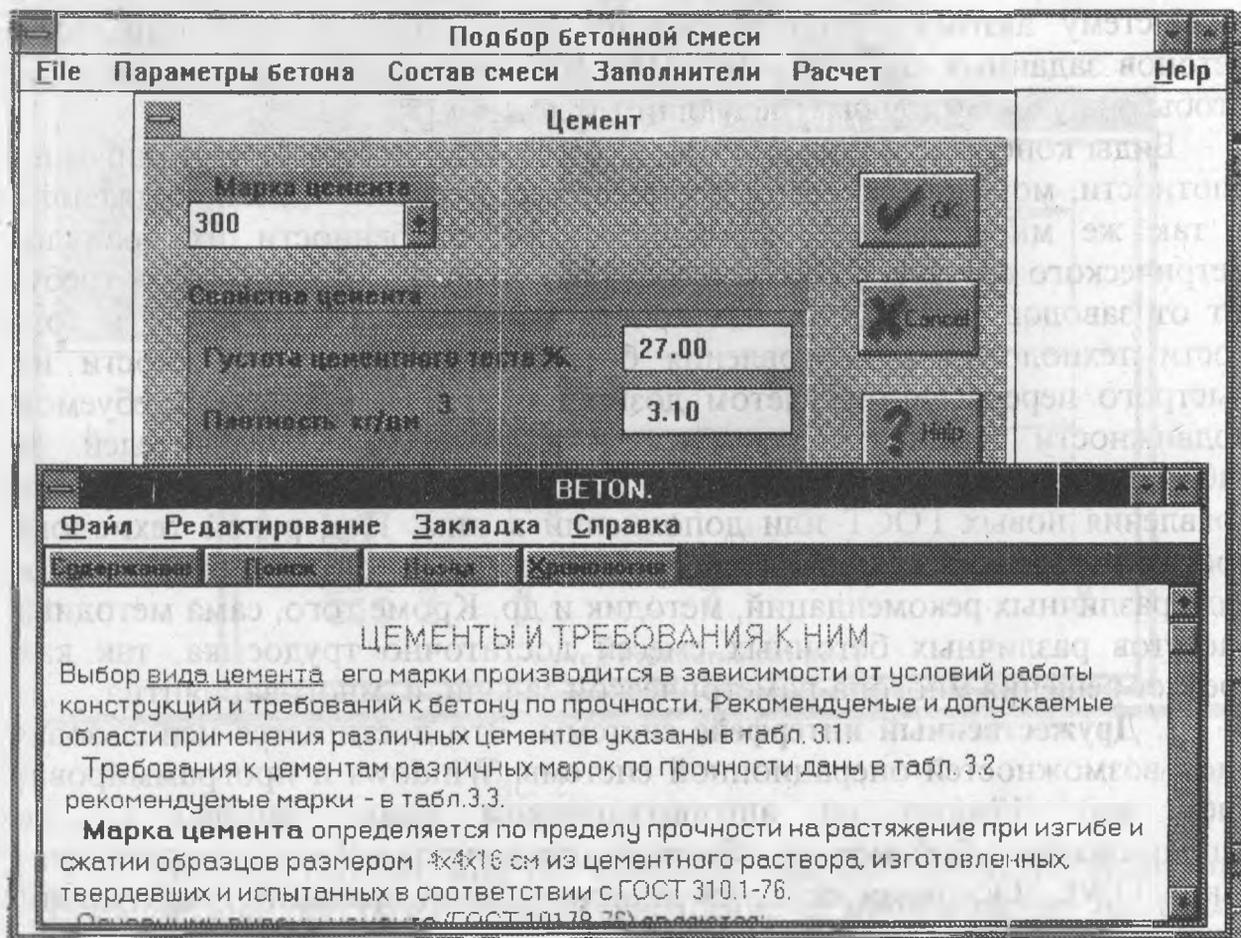


Рис. 3

Используя систему OLE ОС Windows 3.1 открывается возможность создавать на базе системы **BETON** динамическую профессиональную интегрированную среду исследователя, с помощью которой могут быть задействованы такие пользовательские системы, как EXCEL, AutoCAD, WORD и др., необходимые для построения трехмерных диаграмм, графиков, чертежей, с целью выполнения научно-прогнозирующих оценок.

4. **Возможность статистической обработки** результатов испытаний образцов с целью подтверждения их достоверности и возможности прогноза при планировании эксперимента.

5. Наличие **информационной рабочей книги**. С ее помощью Пользователю предоставляется возможность вести учет теоретических результатов расчета и соответствующих им результатов испытаний, использовать эти данные при статистической обработке и исследованиях, подборе оптимальных составов, а также составлении отчетов и других рабочих документов, вести *рабочий архив*.

Таким образом, программный комплекс **BETON** представляет собой систему структурных, функциональных, математических и информационных моделей, адекватно отражающих процесс проектирования и прогнозирования бетона как конструкционного материала. Он не только является мощным инструментом в руках *Исследователя*, но в современных условиях незаменим в лабораториях заводов, выпускающих бетонных и железобетонные изделия и конструкции. Полезна она и при использовании в учебном процессе студентами строительных специальностей.

Л и т е р а т у р а

1. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. - М.: Стройиздат, 1990. -400 с.

2. ГОСТ 24211-80. Добавки к бетонам. Классификация. - М., 1980.

3. Уласевич З.Н. Основные свойства бетонов с добавкой регенерационных стоков сахаро-рафинадных производств. Автореф. д-ции. НИИЖБ Госстроя СССР. -М.: ПЭМ ВНИИНТПИ Госстроя СССР, 1990.

4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. /Госстрой СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. -88 с.

5. Уласевич В.П. О методике построения учебно-исследовательских ТЛП строительных конструкций. Тезисы докладов XXI научно-технической конференции в рамках проблемы "Наука и мир". Ч III. БрПИ. -Брест, 1995, с. 68-69.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ КЛЕЕДЕРЕВЯННОГО КУПОЛЬНОГО ПОКРЫТИЯ КРЫТОГО РЫНКА В г. БРЕСТЕ

В. Драган, Т. Базенков, И. Захаркевич, А. Мухин,
В. Малиновский, В. Степанюк

Купольное покрытие крытого рынка в г. Бресте запроектировано институтом "Гомельгражданпроект" и представляет собой купол диаметром 60 м и высотой 12 м. Нижнее опорное сборно-монолитное железобетонное кольцо сечением 800x800 мм, опирается на отметке 7,8 м на железобетонные колонны сечением 500x600 мм, установленные с шагом 7,83 м по длине окружности. Вверху купол замыкается клееным деревянным кольцом диаметром 4,2 м сечением 200x800 мм.

Основными несущими элементами являются деревянные клееные полуарки сечением 160x800 мм. Пространственная жесткость купола обеспечивается двойным перекрестным настилом, изготовленным из двух слоев досок, уложенных под углом 45°. Нижний слой досок имеет толщину 25 мм, верхний - 32 мм. Дощатый настил крепится гвоздями к полуаркам и второстепенным балкам, которые с шагом 1,1 м опираются при помощи металлических столиков на полуарки.

Опоры полуарок выполнены в виде балансирных шарниров. Нижний балансир закреплен в теле железобетонного кольца. Соединение полуарок с верхним деревянным кольцом выполнено с помощью 5 вклеенных на эпоксидном клее металлических нагелей диаметром 16 мм, длиной 400 мм из арматуры класса АII.

В вершине купола располагается светоаэрационный фонарь диаметром 6 м, высотой 3 м.

Кровля состоит из вспененного по поверхности деревянного настила пенопласта типа "Рипор" толщиной 50...60 мм и гидроизоляционного слоя из битумной мастики толщиной 5 мм.

В результате проведенного обследования конструкций купола установлено:

- наличие градиента температур в покрытии и жесткой связи между утеплителем и настилом купола, различие в коэффициентах линейного расширения материалов кровли ($\alpha_{\text{рипора}} = 80 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, $\alpha_{\text{дерева}} = 3 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), вызвало появление в конструкциях купола значительных по величине температурных напряжений и деформаций, не учтенных при проектировании, результатом которых явилось появление и развитие огромного количества трещин в кровле по всей поверхности купола;

- отсутствует надежная гидроизоляция кровли, происходит постоянное замачивание теплоизоляционного слоя и всех деревянных конструкций атмосферными осадками; влажность утеплителя на момент обследования составила 494% при допустимой по СНиП II-26-76 "Кровли" равной 10%;

- наличие трещин на боковых поверхностях полуарок максимальной длины до 1350 мм с шириной раскрытия до 3 мм и на поверхности второстепенных балках с максимальной длиной до 300 мм с шириной раскрытия до 5 мм, вызвано попеременным разбуханием и усушкой древесины вследствие замачивания;

- загнивание досок настила на участке в створе осей 24-1 между 13 и 14 второстепенными балками снизу;

- подтеки и высолы огнезащитного покрытия на нижней стороне дощатого настила;

- коррозия металлических деталей в узлах сопряжений второстепенных балок и полуарок;

- коррозия гвоздей во всех гвоздевых соединениях.

Влажность древесины на момент обследования составила: полуарок 12,4...14,2%; второстепенных балок 12...18%; нижнего слоя досок настила 20...36%, верхнего - 92%. Физико-механические характеристики древесины, с учетом накопленных повреждений, были определены в результате испытания образцов из проб, взятых из досок настила. При влажности на момент испытаний временное сопротивление изгибу составило 12,8...28,9 МПа, временное сопротивление сжатию - 14,4...24,98 МПа. В результате приведения влажности к стандартной равной 12% временные сопротивления составили: на изгиб 22...49,7 МПа, на сжатие 30,55...55,7 МПа, при нормативных значениях по СНиП II-25-80 на изгиб 80 МПа, на сжатие 44 МПа. Таким образом, временное сопротивление древесины настила по сравнению с нормативными значениями составляет: на изгиб 27,5...62%, на сжатие 65...126%.

С целью определения расчетных усилий в полуарках от действительных значений постоянной и снеговой нагрузок были выполнены статические расчеты купола. При расчетах была принята ребристо-кольцевая расчетная схема купола, учитывающая включение в работу двойного перекрестного настила. Работа деревянного настила в конструкции купола была приведена к работе системы условных затяжек, находящихся на уровнях второстепенных балок. Опорное железобетонное кольцо при расчете плоской арки было заменено условной затяжкой, жесткость которой при растяжении принималась из условия равенства ее упругих деформаций упругим деформациям кольца в диаметральной направлении от горизонтальных реакций всех ребер.

На основании результатов расчетов и анализа несущей способности конструкций с учетом накопленных повреждений установлено следующее:

- несущая способность деревянного настила обеспечивается, запас несущей способности составляет 86%;

- второстепенные балки покрытия обладают достаточной несущей способностью, запас по прочности - 57,3%, по жесткости - 13,4%;

- запас несущей способности клееных полуарок, рассчитанных на действие осевой силы с изгибом составляет 30%;

- несущая способность нижнего опорного железобетонного кольца обеспечивается, запас прочности нормальных сечений составляет 1,96 раза, наклонных сечений - 2,9 раза, трещиностойкость сечения кольца обеспечивается;

- устойчивость верхнего деревянного кольца обеспечивается с запасом 7,7 раза.

Выводы

Результаты обследования и поверочные расчеты позволяют заключить, что в несущих конструкциях купольного покрытия происходит активное накопление повреждений в виде гниения древесины, образования усушечных трещин, интенсивной коррозии закладных деталей и гвоздей гвоздевых соединений, вызванное постоянным замачиванием конструкций атмосферными осадками в связи с полным нарушением гидроизоляционных свойств кровли. Установленные запасы несущей способности конструкций в таких условия быстро исчерпаются. Особенно опасным является активная коррозия гвоздей в соединениях перекрестного дощатого настила, так как выключение его из работы приведет к пятикратной перегрузке арок и наступлению аварийного состояния купола.

Для создания нормальных условий эксплуатации здания необходимо устройство новой кровли отвечающей требованиям СНиП II-26-76 "Кровли" и БНБ 2.01.01-93 "Строительная теплотехника".

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА СУЩЕСТВУЮЩИЕ ЗДАНИЯ ПРИ УПЛОТНЕНИИ ГРУНТОВ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

доц., к.т.н. Пойта П.С. ст. преп. Тарасевич А.Н.

Применение метода интенсивного динамического уплотнения грунтов вблизи существующих зданий и сооружений недостаточно отражено в нормативной и технической литературе. По данным ВНИИОСП безопасным расстоянием от места удара трамбовки до существующего здания при энергии удара 300...400 кДж является расстояние 10м /1/. В "Пособии по проектированию оснований зданий и сооружений" /2/ также указано расстояние в 10 м для зданий и сооружений, находящихся в удовлетворительном состоянии при массе трамбовки до 5 тонн. Безопасное расстояние устанавливается из учета сейсмобезопасности, которая обеспечивается при скорости колебаний до

3 см/с для зданий в удовлетворительном состоянии и до 1.5 см/с для сооружений, имеющих трещины и деформации.

Нами проведены исследования с целью определения безопасного расстояния от места удара трамбовки массой 7 т производственного корпуса Борисовской швейной фабрики. При проведении измерений вибрации в качестве регистрирующего прибора использовались горизонтальные и вертикальные вибропреобразователи ИООІ, работающие через нормированный усилитель и интегратор. Это позволило регистрировать на ленте смещения. Собственная частота датчиков составила 1.0 Гц. Подготовленный для измерений комплекс был протарирован на вибростенде ВУТ-300 в Брестском филиале ЦНИИПромзданий в широком диапазоне частот (от 2 до 50 Гц) и амплитуд (от 10 до 100 Мкм).

Строительная площадка склада Борисовской швейной фабрики сложена, по данным геологических изысканий, выполненных Беллегпромпроектом, четвертичными отложениями, которые разделены на 8 ИГЭ. Первый слой - насыпной песок средней крупности рыхлый мощностью 0.6...2.5 м. Дальше по глубине встречены пески пылеватые, мелкие, средней крупности и крупные. Пески пылеватые и мелкие в рыхлом состоянии залегают в виде прослоек и линз. Мощность рыхлых песков средней крупности достигает 7..8 м. Грунтовые воды до глубина 12 м не обнаружены, пески маловлажные. Учитывая большую неоднородность напластований грунтов, в целях избежания неравномерных осадок колонн, проектной организации запроектирован фундамент в виде сплошной плиты размером в плане 47х32 м и толщиной 80 см, уложенной на бетонную подготовку толщиной 15 см.

Анализ данных инженерно-геологических изысканий позволил предложить новое техническое решение по инженерной подготовке оснований, путем интенсивного динамического уплотнения грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину до 6 метров. Интенсивное динамическое уплотнение позволяет повысить прочностные и деформативные характеристики грунтов, ликвидировать линзы и прослойки рыхлых грунтов. В зоне, требующей обследования, находились два здания: четырехэтажный производственный корпус и одноэтажное здание гаража. Здание гаража расположено в 10 м от ближней точки трамбования, а здание производственного корпуса сопрягается с площадкой строительства. Перед началом производства работ эти два здания были обследованы.

Здание гаража одноэтажное, однопролетное каркасное с размерами в плане 12х24 метра. Фундаменты монолитные железобетонные 40х40 см. Покрытие - железобетонные плиты, уложенные по двускатным балкам. Здание гаража в удовлетворительном состоянии, трещин не обнаружено, неравномерных осадок нет.

Здание производственного корпуса четырехэтажное, каркасное с размерами в плане 18х72 м, сетка колонн 6х6м. Торцевые стены самонесущие, уложенные по фундаментным балкам. Фундаменты под колонны свайные. Ростверк объединяет 9 свай длиной 6 м, расстояние между сваями 95...105 см. Высота ростверка с подлокотником 120 см. В связи с тем, что работы по уплотнению необходимо было проводить вблизи здания корпуса, оно подвергалось детальному обследованию. Было установлено, что в месте примыкания торцевой стены к продольным имеются трещины в кладке. Ширина раскрытия трещин увеличивается по высоте здания. Максимальная - на уровне четвертого этажа и равна 5...7 мм. Так как по всей длине торцевой стены был отрыт котлован, то имелась возможность обследовать ростверки, фундаментные балки, верхние части свай. Фундаменты находятся в хорошем состоянии. Трещин, сколов бетона нет, арматура не обнажена, строительные работы выполнены качественно.

Для определения амплитуд и скоростей колебаний грунта и здания корпуса измерения проводились в различных точках котлованы и на перекрытиях 1-го, 2-го, 3-го и 4-го этажей в вертикальном и горизонтальном направлениях. Схематическая картина распространения колебаний от трамбовки до здания выглядит следующим образом. Удар трамбовки по грунту вызывает колебания грунта. Эти колебания через сваи, ростверк передаются на стены и каркас здания. Степень изменения интенсивности колебаний по мере удаления от места удара зависит от геологического строения площадки, сейсмических характеристик грунта. Вибрационный режим здания зависит от его собственной частоты, формы колебаний, т.е. от динамических характеристик здания.

С целью определения безопасного расстояния от места удара трамбовки до существующего здания были проведены испытания на опытной площадке. Опытная площадка размещалась в котловане строящегося здания на расстоянии 18 метров от существующего корпуса. Такое расположение площадки позволило исключить влияние инженерно-геологических условий на результаты измерений при опытном и проектном уплотнении. Опытное уплотнение проводилось при различных энергиях удара, которая изменялась путем изменения высоты сбрасывания трамбовки от 2 до 7 метров, что соответствует изменению энергии от 140 до 490 кДж. Колебания регистрировались на ростверке и рядом на грунте. По результатам этих измерений определялся коэффициент передачи колебаний грунта фундаменту. На втором этапе регистрировались колебания грунта по профилю на расстоянии 3м, 5м, 8м и 11м от места удара трамбовки при высоте сброса 3 и 7 м. Измерения колебаний проводились по серии трех ударов после двух предварительных. Измерения позволили определить безопасное расстояние, продолжительность, частоту, период и форму колебаний грунта и ростверка при различной энергии удара и на различном

расстоянии от места удара. На третьем этаже корпуса регистрировались колебания конструкций здания в процессе проведения уплотнения. Уплотнение велось на расстоянии 5 и 9 метров от существующего здания. Колебания регистрировались на ростверке, на уровне подоконника 1-го, 2-го, 3-го и 4-го этажей, а также на перекрытии 3 и 4 этажей. Схема размещения точек измерений показана на рис 7.1.

Обработка результатов измерений показала, что горизонтальные колебания грунта в 2...2,2 раза превышают вертикальные колебания: частота вертикальных 9,0 Гц, горизонтальных 10,4 Гц. Коэффициент горизонтальных колебаний 0,228, вертикальных - 0,487. Коэффициент передачи вертикальных колебаний в 2.1 раза больше коэффициента передачи горизонтальных колебаний. Несмотря на то, что амплитуда горизонтальных колебаний грунта в 2,2 раза превышает амплитуды вертикальных колебаний, колебания здания в горизонтальной и вертикальной плоскостях должны быть равны, что и подтвердилось дальнейшими измерениями.

Анализ обработки виброграмм показал, что максимальная амплитуда горизонтальных и вертикальных колебаний на 4-ом этаже составляет 0,45 мм для горизонтальных и 0,59 мм для вертикальных. На перекрытии 4-го этажа амплитуда горизонтальных колебаний 0,05 мм, вертикальных - 0,008 мм. Разницу колебаний можно объяснить жесткостью железобетонного каркаса в сравнении с самонесущей кирпичной стеной. Вертикальные колебания незначительно возрастают на 2 и 3 этажах и только на 4-ом резко увеличиваются при трамбовании на расстоянии 5 метров. Горизонтальные колебания возрастают по высоте здания интенсивнее и на уровне 4-го этажа увеличиваются в 12 раз по сравнению с первым этажом. Горизонтальные колебания возрастают по высоте здания интенсивнее и на уровне 4-го этажа увеличиваются в 12 раз по сравнению с первым этажом. Горизонтальные колебания по всей высоте здания больше вертикальных и соотношение между ними на уровне 1-го этажа - 1,4, на уровне 3-го - 2,2 бна уровне 4-го - 3,19.

Согласно "Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки" расчет конструкций необходим, если амплитуда колебаний превышает 1/50000 пролета. В данном случае требовался расчет, но наблюдение за состоянием здания в процессе уплотнения показало, что новых трещин в стене не возникало, а имеющиеся не раскрывались, т.е. прочность и устойчивость стены и каркаса обеспечивалась.

Литература

1. Уплотнение просадочных грунтов. В.И.Крутов, В.Г.Галицкий, А.Л.Мусаэлян и др.: Стройиздат, 1974, 207 с.
2. Пособие по проектированию зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01 -83) НИИОСП им. Гесеванова.-М.: Стройиздат, 1986, 415с.

ВЛИЯНИЕ СКОРОСТИ ИМПУЛЬСНОГО НАГРУЖЕНИЯ НА УСТОЙЧИВОСТЬ РЕБРИСТЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК

В. И. Игнатюк

Рассматриваются тонкие изотропные круговые замкнутые цилиндрические подкрепленные оболочки, состоящие из собственно оболочки (обшивки) и ребер (стрингеров и шпангоутов). Ребра располагаются вдоль линий главных кривизн обшивки, и считается, что по линиям их контакта с обшивкой обеспечивается равенство перемещений в нормальном и тангенциальных направлениях и углов поворота и сдвига. Оболочки шарнирно оперты по краям и могут загружаться как осевым сжатием, так и равномерно распределенным по внешней поверхности давлением, быстро возрастающими во времени по линейному закону. Описание обшивки выполняется в рамках общей технической теории тонких оболочек, а для расчета ребер используется теория криволинейных стержней.

Ширина ребер и их жесткость на изгиб в плоскости, касательной к координатной поверхности, не учитываются. Докритическое состояние оболочки принимается безмоментным.

Задача устойчивости решается [2] энергетическим методом в линейной постановке при одночленной аппроксимации перемещений с учетом дискретности расположения ребер и их эксцентриситета.

В выражении кинетической энергии оболочки учитываются только силы инерции, действующие в радиальных направлениях. Уравнение движения оболочки получено с помощью уравнения Лагранжа второго рода, а выражение для динамического критического давления (коэффициента динамичности) - с использованием аналитического критерия устойчивости [1], полученного в предположении, что потеря устойчивости при динамическом нагружении происходит в то время, когда становится возможным интенсивное развитие прогибов оболочки.

Изучение влияния скорости нагружения γ на величины динамических критических нагрузок (коэффициентов динамичности k_d , показывающих во сколько раз динамические критические нагрузки выше статических для тех же оболочек) выполнено для гладких и подкрепленных оболочек радиусом $R=120$ мм, длиной $L=300$ мм и толщиной обшивки $h=0.3$ мм ($R/h=400$). Материал оболочек - АМГ (модуль упругости $E=6.67 \cdot 10^4$ МПа, плотность $\rho_0=0.26 \cdot 10^3$ кг/м³).

Скорость возрастания осевых сжимающих напряжений рассматривалась в пределах от $1 \cdot 10^4$ до $2 \cdot 10^6$ МПа/с, а равномерного внешнего давления - от $3 \cdot 10^3$ до $1 \cdot 10^6$ МПа/с. Ребра приняты в виде уголков размерами: стрингеры - $2.5 \times 2.5 \times 0.3$ мм; шпангоуты - $5.0 \times 2.5 \times 0.3$ мм (рассматривалось присоединение шпангоутов к обшивке большей полкой). Продольные ребра (стрингеры) принимались расположенными с

внешней стороны обшивки, а поперечные ребра (шпангоуты) при осевом сжатии - с внутренней стороны, при внешнем давлении - с внешней стороны обшивки (с равным шагом).

Результаты вычисления динамических критических нагрузок (коэффициентов динамичности k_d) и соответствующих им параметров волнообразования в зависимости от скорости нагружения приведены: для случая осевого сжатия гладкой и подкрепленных отдельно шпангоутами ($K_1=2$), стрингерами ($K=60$) либо их совместным набором ($K=60$, $K_1=2$) оболочек - в таблице 1; для случая внешнего давления на гладкую и подкрепленную шпангоутами ($K_1=6$) оболочки - в таблице 2 (подкрепление стрингерами здесь не рассматривалось в связи с его низкой эффективностью при внешнем давлении, при котором оптимальному варианту соответствует подкрепление только шпангоутами [3]). В таблицах после указания вида оболочек в скобках приведены величины статических критических нагрузок (осевых сжимающих сил - для осевого сжатия и внешних давлений - для внешнего равномерно распределенного нагружения на оболочку) и соответствующие им параметры волнообразования n и m , где n - число полных волн вдоль окружности обшивки, а m - число полуволн вдоль образующей обшивки.

Анализ приведенных результатов позволяет сделать следующие выводы. Величины динамических критических нагрузок (коэффициентов динамичности) растут с возрастанием скорости нагружения. При этом изменяются также формы волнообразования оболочек.

При осевом сжатии эти изменения характеризуются увеличением числа волн m в продольном направлении, а для стрингерных оболочек и оболочек, подкрепленных в обоих направлениях, вместе с тем и возрастанием числа волн n в окружном направлении. При этом при достижении определенных скоростей нагружения возможно резкое (скачкообразное) увеличение числа волн m и n , приводящее к качественно новым случаям деформации оболочек. Так, для рассматриваемой оболочки, подкрепленной перекрестной системой ребер ($K=60$, $K_1=2$), при достижении скоростью возрастания осевых сжимающих напряжений величины $5 \cdot 10^5$ МПа/с (табл. 1) деформирование оболочки изменилось от общего случая деформации с $n=10$ и $m=2$ (по классификации случаев деформирования ребристых цилиндрических оболочек, предложенный в [1]), при котором все ребра и изгибаются, и закручиваются, к восьмому случаю деформации с $n=30$ и $m=24$, при котором ребра обоих направлений только закручиваются. Аналогичное изменение деформирования при достижении той же скорости происходит здесь и в стрингерной оболочке (табл. 1). Характер полученных изменений форм деформирования оболочек свидетельствует о том, что с ростом скоростей нагружения существенное влияние на формы потери устойчивости оказывают положение и характеристики подкрепляющих ребер.

Таблица 1

Осевое сжатие

$\gamma, \text{МПа/с}$	$1 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	$1 \cdot 10^5$	$5 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$
Гладкая оболочка ($P_{кр} = 232.60 \text{кН} - n=0, m=29$)						
$k_{д}$	1.014	1.040	1.064	1.185	1.292	1.459
n, m	0, 29	0, 29	0, 29	0, 30	0, 30	0, 31
Шпангоутная оболочка ($P_{кр} = 233.22 \text{кН} - n=0, m=30$)						
$k_{д}$	1.013	1.039	1.062	1.182	1.288	1.458
n, m	0, 30	0, 30	0, 30	0, 30	0, 30	0, 30
Стрингерная оболочка ($P_{кр} = 304.46 \text{кН} - n=7, m=1$)						
$k_{д}$	1.147	1.452	1.584	2.188	2.313	2.505
n, m	7, 1	10, 2	10, 2	30, 25	30, 26	30, 27
Оболочка, подкрепленная перекрестной системой ребер ($P_{кр} = 409.97 \text{кН} - n=12, m=3$)						
$k_{д}$	1.053	1.154	1.244	1.663	1.754	1.896
n, m	12, 3	12, 3	12, 3	30, 24	30, 27	30, 27

Таблица 2

Внешнее давление

$\gamma, \text{МПа/с}$	$3 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^4$	$3 \cdot 10^4$	$1 \cdot 10^5$	$3 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^6$
Гладкая оболочка ($q_{кр} = 8.08 \text{кПа} - n=8, m=1$)						
$k_{д}$	1.292	1.652	2.357	3.903	6.596	11.977
n, m	8, 1	8, 1	8, 1	10, 1	12, 1	16, 1
Шпангоутная оболочка ($q_{кр} = 64.10 \text{кН} - n=5, m=1$)						
$k_{д}$	1.053	1.118	1.246	1.486	1.721	2.271
n, m	5, 1	5, 1	5, 1	20, 7	20, 7	21, 7

При внешнем давлении с ростом скорости нагружения растет число волн n в окружном направлении. При этом для подкрепленных шпангоутами оболочек также возможно скачкообразное возрастание числа волн n , соответствующее переходу к качественно новым случаям деформации. Так, при достижении скоростью возрастания внешнего давления величины $\gamma = 1 \cdot 10^5$ кПа/с деформирование шпангоутной оболочки (табл.2) изменилось от общего случая с $n=5, m=1$, когда шпангоуты и изгибаются, и закручиваются, к случаю деформации с $n=20, m=7$, когда шпангоуты только закручиваются.

Таким образом, с ростом скоростей нагружения растут величины критических нагрузок, увеличивается волнообразование в оболочках и возрастает влияние дискретного расположения ребер.

Литература:

1. Амиро И.Я., Заруцкий В.А. Теория ребристых оболочек. К. Наук. думка, 1980. -386 -(Методы расчета оболочек: В 5-ти т.; Т.2.)

2. Игнатюк В.И. Устойчивость многослойных цилиндрических ребристых оболочек при динамическом нагружении. Брестский инженерно-строительный институт -Брест, 1980. 23 с. Доп. в ВИНТИ 12.01.81, № 135-81.

3. Игнатюк В.И. К определению рациональных параметров подкрепления цилиндрических оболочек при динамическом нагружении внешним давлением //Вопросы строительства и архитектуры: Респ. межведомств. ст. -№ 15 -Мн: Выш. шк. 1986.

ВЛИЯНИЕ НА ОСАДКИ СООРУЖЕНИЙ КЛИМАТИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ

В.Е.Валуев, А.А.Волчек, О.П.Мешик, В.Ю.Цилиндь

При проектировании гидротехнических сооружений в вертикальной плоскости, выборе конструкции и обосновании глубины заложения фундаментов, наряду с физико - механическими характеристиками грунтов, водопроницаемостью, деформируемостью и прочностью используются сведения о их естественной влажности, границах сезонного промерзания естественных и искусственных оснований и др. Поскольку нами обнаружены устойчивые тенденции синхронных колебаний факторов, определяющих естественную увлажненность застраиваемых территорий и влагосодержание почво-грунтов, в своих исследованиях допускаем рассмотрение деформаций оснований и осадок фундаментов сооружений также на фоне их связей с гидролого-климатическими показателями. Известно, что деформируемость грунтов оснований может быть обусловлена взаимным перемещением твердых частиц, смятием контактов и разрушением твердых частиц под нагрузкой, процессами переориентирования и взаимного движения частиц. В целом, это деформации объемные и деформации формоизменения. Вертикальные деформации (перемещения) оснований могут иметь следующие виды: осадки, просадки, набухания и усадки, оседания.

Несмотря на то, что процесс деформируемости грунта длительный, основные деформации (до 90% и более от суммарной величины осадки) обычно протекают за сравнительно короткий промежуток времени после приложения расчетной нагрузки, поэтому при оценке деформируемости неоправданно, на практике, ограничиваются именно этими (скоротечными) деформациями. Наиболее опасные для сооружений неравномерные вертикальные деформации основания. Определяющими причинами неравномерных деформаций оснований, наряду с конструктивными особенностями и технологическими условиями работы сооружений, являются местные инженерно-геологические, гидрогеологические и локальные гидролого-климатические факторы. Особый интерес представляет оценка доли вклада в деформации оснований отмеченных выше местных и локальных факторов, их влияние

на среднюю, за рассматриваемый интервал времени, осадку основания здания или сооружения.

Общая деформируемость грунтов строительных площадок, безусловно, зависит от природных факторов, в целом, а относительная неравномерность осадок по сооружениям строительного комплекса и отдельным их элементам - от особенностей геологии, гидрогеологии, конструкции сооружений и техногенных процессов.

Для просадочных грунтов зависимость их сжимаемости от давления носит криволинейный характер, а величина конечной осадки (S) рассматриваемого слоя может быть оценена как:

$$S = \delta \cdot h, \quad (1)$$

где δ - относительное сжатие (модуль), получаемое компрессионными испытаниями грунта основания; h - рассматриваемый слой грунта.

Промежуточную (нестабилизованную) осадку (S_t) на данный момент времени (t) от начала приложения нагрузки можно определить из выражения:

$$S_t = Q_t \cdot S, \quad (2)$$

где Q_t - степень уплотнения (консолидации) грунта, показывающая, какую часть от полной величины составляет осадка на данное время - t , и являющаяся отношением площади эпюры уплотняющих давлений в основании на время t к площади стабилизированной эпюры. Величина Q_t , к примеру, приведена в [1].

Значение промежуточной осадки, определяемой в период эксплуатации сооружений геодезическими методами ($S_{t(r)}$), будет отличаться от истинной ее величины (S_t):

$$S_{t(r)} = S_t + \Delta S_0, \quad (3)$$

где ΔS_0 - ошибка в определении осадки геодезическими методами, связанная с несовершенством метода и инструмента.

Кроме ошибок ΔS_0 , величина осадки $S_{t(r)}$ отражает составляющие, напрямую зависящие от геологических, гидрогеологических и климатических условий, приложенных нагрузок, а также от антропогенных влияний на грунты оснований, связанных с особенностями техногенных воздействий данного сооружения:

$$S_{t(r)} = S_E + S_K + S_T + \Delta S_0, \quad (4)$$

где S_E - величина осадки грунта основания, зависящая от местных природных факторов; S_K - то же, связанная с особенностями конструкции сооружений; S_T - то же, связанная с особенностями техногенного воздействия данного сооружения на свойства грунта основания.

Величину осадки грунта основания на рассматриваемый момент времени - t , вызванную местными природными факторами (S_E) в

благоприятных условиях эксплуатации сооружений, можно приравнять к S_t , допустив, что $\pm \Delta S_0 \rightarrow 0$:

$$S_E \cong S_t \quad (5)$$

Таким образом, при $S_{t(r)} > S_t \cong S_E$, имеет место антропогенное воздействие на процесс консолидации грунта основания.

Как показывает наш опыт исследования осадок основных сооружений Ровенской АЭС, приращения осадок могут носить знакопеременный характер или иметь тенденцию к росту (затуханию) составляющих S_K и S_T . Исходя из динамики и величин этих приращений, в процессе эксплуатации сооружений должны устанавливаться причины и выполняться соответствующие технические мероприятия по их компенсации и доведению промежуточных осадок (S_t) до фоновых значений, т.е. по упрочению оснований.

Приближенная оценка величины осадки грунта основания, от начала приложения нагрузки, вызванной местными природными факторами, может быть осуществлена по предлагаемой зависимости:

$$S_E = \alpha (1 \pm |(V_{cp.} - 1) / V_{cp.}|) \cdot t \quad (6)$$

где $\alpha = 0,9$ - коэффициент пропорциональности, характеризующий статистическую структуру поля осадок конструктивных элементов данного сооружения; $V_{cp.}$ - относительная влажность деятельного слоя почво-грунтов в долях от наименьшей влагоемкости ($W_{н.в.}$); t - время от начала приложения нагрузки (не более времени консолидации), лет.

В зависимости (6) величина эксцентриситета $|(V_{cp.} - 1) / V_{cp.}|$ - знакопеременная и сугубо гидролого - климатическая:

для теплого периода, при $V_{cp.} > 1$, знак "минус", при $V_{cp.} < 1$, - знак "плюс";

для холодного периода, при $V_{cp.} > 1$, - знак "плюс", при $V_{cp.} < 1$, - знак "минус".

Мощность деятельного слоя почво-грунтов устанавливается с учетом глубины сезонного промерзания и вертикального влагообмена, глубины закладки фундаментов сооружений. Лимитирующим является наибольшее из значений. Определение, на практике, нормативной глубины промерзания грунтов по расчетной зимней температуре воздуха и продолжительности расчетного зимнего периода дает весьма искаженные результаты. Тем более, без учета тенденции к глобальному потеплению общепланетарного климата и сезонному изменению теплового режима локальных территорий. Основные факторы глобального изменения климата - цикличность солнечной активности и антропогенная деятельность. При продолжительности зимнего периода от 105 дней на юго-западе Беларуси до 145 дней на северо-востоке оттепели ныне достигают в среднем 45...50 дней. Большое количество фазовых переходов воды влечет за собой адекватное изменение

строительных свойств грунтов оснований. Все это требует применения методик непрерывной оценки глубины сезонного промерзания почво-грунтов, где полная глубина промерзания на конкретную дату рассматриваемого интервала времени нами определяется как:

$$H_{GRi} = H_{GRi-1} + \Delta H_{GRi}, \quad (7)$$

где H_{GRi-1} - глубина промерзшего почво-грунта на начало расчетного интервала времени (i-1); ΔH_{GRi} - приращение глубины промерзания за расчетный интервал времени (i).

Величину ΔH_{GRi} , как результирующую процесса теплопередачи, мы предлагаем рассчитывать, исходя из физических явлений теплоотдачи и теплопроводности:

$$\Delta H_{GRi} = \lambda_3 \left(\frac{t_i}{\pm \Delta B_i} - \frac{1}{\alpha_1} - \frac{h_{сн.i}}{\lambda_1} - \frac{1}{\alpha_2} - \frac{H_{GRi-1}}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_3} \right), \quad (8)$$

где t_i - средняя температура воздуха за расчетный период; $\pm \Delta B_i$ - изменение теплозапасов в почве; $h_{сн.i}$ - средняя на конечную дату расчетного интервала времени высота снежного покрова; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ - коэффициенты теплоотдачи, соответственного, систем: воздух-поверхность снега (почво-грунта) в фактическом состоянии, 1; снег-поверхность замерзшего почво-грунта, 2; замерзший почво-грунт - поверхность почво-грунта в естественном состоянии, 3; $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ - коэффициенты теплопроводности, соответственно, для: снега, 1; замерзшего почво-грунта, 2; почво-грунта в естественном состоянии, 3.

Литература

1. Вялов С.С. Геологические основы механики грунтов.-М.: Высшая школа, 1978.

Fizyko-mechaniczne właściwości mielonego cementu z dodatkami i domieszkami

1. Wprowadzenie

Przedmiotem niniejszego artykułu są właściwości fizyko-mechaniczne spoiwa cementowo-krzemianowego o obniżonej wodożądności.

Badania laboratoryjne dotyczą spoiwa powstałego w wyniku wspólnego domiału cementu portlandzkiego marki 35 wraz z dodatkami: krzemionką i superplastyfikatorem.

Uzyskane w ten sposób spoiwo charakteryzuje się znakomitymi właściwościami i może stanowić alternatywę dla innych spoiw - cementów - przy wykonywaniu betonów wysokowartościowych i betonów bardzo wysokowartościowych.

2. Materiały i urządzenia użyte do badań

W badaniach laboratoryjnych stosowano cement portlandzki 35N o następującym składzie chemicznym:

SiO₂ - 21,57 %; CaO - 63,55 %; Al₂O₃ - 5,57 %;
Fe₂O₃ - 2,71 %; SO₃ - 2,02 %; MgO - 2,18 %;
Ca - 1,87 %; straty prażenia - 0,53 %

Powierzchnia właściwa cementu (Cementownia Góraźdze) - 2609 cm²/g. Początek wiązania po 2 godz., koniec wiązania po 5 godz. Jako dodatek mineralny stosowano piasek szklarski z Osiecznicy. Granulację i skład chemiczny piasku podano w tabl. 1.

Tablica 1. Granulacja i skład chemiczny piasku kwarcowego.

Oznaczenie	Zawartość, %
Pozostałość na sicie 1,0 mm	0,150
Pozostałość na sicie 0,5 mm	5,000
Pozostałość na sicie 0,1 mm	89,800
Pozostałość poniżej 0,1 mm	5,000
Zawartość SiO ₂	99,300
Zawartość Fe ₂ O ₃	0,016
Zawartość Al ₂ O ₃	0,400
Zawartość TiO ₂	0,050

Spśród superplastyfikatorów wybrano betoplast 1 w proszku, dopuszczony do stosowania w budownictwie świadectwem ITB nr 645/87. Superplastyfikator betoplast 1 stanowią głównie sole polikondensatów formaldehydowych kwasu beta-naftalenosulfonowego. Zastosowanie betoplastu 1 nie powoduje zmian jakościowych w składzie fazowym produktów hydratacji cementu, natomiast może powodować zmiany ilościowe; wzrasta zawartość uwodnionych krzemianów wapnia typu C-S-H, zmniejsza się ilość etryngitu i wodorotlenku wapnia [2].

Cement P35N, piasek i betoplast 1 mielono w określonych proporcjach w młynku kulkowym. Powierzchnię właściwą zmielonego spoiwa wyskalowano w zależności od czasu mielenia na wadze sedymentacyjnej serii 4600 produkcji firmy Sartorius w Getyndze.

3. Optymalizacja składu spoiwa i procesu domialu.

Głównym celem badań laboratoryjnych było ustalenie składu spoiwa cementowo-krzemianowego oraz wpływu powierzchni właściwej spoiwa na cechy techniczne zaczynów i zapraw cementowych. Badano również wpływ wody na efekt mielenia spoiwa [1]. Zakres zmienności optymalizowanych parametrów X_1 eksperymentu przedstawiono w tabelicy 2.

Tabela 2. Zakres zmienności składu spoiwa i parametrów procesu mielenia.

Parametry eksperymentu	Kod	Jedn.	Poziom zmienności				
			-2	-1	0	1	2
Zawartość piasku	X_1	%	0	15	30	45	60
Zawartość betoplastu 1	X_2	%	0	1,50	3,00	4,50	6,00
Zawartość wody	X_3	%	0	0,05	0,10	0,15	0,20
Czas mielenia (powierzchnia właściwa)	X_4	min. (cm^2/g)	0 (3000)	30 (4400)	60 (5050)	90 (5500)	120 (6000)

Optymalizację składu spoiwa i procesu mielenia przeprowadzono przy następujących właściwościach technicznych zaczynów i zapraw:

- y_1 (ρ_p) - gęstość pozorna zaczynu cementowego, [kg/dm^3];
- y_2 ($R_3, R_{14}, R_{28}, R_{90}$) - wytrzymałość na ściskanie próbek $2 \times 2 \times 2$ cm z kamienia cementowego przechowywanych w warunkach normowych (PN-88/B-06250) po 3, 14, 28 i 90 dniach, [MPa];

- c) y_3 (α) - stopień hydratacji spoiwa o gęstości normowej po 28 dniach przechowywania w wodzie, [-];
- d) y_4 ($R_3, R_{14}, R_{28}, R_{90}$) - wytrzymałość na ściskanie beleczek normowych z zaprawy po 3, 14, 28 i 90 dniach twardnienia, [MPa];
- e) y_5 (S_p) - porowatość kamienia cementowego o gęstości normowej, [%];
- f) y_6 (w_s) - wodożądność spoiwa, [-];
- g) y_7 (l_x) - zmiany liniowe beleczek normowych po 3, 14, 28 i 90 dniach twardnienia, [mm];
- h) y_8 (S_E) - stopień nasycenia kapilarnego kamienia cementowego określany metodą szwajcarską, [-].

Przyjęto ortogonalny plan eksperymentu dla pięciu parametrów ($X_5=0$) na pięciu poziomach dla serii 25 pomiarów. W badaniach stosowano próbki $2 \times 2 \times 2$ cm w przypadku zaczynu oraz beleczki normowe i walce ϕ 5 cm dla zapraw normowych. Minimalna ilość próbek dla jednego oznaczenia 1-tej właściwości wynosiła 6 sztuk.

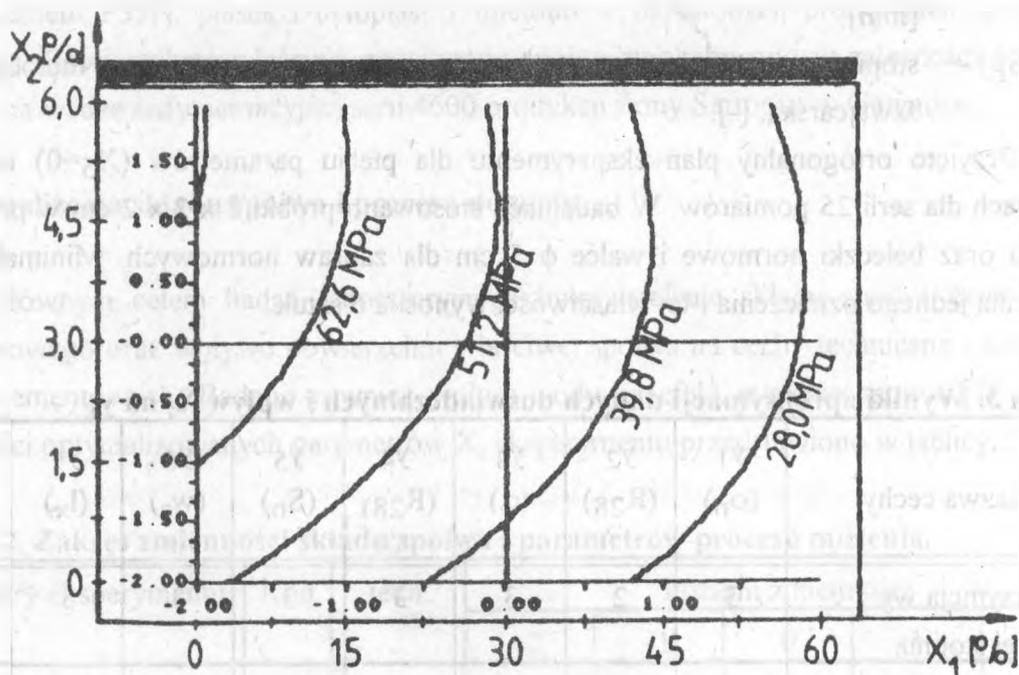
Tablica 3. Wyniki aproksymacji danych doświadczalnych i wpływ X_i na y_j

Nazwa cechy	y_1 (ρ_n)	y_2 (R_{28})	y_3 (α)	y_4 (R_{28})	y_5 (S_n)	y_6 (w_s)	y_7 (l_x)	y_8 (S_E)
Aproksymacja wg krzywej stopnia	3	2	3	3	3	3	3	3
Błąd aproksymacji	0,0489	3,3965	0,0345	1,9232	0,0190	0,0161	0,0012	0,0126
Wariancja, %	2,949	7,883	4,933	5,357	6,225	11836	37127	1,147
Wskaźnik korelacji	0,8923	0,9832	0,9229	0,9935	0,9168	0,9489	0,9491	0,9654
Współczynnik wpływu X_i na y_i , %								
X_1	4,743	79,121	80,947	83,764	21,780	12,279	22,306	30,403
X_2	76,663	11,129	0,448	1,256	68,408	35,711	57,444	46,831
X_3	5,025	0,838	0,772	0,746	5,169	4,333	13,100	15,449
X_4	13,569	8,912	17,833	14,234	4,646	47,678	7,150	7,317

Wpływ poszczególnych parametrów X_i na zmienność każdej właściwości zaczynu lub zaprawy na spoiwie cementowo-krzemianowym przedstawiono w tablicy 3. Obróbkę statystyczną wyników badań przeprowadzono za pomocą pakietu programów opracowanych na bazie teorii planowania eksperymentu w Politechnice Białostockiej.

Z tablicy 3 przykładowo wynika, że na gęstość pozorną zaczynu cementowego decydujący wpływ ma zawartość betoplastu oraz czas mielenia spoiwa. Ze zwiększeniem ilości

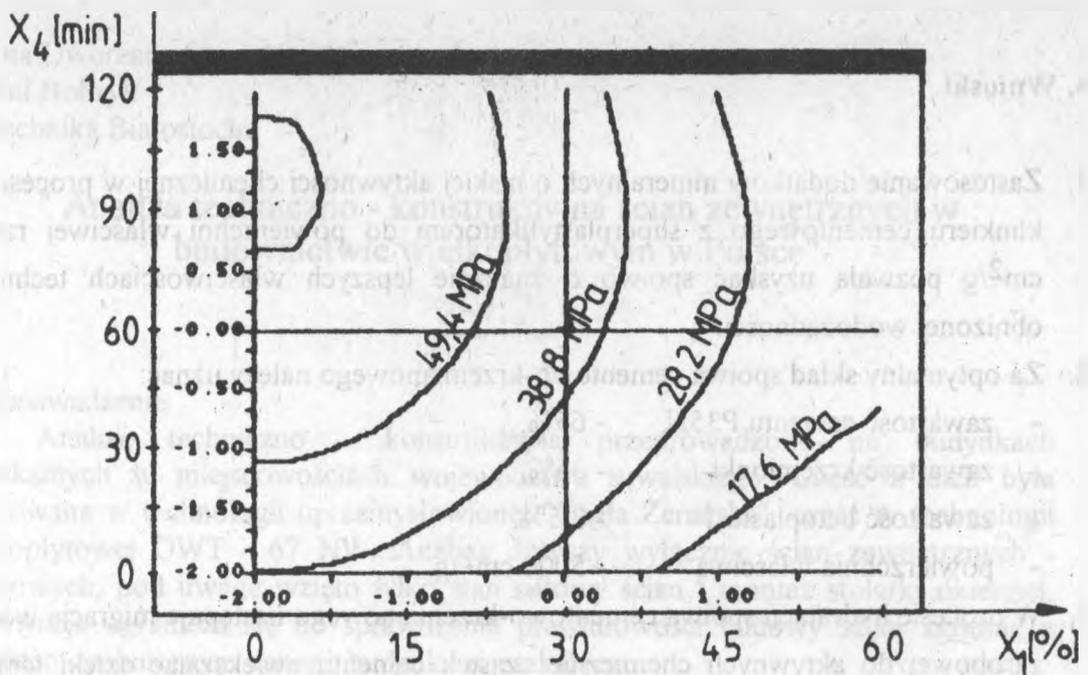
superplastyfikatora i czasu mielenia gęstość zaczynu wzrasta. Podobnie jest z wodożądnością spoiwa (y_6). Wodożądność cementu przy konsystencji gęstoplastycznej wynosi 0,22. W wyniku przemiału cementu, krzemionki i betoplastu w badanym zakresie zmienności składu (tabl. 2) wodożądność spoiwa została obniżona do 0,19 przy zachowaniu konsystencji gęstoplastycznej zaprawy normowej. Na zmianę wodożądności najbardziej wpływa powierzchnia właściwa spoiwa (czas mielenia), zawartość betoplastu 1, a w mniejszym stopniu zawartość krzemionki i wody w procesie domiata (tabl. 3).



Rys. 1 Wytrzymałość na ściskanie kostek z kamienia cementowego po 28 dniach twardnienia w zależności od X_1 i X_2

Na rys. 1 przedstawiono wykres zależności wytrzymałości na ściskanie kamienia cementowego po 28 dniach dojrzewania w warunkach normowych. Podobny charakter izolinii uzyskano dla wytrzymałości po 3, 14 i 90 dniach twardnienia. Wytrzymałość zaczynu cementowego o $w/c=0,22$ po 28 dniach wynosi 32,25 MPa. Taką wytrzymałość spoiwa cementowo-krzemianowego można uzyskać przy składzie: cement35N - 65%, piasek - 35%, betoplast 1 - 2,5% i powierzchni właściwej 5000 cm^2/g (czas mielenia 60 minut).

Podobny charakter przyrostu wytrzymałości na ściskanie można zaobserwować w przypadku zaprawy normowej (rys. 2). Największy wpływ na wytrzymałość zaprawy ma zawartość cementu w spoiwie oraz czas mielenia (tabl. 3). W mniejszym stopniu przejawia się wpływ zawartości betoplastu i wody w procesie mielenia składników spoiwa. Należy nadmienić, że we wszystkich przypadkach stosowano jednakową konsystencję zaprawy (4,5cm) lecz różne wskaźniki wodno-cementowe, stąd nieznaczny wpływ zawartości superplastyfikatora na wytrzymałość zaprawy.



Rys. 2 Wytrzymałość na ściskanie zaprawy normowej po 28 dniach twardnienia w zależności od X_1 i X_4

Z kolei na stopień hydratacji cementu najistotniejszy wpływ ma jego procentowa zawartość i powierzchnia właściwa spoiwa cementowo-krzemianowego. Stopień hydratacji cementu 35N o $w/c=0,22$ po 28 dniach twardnienia wynosi 0,58. Natomiast w przypadku spoiwa cementowo-krzemianowego wynosi 0,850, tj. wzrasta o około 45 %. Jest to korzystna właściwość takiego spoiwa z uwagi na pełniejsze wykorzystanie potencjalnej energii wiązania cementu, pozwalająca w praktyce obniżyć koszty wytwarzania betonów cementowych. Również korzystny wpływ wywiera spoiwo cementowo-krzemianowe na odkształcenie liniowe zapraw po 3, 14, 28 i 90 dniach twardnienia w warunkach laboratoryjnych. W przypadku domiału samego cementu portlandzkiego [4] zwiększa się szybkość przyrostu wytrzymałości, ale również wzrasta skurcz, co w konsekwencji powoduje pogorszenie własności mechanicznych zaprawy. Powyższe negatywne zjawisko skurczu w spoiwie cementowo-krzemianowym nie występuje nawet przy domiale do powierzchni właściwej $6000 \text{ cm}^2/\text{g}$.

Zaobserwowano również korzystny wpływ spoiwa na porowatość kapilarną kamienia cementowego określaną metodą szwajcarską (tabl. 3). W tym przypadku zmniejszenie porowatości kapilarnej otwartej i umownie zamkniętej należy tłumaczyć lepszą zagęszczalnością zaczynu jak również zmniejszeniem się średnicy porów gelowych w kamieniu cementowym.

Należy także stwierdzić, że dokładną analizę uzyskanych wyników można będzie przeprowadzić dopiero po wykonaniu badań kamienia cementowego w skaningowym mikroskopie elektronowym i po przeprowadzeniu analizy termicznej (DTG, DTA i TG).

4. Wnioski

1. Zastosowanie dodatków mineralnych o niskiej aktywności chemicznej w procesie domiału klinkieru cementowego z superplastyfikatorem do powierzchni właściwej rzędu 5000 cm²/g pozwala uzyskać spoiwo o znacznie lepszych właściwościach technicznych i obniżonej wodożądności.
2. Za optymalny skład spoiwa cementowo-krzemianowego należy uznać:
 - zawartość cementu P35N - 65%,
 - zawartość krzemionki - 35%,
 - zawartość betoplastu 1 - 2,5%,
 - powierzchnia właściwa - 5000 cm²/g.
3. W procesie hydratacji spoiwa cementowo-krzemianowego następuje migracja wolnej wody zarobowej do aktywnych chemicznie cząstek cementu zwiększając dzięki temu stopień hydratacji cementu. Natomiast superplastyfikator ulega adsorpcji na powierzchni cementu i krzemionki powodując przy tym powstanie ujemnego potencjału elektrokinetycznego na tych powierzchniach. Zwiększa to stopień dyspersji spoiwa w wodzie, co powoduje obniżenie jego wodożądności i poprawienie urabialności zaczynów i zapraw.

Literatura:

- [1] Grzymek J., Gustaw K., Ostap K.: "Wpływ dodatków powierzchniowo czynnych na proces mielenia klinkieru portlandzkiego". C-W-G 1965, Nr 1.
- [2] Młodecki J., Krzywobłocka-Laurów R.: "Właściwości i skład fazowy betonu z superplastyfikatorem betoplast 1." XXXVI KN KILiW PAN i KN PZiTB Wrocław -1990-Krynica. Referaty Tom 4.
- [3] Projekt PN-ENV 206: 1991. BETON. Właściwości, produkcja, układanie i kryteria zgodności.
- [4] Weryński B.: "Wpływ uziarnienia cementu na właściwości fizyczne zaczynów cementowych". Praca doktorska. Opole 1971.
- [5] Wolska-Kotańska Cz., Józwiak H.: "Badania wpływu pyłów krzemionkowych na wybrane właściwości betonu". Prace ITB Nr 83, 1992.

Physico-mechanical properties of grinding cement with additives and admixtures

SUMMARY

Physico-mechanical properties of cement-silica binder of lowered water-cement ratio for obtaining standard mortar, which are a result of additional grinding portland cement 35N, silica and superplasticizer are presented in this paper. High activity of this binder with 2-3 times lower water-cement ratio and higher technical properties of paste and mortar based on this binder was proved.

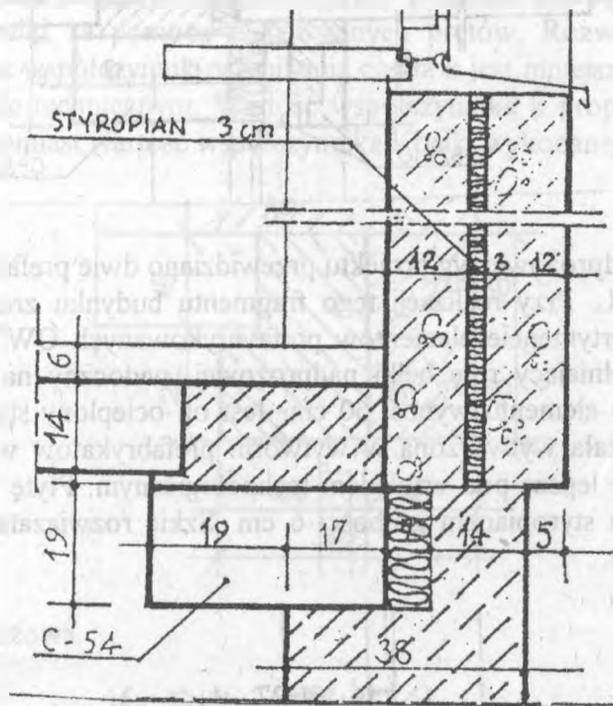
" Analiza techniczno - konstrukcyjna ścian zewnętrznych w budownictwie wielkopłytkowym w Polsce"

1. Wprowadzenie.

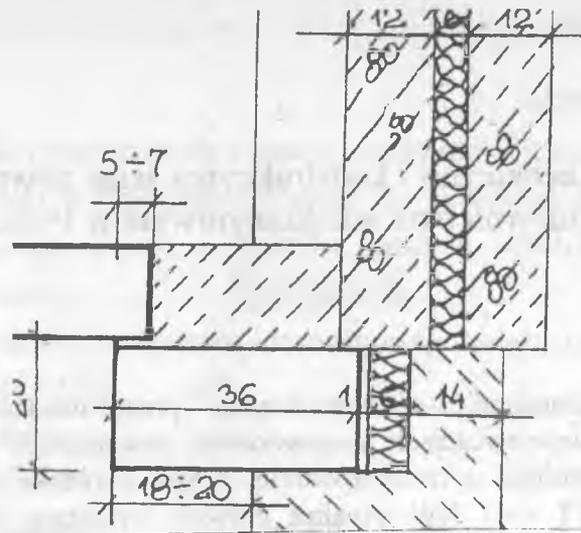
Analizę techniczno - konstrukcyjną przeprowadzono na budynkach mieszkalnych w miejscowościach województwa suwalskiego. Część z nich była realizowana w technologii uprzemysłowanej "Cegła Żerańska", część w technologii wielkopłytkowej OWT - 67 NW. Analiza dotyczy wyłącznie ścian zewnętrznych - osłonowych, pod uwagę wzięto tylko stan surowy ścian i montaż stolarki okiennej. Obserwacja ogranicza się do sprawdzenia prawidłowości budowy ścian zgodnie z projektem technicznym danego budynku mieszkalnego.

2. Ściany zewnętrzne w budynku realizowanym w systemie OWT - 67 NW.

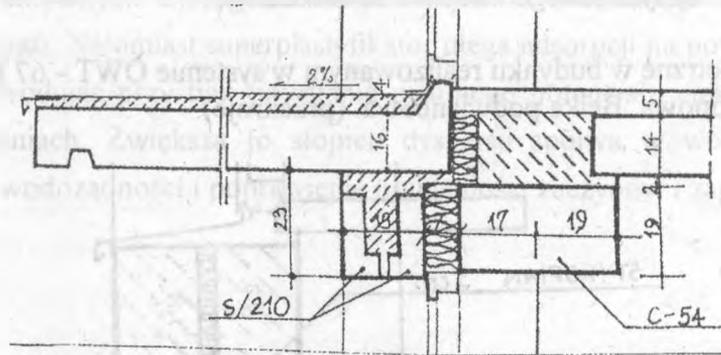
2.1. Ściana osłonowa. Belka podwieńcowa. (przekroje).



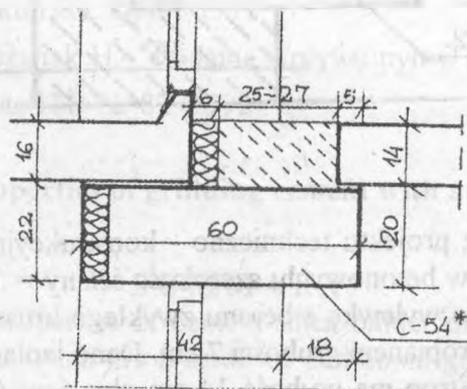
Ściana piwnic wg projektu techniczno - konstrukcyjnego ma grubość 38 cm. Zbudowano ją z bloczków betonowych, szerokość ściany = 1 1/2 bloczka. Nad belką nadprożową przewidziano wylewkę z betonu zwykłego kruszywowego. Wg. projektu ma ona być ocieplona styropianem grubości 7 cm. Dano izolację grubości 6cm i pustkę powietrzną około 1cm. Strop ma grubość 14 cm plus 6cm (styropian, papa i beton). Wg projektu ściana pod oknem ma grubość 27 cm. W czasie realizacjitej części zmieniono ją i zamiast 3 cm dano 6 cm styropianu. Jest to rozwiązanie na korzyść lepszej izolacyjności przegrody. Szkic rozwiązania znajduje się poniżej.



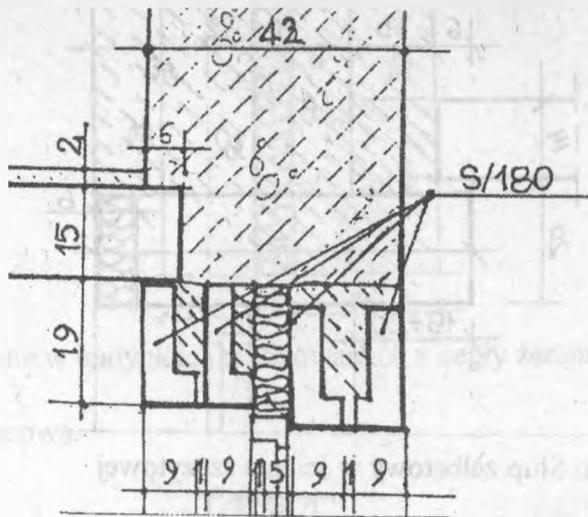
2.2. Połączenie belki nadprożowej z płytą balkonu.



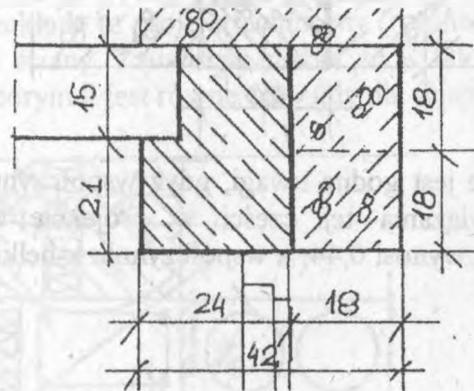
W belce nadprożowej wg projektu przewidziano dwie prefabrykowane beleczki w kształcie litery L. Przy realizacji tego fragmentu budynku zrezygnowano z tych elementów. W asortymencie elementów prefabrykowanych OWT został zmieniony element C-54, spełniający rolę belki nadprożowej, widoczny na rysunku powyżej. Szerokość nowego elementu wynosi 60 cm. Jest on ocieplony styropianem grubości 6cm. Belka ta została wytworzona w wytwórni prefabrykatów wraz z ociepleniem. Jest to rozwiązanie lepsze pod względem technologicznym. Płytę balkonu izolowano od stropu budynku styropianem grubości 6 cm. Szkic rozwiązania tej części ściany znajduje się poniżej.



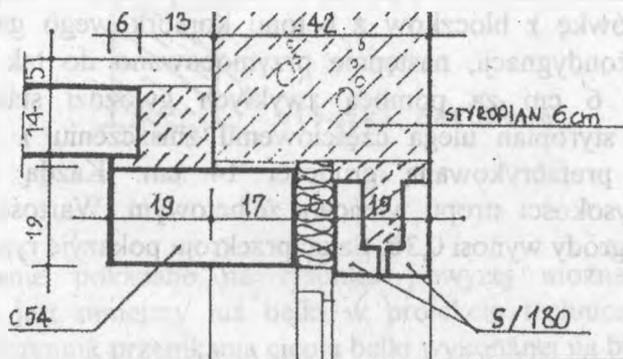
2.3. Ściana osłonowa klatki schodowej.



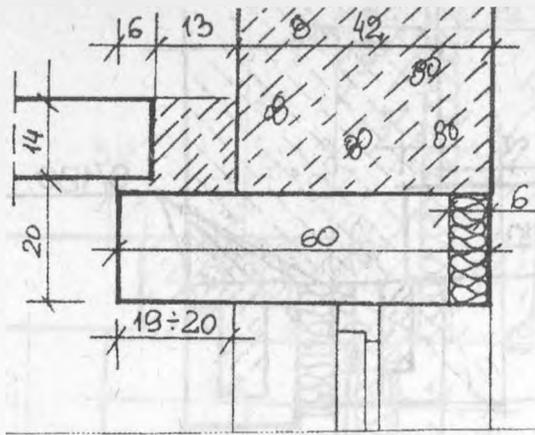
Wg. projektu technicznego nadproże przewidziano jako cztery belki prefabrykowane w układzie jak widać powyżej. Przedzielone są one w środku warstwą ocieplającą ze styropianu grubości 6cm. Szkic poniżej przedstawia element wykonany w czasie realizacji obiektu. W czasie realizacji tego fragmentu zrezygnowano z belek i rozwiązano to inaczej. Belka wykonana ma przekrój prostokątny. Od zewnętrznej strony zastosowano bloczki z betonu komórkowego, które były umieszczane w deskowaniu w czasie układania zbrojenia, przed wylaniem belki. Bloczki odpowiednio mocowano do belki za pomocą wpuszczanych prętów. Rozwiązanie takie można przyjąć, ponieważ współczynnik przenikania ciepła k jest mniejszy niż rozwiązania tej części w projekcie technicznym. Wartość współczynnika k proponowanej przegrody wynosi 0,54. Natomiast wartość współczynnika k belki wykonanej na budowie 0,39.



2.4. Belka nadprożowa.



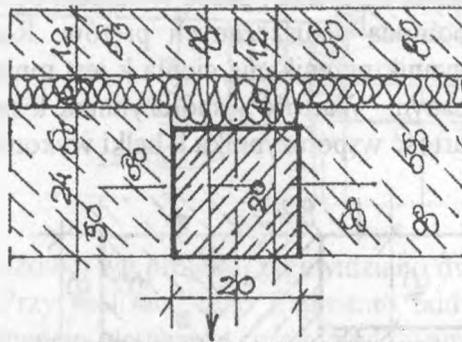
W belce nadprożowej wg projektu technicznego przewidziano dwie belki w kształcie litery L. Podczas realizacji zastosowano rozwiązanie takie jak w punkcie 2.2. Szkic rozwiązania pokazuje rysunek poniżej.



2.5. Ściana szczytowa. Słup żelbetowy w ścianie szczytowej.

Rolę elementu nośnego w ścianie osłonowej spełnia słup żelbetowy o wymiarach 20 x 20 cm. Podtrzymuje on belkę nadpróżową wraz z płytą stropową. Słup umieszczony jest w filarku międzyokiennym i wylewany jest dopiero po wymurowaniu ścianki. W projekcie technicznym na ocieplenie słupa przewiduje się 6 cm styropianu. W czasie realizacji obiektu ułożono większe ocieplenie - 10 cm.

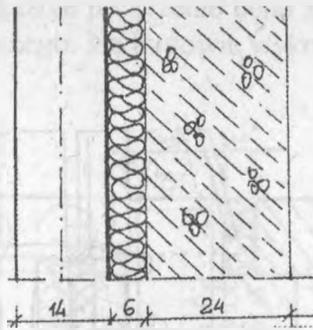
Szkic wykonania słupa przedstawia rysunek poniżej.



Rozwiązanie takie jest godne uwagi, gdyż współczynnik przenikania ciepła k jest mniejszy niż rozwiązania tej części w projekcie technicznym tj. k dla proponowanej przegrody wynosi 0,44; a współczynnik k belki wykonanej na budowie 0,32.

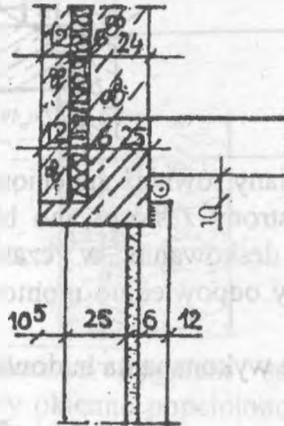
2.6. Ściana szczytowa.

Realizację ściany szczytowej przeprowadzono w dwóch etapach. Po pierwsze postawiono obmurówkę z bloczków z betonu komórkowego grubości 24 cm do wysokości jednej kondygnacji, następnie przymocowano do tak powstałej ścianki styropian grubości 6 cm za pomocą zwykłych gwoździ stalowych (to budzi zastrzeżenia, gdyż styropian ulega częściowemu zniszczeniu). W drugim etapie ustawiono ścianę prefabrykowaną grubości 14 cm. Każdą ścianę szczytową przedzielano na wysokości stropu wieńcem żelbetowym. Wartość współczynnika k proponowanej przegrody wynosi 0,36. Szkic przekroju pokazuje rysunek poniżej.

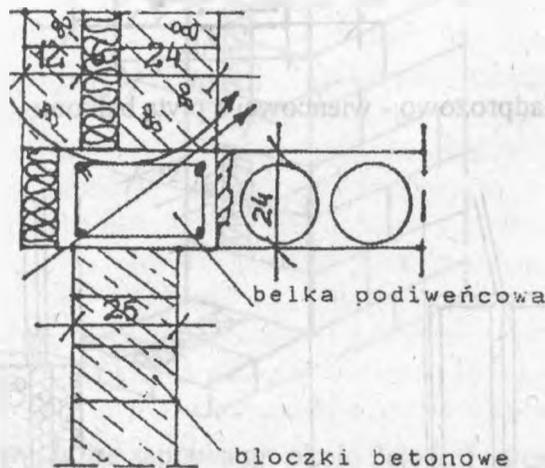


3. Ściany zewnętrzne w budynkach realizowanych z cegły zerańskiej.

3.1. Belka podwieńcowa.

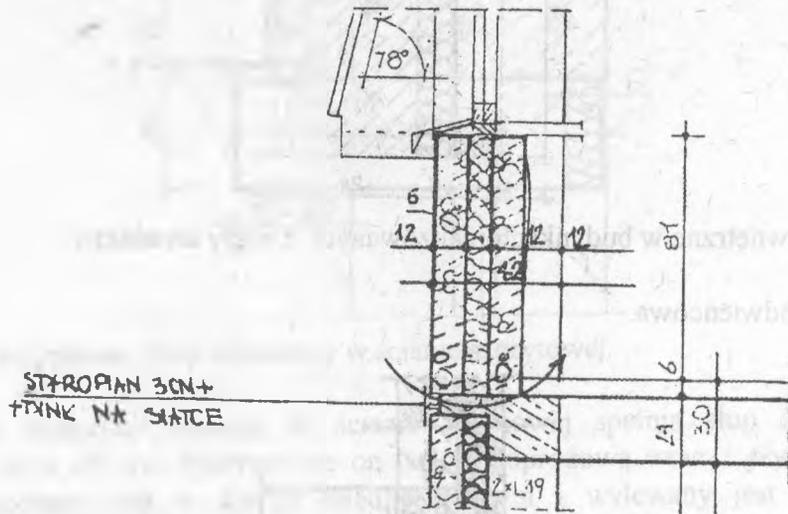


Ścianę piwnic wykonano z bloczków betonowych. Belka podwieńcowa została wykonana inaczej niż zakłada to projekt techniczny (rysunek powyżej). Belka znajduje się na całej szerokości ściany. Zauważyć można że w takim rozwiązaniu tworzy się mostek termiczny, w którym k jest równe 0,96 gdy dla ściany $k=0,32 \text{ W}/(\text{m}^2 \times \text{K})$.



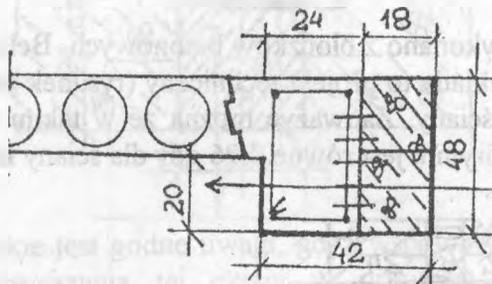
Rozwiązanie pokazane na rysunku powyżej można przyjąć, ponieważ współczynnik k jest mniejszy niż belki w projekcie technicznym i wynosi 0,82. Natomiast współczynnik przenikania ciepła belki wykonanej na budowie wynosi 0,79.

3.2. Belka nadprożowo - wieńcowa.

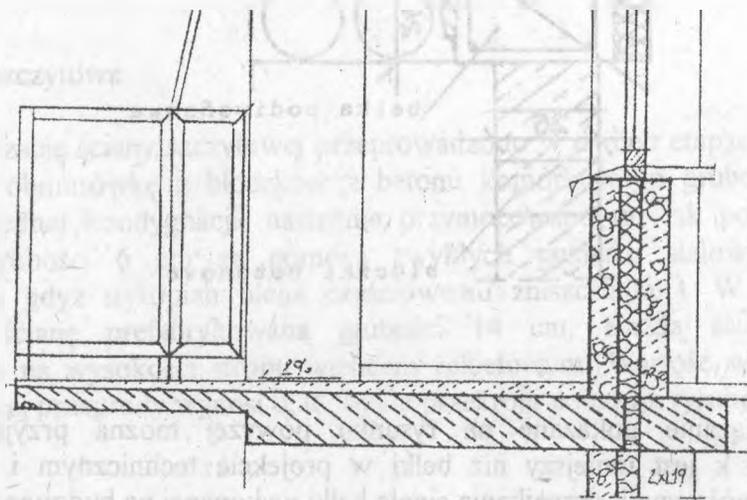


Wykonanie tej części ściany również zmieniono. Belka wykonana ma przekrój prostokątny. Od zewnętrznej strony zastosowano bloczki z betonu komórkowego, które były umieszczone w deskowaniu w czasie układania zbrojenia, przed wylewaniem belki. Bloczki były odpowiednio montowane za pomocą wpuszczanych prętów.

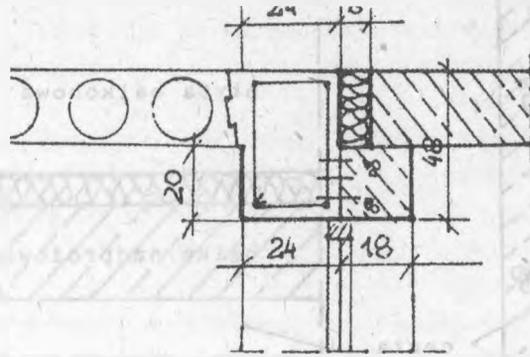
Rysunek poniżej pokazuje belkę wykonaną na budowie.



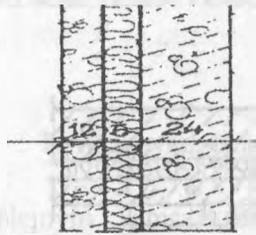
3.3. Połączenie belki nadprożowo - wieńcowej z płytą balkonu.



Rysunek powyżej pokazuje połączenie belki nadprożowo - wieńcowej z płytą balkonu wg projektu technicznego. Na budowie wykonano to wg rysunku poniżej, tak jak w punkcie 3.2.

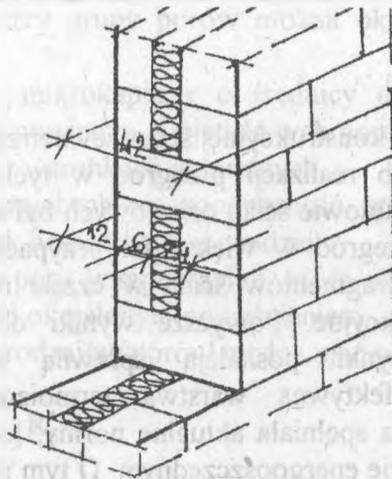


3.4. Ściana osłonowa.

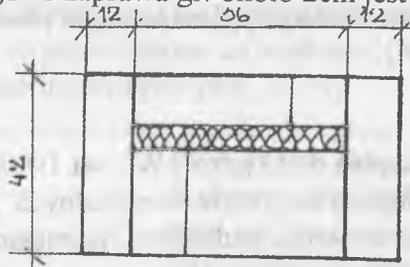


Rysunek powyżej pokazuje fragment ściany osłonowej wg projektu technicznego. Kształtując otwory okienne popełniono kilka błędów, wynikały one ze sposobu łączenia obmurówki ze ścianą konstrukcyjną. Tworzą się mostki termiczne:

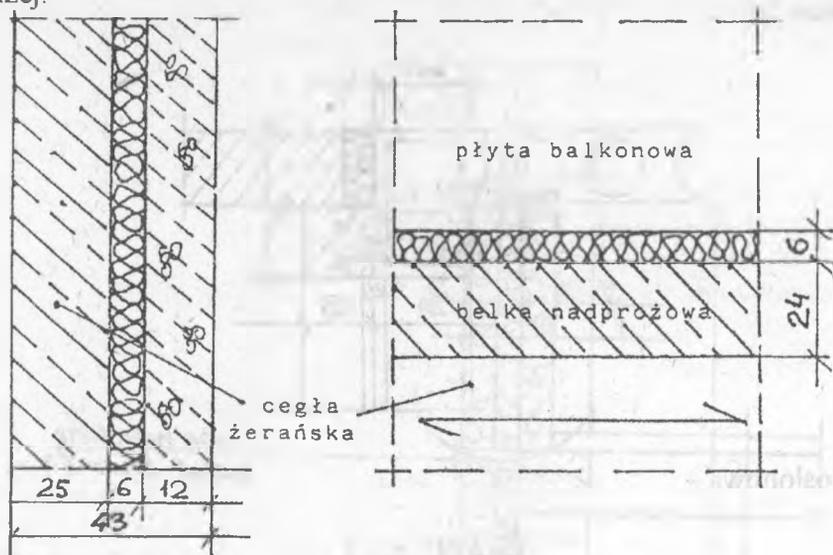
- w miejscu, gdzie przez całą szerokość ściany wmurowano bloki z betonu komórkowego,



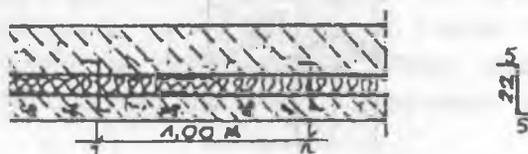
- przy filarku okiennym, gdzie zaprawa gr. około 2cm jest na całej szerokości ściany.



3.5. Połączenie płyty balkonowej ze stropem na poziomie stropu pokazuje rysunek poniżej.



3.6. Ściana szczytowa.



W pierwszym rzędzie stawiano obmurówkę z betonu komórkowego, w co drugiej spoinie poziomej umieszczano kotwy, które były znacznie większe od projektowanych i z gorszego materiału. Później stawiano ścianę konstrukcyjną z cegły wapienno - piaskowej.

4. Wnioski.

Analizie techniczno - konstrukcyjnej ścian zewnętrznych poddano trzy budynki wielokondygnacyjne. Sposób realizacji przegród w tych obiektach był podobny. Głównym materiałem przy budowie ścian osłonowych był beton komórkowy. Sposób murowania i ocieplania przegród w większości przypadków prawidłowy. Zmiany dotyczące poszczególnych fragmentów ścian w czasie realizacji obiektu spełniały wymogi cieplne i konstrukcyjne. Powyższe wyniki obliczeń są adekwatne do rzeczywistości jeżeli budynki posiadają sprawną kontrolowaną wentylację pomieszczeń. Z reguły efektywna warstwa termoizolacyjna gr. 6 cm jest wystarczająca, aby przegroda spełniała aktualne normy, lecz w takim przypadku nie można mówić o budownictwie energooszczędnym. O tym można dopiero rozważać w przypadku warstwy termoizolacyjnej o grubości 10 - 12 cm (kraje skandynawskie). Użycie grubszej warstwy termoizolacyjnej jest jedynym obecnie sposobem polepszenia ciepłochronności budynku.

Literatura:

1. "Architektura energooszczędna dziś i jutro", W - wa 1990r.
2. "Poprawa izolacyjności cieplnej budynków mieszkalnych", Arkady, W - wa 1988r.
3. PN - 91/ B - 02020 Ochrona cieplna budynków. Wymagania i obliczenia.

Michał BOLTRYK
Małgorzata LELUSZ

ANALIZA POROWATOŚCI BETONU NA BAZIE KINETYKI KAPILARNEGO NASĄCZANIA WODĄ

1. Wprowadzenie

Destrukcja betonu przy kolejnym zamrażaniu i odmrażaniu zachodzi w wyniku nagromadzenia uszkodzeń, powstających w jego strukturze w każdym cyklu. Kinetyka tego zjawiska uwarunkowana jest intensywnością oddziaływań zewnętrznych wywołujących powstanie mikrodefektów w strukturze betonu oraz jego jakością i strukturą porowatości.

Celowym wydaje się jest opracowanie metody doświadczalnej określania poszczególnych grup porowatości mających bezpośredni wpływ na mrozoodporność betonu. Przy czym zgodnie z [1,2] pory dzieli się na trzy grupy: mikrokapilary, kapilary i pory powietrzne oraz pory kompensacyjne. Wszystkie te trzy grupy porów można określić poprzez kolejne nasączenie betonu wodą.

Pierwsza grupa (P_1) - mikrokapilary o średnicy do $15\mu\text{m}$, określa się w wyniku wchłaniania przez nie wilgoci z powietrza. Objętość tych porów uzależniona jest od masy wody wchłoniętej przez suchy beton w warunkach naturalnych.

Drugą grupę (P_2), obniżających mrozoodporność, stanowią pory, które zapełniają się wodą podczas nasączenia próbek betonowych w wodzie.

Trzecia grupa (P_3) - to pory kompensacyjne, które określa się w wyniku dodatkowego nasączenia betonu w wodzie pod określonym podciśnieniem.

Wpływ poszczególnych rodzajów porów można ująć w następujące kryterium:

$$K_{MM} = \frac{C + P_3}{P_2} \frac{R_b^{28}}{R_k} \quad (1.1)$$

gdzie: C - objętościowa koncentracja kamienia cementowego w betonie, [m^3/m^3]
 R_b^{28} - wytrzymałość normowa betonu na ściskanie, [MPa],
 R_k - wytrzymałość normowa kruszywa, [MPa].

Michał BOLTRYK
Małgorzata LELUSZ

Prof. dr hab. inż. , Kierownik Katedry
Budownictwa Ogólnego Politechniki Białostockiej
Mgr inż. asystent w Instytucie Inżynierii Budowlanej
Politechniki Białostockiej

2. Badania własne

Autorzy pracują nad metodą, która pozwoli ocenić jaki jest wpływ porowatej struktury betonu (w szczególności porów kompensacyjnych) na jego trwałość. Jest to zmodyfikowana metoda określania mrozoodporności betonu na bazie kinetyki kapilarnego podciągania wody [3,4,5].

W pracy przeprowadzono analizę zależności "wskaźnik wodno-cementowy - czas przebywania próbek w podciśnieniu - wielkość podciśnienia". Wykonano ją na podstawie wyników badań struktury porowatości betonu na bazie kinetyki kapilarnego podciągania wody. Określono całkowitą porowatość kapilarną i kompensacyjną, a także stopień nasycenia po zakończeniu nasycania kapilarnego.

Przebadano 13 rodzajów składów betonu o różnym stosunku wodno-cementowym, które poddawano różnym podciśnieniom w różnych przedziałach czasu. Do betonów zastosowano cement portlandzki P35 z dodatkami z Cementowni "Chełm". Jako kruszywo grube stosowano żwir, a jako drobne piasek normowy. Badania laboratoryjne przeprowadzono według teorii planowania eksperymentu, tj. opracowano program badań, wykonano badania zgodnie z danym programem i przeanalizowano uzyskane wyniki za pomocą programów komputerowych.

2.1. Dziedzina, plan i wyniki badań.

Tablica 1. Dziedzina eksperymentu

Czynniki zmienne	Oznaczenie kodowe	Jednostki miary	Poziom zmienności				
			-2	-1	0	1	2
Stosunek wodno-cementowy (W/C)	X ₁	-	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
Czas przebywania próbki w podciśnieniu (t _n)	X ₂	h	2	4	6	8	10
Podciśnienie (P)	X ₃	MPa	0,01	0,03	0,05	0,07	0,09

2.2. Badanie struktury porowatości betonu na bazie kinetyki kapilarnego podciągania wody.

Procedura badań.

- ważenie próbek - M_A
- suszenie w temperaturze 50° C przez 2 dni - M₅₀
- kapilarne nasycanie próbek poprzez zalanie ich wodą do wysokości 3 mm,
- ważenie po 3, 24, 48h ... - M_t
- ważenie w momencie zwilgotnienia górnej powierzchni próbek - M_f
- zalanie próbek całkowicie wodą na 2 dni,
- ważenie nad i pod wodą - M_E,
- suszenie próbki w temperaturze 50° C przez 24h,
- umieszczenie próbek w komorze i utrzymywanie podciśnienia w określonym czasie,

- ważenie próbek nad i pod wodą - M_{TOT} ,
- suszenie w temperaturze $105^{\circ}C$ przez 3 dni i chłodzenie w eksyktorze,
- ważenie próbek - M_{105} .

Tablica 2. Plan badań

Nr serii	X_1	X_2	X_3	Podciśnienie [MPa]	Czas przebywania [h]
1	0	0	0	0,05	6
2	0	2	0	0,05	10
3	1	-1	0	0,05	4
4	2	-1	-1	0,03	4
5	2	2	1	0,07	10
6	2	0	-2	0,01	6
7	1	-2	2	0,09	2
8	0	1	-2	0,01	8
9	-1	1	2	0,09	8
10	-2	-2	-2	0,01	2
11	-2	0	2	0,09	6
12	-2	2	-1	0,03	10
13	-1	-2	1	0,07	2

Całkowita porowatość:

$$y_1 = n = \frac{M_{TOT} - M_{105}}{\rho_w V_E} \cdot 100, [\%] \quad (2.1)$$

gdzie:

- M_{TOT} - masa próbki po nasyceniu próżniowym,
- M_{105} - masa próbki po 3 dniach suszenia w $105^{\circ}C$,
- ρ_w - gęstość wody,
- V_E - objętość próbki po nasycaniu kapilarnym.

$$V_E = \frac{M_{E(nad\ wod\ a)} - M_{E(pod\ wod\ a)}}{\rho_w}, [m^3] \quad (2.2)$$

Stopień nasycenia po dwóch dniach suszenia w temperaturze $50^{\circ}C$:

$$y_2 = S_{50} = \frac{M_{50} - M_{105}}{M_{TOT} - M_{105}}, [-] \quad (2.3)$$

gdzie:

- M_{50} - masa próbki po 2 dniach suszenia w temperaturze $50^{\circ}C$.

Stopień nasycenia po zwilgotnieniu górnej powierzchni (zwilgotnie nastąpiło po 24h):

$$y_3 = S_{R(24)} = \frac{M_f - M_{105}}{M_{TOT} - M_{105}}, [-] \quad (2.4)$$

gdzie:

M_f - masa próbki po zwilgotnieniu górnej powierzchni.

Stopień nasycenia po zakończeniu podciągania kapilarnego:

$$y_4 = S_{E(kap)} = \frac{M_E - M_{105}}{M_{TOT} - M_{105}}, [-] \quad (2.5)$$

gdzie:

M_E - masa próbki po zakończeniu nasycania kapilarnego.

Porowatość kapilarna:

$$y_5 = n_{kap} = \frac{M_E - M_{105}}{\rho_w V_E} \cdot 100, [\%] \quad (2.6)$$

Porowatość kompensacyjna

$$y_6 = n_{komp} = \frac{M_{TOT} - M_E}{\rho_w V_E} \cdot 100, [\%] \quad (2.7)$$

Gęstość:

$$y_7 = \rho_{105} = \frac{M_{105}}{V_E} \cdot \frac{100}{100-n}, [\text{kg/m}^3] \quad (2.8)$$

Tablica 3. Wyniki badań

Nr serii	y_1 [%]	y_2 [-]	y_3 [-]	y_4 [-]	y_5 [%]	y_6 [%]	y_7 [kg/m ³]
1	10,766	0,073	1,032	1,073	11,540	-0,772	2558,83
2	13,522	0,072	0,959	0,987	13,392	0,230	2631,51
3	19,857	0,094	1,142	1,179	11,577	-1,720	2472,10
4	10,780	0,064	1,033	1,079	11,559	-0,816	2520,63

5	17,332	0,041	0,921	0,963	16,690	0,632	2666,48
6	10,969	0,056	1,152	1,177	12,845	-1,905	2486,86
7	11,831	0,048	0,984	1,027	12,668	-0,310	2518,41
8	12,732	0,055	0,993	1,023	13,022	-0,528	2576,94
9	12,415	0,065	0,951	0,976	12,093	0,686	2614,56
10	11,279	0,049	1,126	1,164	13,282	-1,841	2428,64
11	19,199	0,077	1,112	1,147	10,562	-1,481	2500,30
12	11,744	0,071	1,021	1,041	12,777	-0,740	2577,06
13	8,936	0,077	1,171	1,204	10,701	-1,793	2432,66

3. Analiza wyników badań

W wyniku obróbki komputerowej uzyskanych wyników z badań (tabl. 3) otrzymano wielomiany stopnia drugiego i trzeciego przedstawione w tablicy 4.

Tablica 4

	Postać wielomianu
y_1 , [%]	$10,6051 + 1,0597X_2 + 0,7650X_1 + 0,4002X_1X_3 + 0,3342X_3^2 + 0,2668X_3 + 0,1713 X_1X_2 + 0,1951X_2^2 + 0,1261 X_2X_3$
y_2 , [-]	$- 0,0758X_2 + 0,0731 + 0,0406X_3 - 0,0349X_1 + 0,0212X_2^3 + - 0,0108X_1^3 + 0,0088X_3^2 - 0,0076X_1^2 + 0,0067X_1^3 + - 0,0071X_1X_2 - 0,0049X_2^2 + 0,0027X_1X_3$
y_3 , [-]	$1,0211 - 0,2451X_2 + 0,2261X_3 - 0,0899X_1 - 0,0675X_3^3 + + 0,0595X_2^3 - 0,0317X_1X_2 + 0,0261X_3^2 - 0,0146X_2^2 + + 0,0126X_1^3$
y_4 , [-]	$1,0604 - 0,2339X_2 + 0,1339X_3 + 0,0576X_2^3 - 0,0350X_3^3 + + 0,0373X_3^2 - 0,0175X_2^2 - 0,0168X_1X_2 - 0,01372X_1^2 + + 0,0089X_1X_2X_3$

y_5 , [%]	$11,5098 + 0,6418X_2 + 0,5406X_1 + 0,3148X_1X_3 + 0,2351X_3^2 + 0,2169X_1X_2 + 0,1486X_2^2 + 0,1173X_1X_2$
y_6 , [%]	$-11,0535X_2 - 5,3881X_1 + 3,2593X_2^2 + 2,1934X_3^2 + 4,4938X_3 + 1,3437X_1^3 - 1,2300X_1^2 + 1,1992X_1X_3 + -0,7435X_2^2 - 0,7288 - 1,1073X_3^3 - 0,6722X_1X_2$
y_7 , [kg/m ³]	$2562,30 + 152,33X_2 - 106,26X_3 + 46,62X_1 + 33,00X_3^3 + -31,28X_2^3 - 16,57X_3^2 + 17,13X_1X_2 - 5,61X_1^3 + 4,96X_2^2$

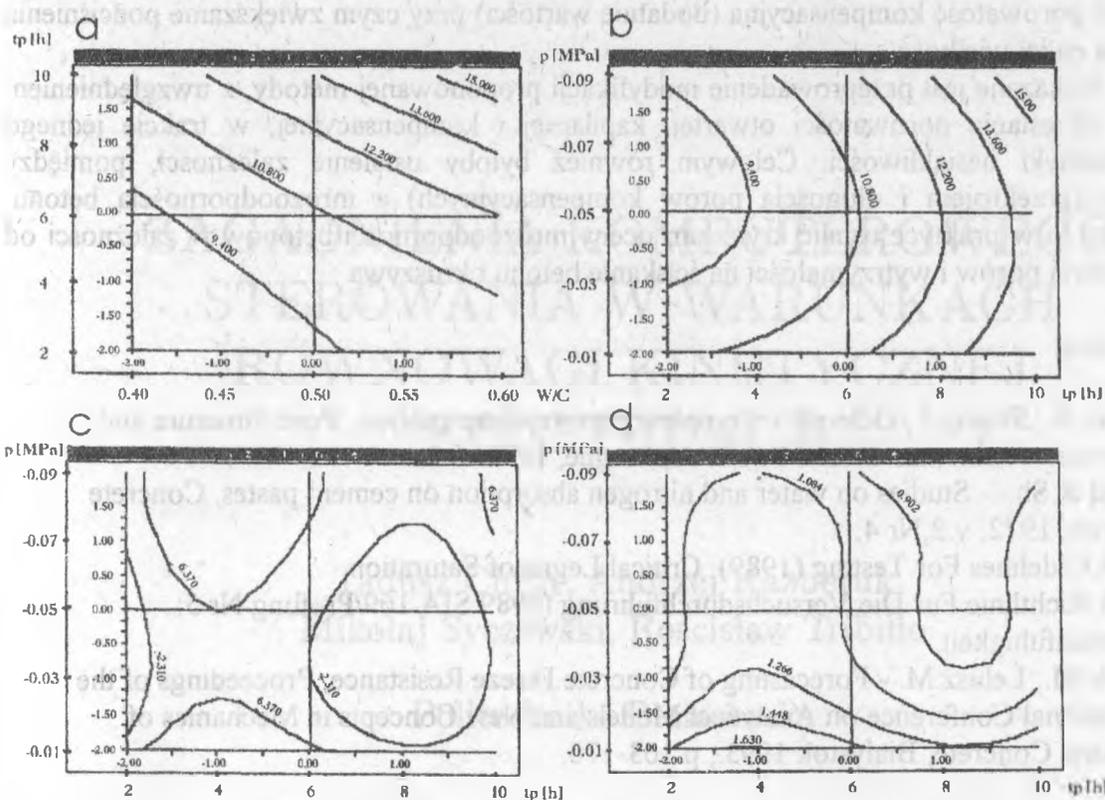
Oszacowanie wielomianów oraz analizę wpływu X_i na y_i zestawiono w tablicy 5.

Tablica 5. Wyniki aproksymacji danych doświadczalnych i wpływ X_i na y_i .

Oszacowanie	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	y_6	y_7
Stopień wielomianu, [-]	2	3	3	3	2	3	3
Błąd aproksymacji, [-]	0,4486	0,0542	2,0263	1,5909	0,1594	16,139	0,0704
Wariancja, [%]	3,853	0,842	1,937	1,473	1,274	15,595	0,278
Wskaźnik korelacji, [-]	0,9783	0,9994	0,9712	0,9824	0,9948	0,9894	0,9955
Wpływ poszczególnych paramertów:							
X_1 , [%]	21,198	9,832	19,443	17,077	1,431	19,987	18,026
X_2 , [%]	77,266	10,507	75,146	78,896	34,669	36,917	77,150
X_3 , [%]	1,536	79,661	5,411	4,082	63,900	43,096	48,250

Z przedstawionych na rys. 1a. zależności, wynika, że wraz ze wzrostem W/C zwiększa się wielkość całkowitej porowatości. W istotnym stopniu na jej wartość wpływa czas przebywania próbek w podciśnieniu (im jest on dłuższy, tym większą wartość całkowitej porowatości można uzyskać).

Niewielkie podciśnienie (od 0,00 do -0,05 MPa) praktycznie nie wpływa na zwiększenie ilości wody wchłoniętej przez beton (dla $t_p < 10h$). Dopiero przy wartości poniżej -0,05 MPa daje się zauważyć wzrost wartości całkowitej porowatości przy takim samym t_p (rys. 1 b.).



Rys. 1. Wykres funkcji: a) $n = f(W/C, t_p)$; b) $n = f(t_p, P)$; c) $M_{kap} = f(t_p, P)$; d) $S_{E(kap)} = f(t_p, P)$

Analiza wykresu przedstawionego na rys. 1c. jednoznacznie wskazuje, że na wartość porowatości kompensacyjnej w największym stopniu wpływa czas przechowywania próbek w komorze próżniowej. Poddawanie próbek działaniu podciśnienia w bardzo krótkim czasie (do 3h) nie daje żadnych efektów, ponieważ ilość wody wchłonięta przez próbkę jest niższa niż podciągnięta kapilarnie. Najkorzystniejsze wyniki uzyskano przy wartości podciśnienia poniżej $-0,05$ MPa, przy której udało się wyodrębnić porowatość kompensacyjną.

Najbardziej istotny wpływ na wielkość stopnia nasycenia $S_{E(kap)}$ (Tabl. 1 d.) ma czas przebywania próbek w podciśnieniu (78,896%). Wcześniejsza analiza pozwoliła ustalić minimalne podciśnienie ($-0,05$ MPa) oraz minimalny czas poddawania próbek działaniu próżni (3h). Po uwzględnieniu tych wartości, można zauważyć (rys. 1d.) przedział (od 7,5 do 9,5h), w którym stopień nasycenia po zakończeniu podciągania kapilarnego jest niewielki (około 0,9).

4. Wnioski .

A. W oparciu o przeprowadzone badania na betonach o różnych składach ustalono optymalne wartości podciśnienia i czas jego działania do określania porowatości kompensacyjnej:

- wartość podciśnienia $p = -0,05$ MPa,
- czas utrzymania podciśnienia $t_p = 4$ h

B. Przechowywanie próbek betonowych w podciśnieniu, w czasie od 0 do 3 h powoduje, że ilość wchłoniętej wody przez próbkę jest mniejsza niż podciągnięta kapilarnie.

C. Poddawanie próbek działaniu podciśnienia w czasie do 3h, powoduje uzyskanie ujemnych wartości porowatości kompensacyjnej. Jest to związane z tym, że wysuszone w temperaturze 50 °C próbki nie są w stanie wchłoniąć nawet takiej ilości wody, jaką podciągnęły kapilarnie. Natomiast przechowywanie próbek od 3 do 5h w podciśnieniu $p = -0,05$ MPa pozwala

wyodrębnić porowatość kompensacyjną (dodatnie wartości) przy czym zwiększanie podciśnienia nie wpływa na jej wielkość.

D. Wskazane jest przeprowadzenie modyfikacji proponowanej metody, z uwzględnieniem kolejnego określania porowatości otwartej, kapilarnej i kompensacyjnej, w trakcie jednego badania kinetyki nasiąkliwości. Celowym również byłoby ustalenie zależności, pomiędzy gabarytami (przekrojem i długością porów kompensacyjnych) a mrozoodpornością betonu. Pozwoliłoby to w praktyce ustalić kryterium oceny mrozoodporności betonów w zależności od charakterystyki porów i wytrzymałości na ściskanie betonu i kruszywa .

Literatura:

- [1]. Brauner S., Skalny J., Odler J. - Complete porestructure analysis, Pore Structure and Properties of Materials. RILEM-JUPAC, Prague, 1973.
- [2]. Mikhail R.Sh. - Studies on water and nitrogen absorption on cement pastes. Concrete Research, 1972, v.2,Nr 4.
- [3]. EMPA Gidelines For Testing (1989): Critical Legreeof Saturation.
- [4]. EMPA Richtlinie Fur Die Versuchsdurchfuhrung (1989 SIA 169/Prufung Nr 5: Wasserleitfuhigkeit.
- [5]. Bołtryk M., Lelusz M. - Forecasting of Concrete Freeze Resistance, Proceedings of the International Conference on Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Structural Concrete, Białystok 1993., p.163-170.

AN ANALYSIS OF CONCRETE POROSITY BASED ON KINETICS OF CAPILLARY WATER ABSORBING

SUMMARY

Presented method enables to evaluate the influence of concrete porous structure on concrete durability. This is a modified method of defining frost resistance based on kinetics of capillary water absorbing. Analysis of relation "camant-water ratio - time in which samples are under underpressure - size of underpressure".

ZAGADNIENIA KOMPUTEROWEGO STEROWANIA W WARUNKACH RÓWNOWAGI KINETYCZNEJ KONSTRUKCJI

Tadusz Chyży, Andrzej Kazberuk
Mikołaj Syczewski, Rościśław Tribiło

Politechnika Białostocka

Streszczenie

W artykule przeprowadzono analizę warunków sterowania mikrokomputerowego oraz warunki pracy urządzeń wykonawczych i elektroniki kontrolno-pomiarowej w sterowalnych konstrukcjach inżynierskich. Przedstawiono koncepcję transformacji układów budowlanych ze stanu równowagi statycznej do stanu równowagi kinetycznej. Prezentowane rozwiązanie umożliwia zwiększenie nośności konstrukcji, zwiększenie bezpieczeństwa użytkownika oraz zapewnia bezpieczną pracę układu w nieprzewidywalnym stanie obciążeń zewnętrznych, np. obciążenia sejsmiczne.

1 Wstęp.

Dynamiczny postęp w dziedzinie inżynierii materiałowej i związany z tym rozwój przemysłu elektronicznego umożliwił opracowanie nowoczesnych technologii masowej produkcji układów scalonych wielkiej skali integracji. Pozwoliło to połączyć w jedną strukturę wielu funkcji komputera, takich jak: pamięci stałe i zmienne, układy komunikacji poprzez porty wejścia-wyjścia, oraz jednostki arytmetyczno-logicznej. W ten sposób zrealizowano mikrokomputery jednoukładowe [1, 2]. Ich stosunkowo niska cena oraz dostępność stworzyły szeroką perspektywę stosowania także w układach elektroniki kontrolno-pomiarowej i sterującej w zastosowaniu do konstrukcji budowlano-inżynierskich.

W niniejszym artykule autorzy przedstawiają zagadnienia związane z mikrokomputerowym sterowaniem oraz optymalizacją nośności w układach budowlanych pracujących w zakresie równowagi kinetycznej, poddanych obciążeniom zmiennym, zarówno w funkcji czasu, jak i w funkcji położenia (obciążenia ruchome).

2 Analiza belki w warunkach równowagi kinetycznej.

W układach konwencjonalnych z ruchomą siłą, maksymalny stan wyężenia konstrukcji powodowany jest siłą umieszczoną w połowie rozpiętości takiego układu belkowego, co wynika ze wzoru na rozkład momentu pod siłą ruchomą [3]

$$M_x^{\max} = R_A \cdot x = P_{(t,x)} \cdot \frac{l-x}{l} \cdot x = P_{(t,x)} \cdot \left(x - \frac{x^2}{l}\right), \quad (1)$$

oraz ze wzoru normowego na nośność obliczeniową przekroju jednokierunkowo zginanego [4]

$$M_R = \alpha_p \cdot W \cdot f_d, \quad (2)$$

gdzie:

$P_{(t,x)}$ - obciążenie zmienne w funkcji czasu i położenia,

l - rozpiętość belki,

W - wskaźnik wytrzymałości przekroju,

α_p - obliczeniowy współczynnik rezerwy plastycznej,

f_d - wytrzymałość obliczeniowa stali.

Ze wzorów (1) i (2) wynika, że dla prostych belek o stałym przekroju (np. z profili walcowanych), znaczna część nośności jest niewykorzystana. Dlatego w celu efektywniejszego wykorzystania nośności przekroju, przy dowolnym stanie obciążeń, autorzy artykułu proponują układ, którego stan równowagi został przesunięty w zakres równowagi kinetycznej.

Proponowane rozwiązanie polega na redukcji stanu momentowego poprzez transformację oddziaływań do sił osiowych przekroju. Model konstrukcji pokazano na rysunku 1 gdzie:

Rys.1

1. - belka,
2. - i-ten układ wykonawczy siłownik,
3. - ciągną nośne,
4. - głowice centrujące z układem kontroli napięcia cięgna,
5. - mikroprocesorowy układ kontrolno-sterujący,
6. - magistrale kontrolno-pomiarowe i sterujące.

Z równowagi węzła C można wyznaczyć wartości sił w cięgnie napinającym S oraz wartość obciążenia osiowego H

Rys. 2

$$\sum X = -S_A^i \cdot \cos \alpha_i + S_B^i \cdot \cos \beta_i = 0, \quad (3)$$

$$\sum Y = S_A^i \cdot \sin \alpha_i + S_B^i \cdot \sin \beta_i - W_i = 0,$$

skąd

$$S_A^i = W_i \cdot \frac{\cos \beta_i}{\sin(\alpha_i + \beta_i)}, \quad (4)$$

$$S_B^i = W_i \cdot \frac{\cos \alpha_i}{\sin(\alpha_i + \beta_i)}.$$

Wartości sił poziomych

$$H_A^i = S_A^i \cdot \cos \alpha_i, \quad H_B^i = S_B^i \cdot \cos \beta_i. \quad (5)$$

Po podstawieniu równań (4) otrzymamy, że

$$H_A^i = H_B^i = H_i,$$

przy czym siła osiowa H_i ma wartość

$$H_i = W_i \cdot \frac{\cos \alpha_i \cdot \cos \beta_i}{\sin(\alpha_i + \beta_i)} = W_i \cdot \frac{1}{\tan \alpha_i + \tan \beta_i}. \quad (6)$$

Przy n -tej liczbie układów wykonawczych siła osiowa H będzie sumą sił osiowych wprowadzonych przez każdy z siłowników W_i

$$H = \sum_{i=1}^n H_i = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{1}{\tan \alpha_i + \tan \beta_i}. \quad (7)$$

Trygonometryczne funkcje kątów podane są wzorami

$$\alpha_i = \arctan \left(\frac{b_i + \Delta b_i}{l_i} \right), \quad \beta_i = \arctan \left(\frac{b_i + \Delta b_i}{l - l_i} \right), \quad (8)$$

gdzie:

b_i - długość minimalna i -tego siłownika,

Δb_i - zakres zmian długości i -tego siłownika.

Podstawową cechą prezentowanego rozwiązania jest możliwość dowolnego kształtowania schematu zastępczego (obliczeniowego) belki, gdyż punkty przyłożenia siłowników do układu belkowego można traktować jako podpory

pośrednie o regulowanych parametrach; przykładowo jako więzy sprężyste o regulowanej podatności $\frac{1}{k_i}$, lub jako więzy z możliwością zadawania konkretnych przemieszczeń Δ_i . Schemat zastępczy pokazano na rysunku 3.

Rys.3

Rozpatrzono dwa schematy:

Schemat belki ciągłej.

W tym schemacie przyjmuje się, że ugięcia w punktach podporowych $i = 1..n$, nie zmieniają się i w szczególnym przypadku są równe zero, czyli

$$y_{i=1..n} = 0. \quad (9)$$

Przypadek jest szczególnie przydatny przy przenoszeniu obciążeń o charakterze ciągłym, na przykład od ciężaru własnego konstrukcji. Natomiast dla obciążenia skupionego znajdującego się w danej chwili czasowej w przedziale $x_j \in \langle l_i, l_{i+1} \rangle$ można przyjąć model

$$y_i = y_{i+1} = 0, \quad (10)$$

gdyż tego typu schemat eliminuje możliwość wystąpienia sił rozciągających w układach siłownikowych. W obu przypadkach momenty zginające

$$M_{i=1..n} \neq 0. \quad (11)$$

Schemat belki ciągłej przegubowej.

W tym przypadku momenty zginające na i -tej podporze zakłada się jako zerowe

$$M_{i=1..n} = 0, \quad (12)$$

lub jak w poprzednim schemacie

$$M_i = M_{i+1} = 0. \quad (13)$$

W obu przypadkach ugięcia na podporach pośrednich będą różne od zera

$$y_{i=1..n} \neq 0. \quad (14)$$

W zależności od przyjętego modelu zależy rozkład sił W_i w siłownikach, wartość siły osiowej H oraz rozkład sił wewnętrznych w samej konstrukcji belkowej.

3 Układy sterowania i kontroli.

Podstawowym zadaniem układów sterowania i kontroli jest zapewnienie bezpiecznej pracy konstrukcji. Warunek ten determinuje szczegółowe zadania poszczególnych podukładów [5], które są następujące:

- Układy kontroli i sterowania:

- kontrola i pomiar parametrów obciążenia zewnętrznego, w tym wartości obciążeń oraz ich położenia,
- sterowanie urządzeniami wykonawczymi,
- kontrola parametrów granicznych poszczególnych elementów układu i zapewnienie bezpiecznej pracy konstrukcji,
- gromadzenie informacji o historii pracy układu oraz umożliwienie okresowej obsługi operatorskiej.

Na rysunku 4 pokazano schemat mikroprocesorowego układu kontrolno sterującego a na rysunku 5 przedstawiono uproszczony schemat blokowy działania tego układu.

Rys.4

O aktualnych parametrach stanu pracy konstrukcji, takich jak: wartości ugięć, wartości obciążeń zewnętrznych i ich położenia, wartości sił w ciągnie i w układach siłownikowych informują elektroniczne urządzenia pomiarowe i kontrolne, w tym detektory parametrów granicznych, które przesyłają informacje do układu sterującego poprzez linie danych, zwane magistralami kontrolno-pomiarowymi [6]. Schemat urządzeń kontrolno-pomiarowych pokazano na rysunku 6.

Rys.5

Rys.6

- Układy wykonawcze:

- wprowadzenie przeciwsil W odpowiednich do wartości i położenia obciążenia zewnętrznego,
- detekcja i sygnalizacja możliwości przekroczenia parametrów granicznych.

Schemat ideologiczny układu pokazano na rysunku 7. Parametry graniczne siłownika to na przykład jego maksymalna i minimalna długość robocza lub maksymalna siła. Przez medium robocze oznaczono rodzaj zasilania układów wykonawczych a tym samym i typ siłowników, które w związku z tym mogą być układami hydraulicznymi, pneumatycznymi lub elektrycznymi.

Rys.7

Podstawowe warunki poprawnej pracy układu:

- nieprzekroczenie warunków I i II stanu granicznego,
- zapewnienie stateczności konstrukcji w przypadku działania ściskających sił osiowych H ,
- praca w czasie rzeczywistym układów sterujących i wykonawczych. Czas reakcji tych układów musi być nie większy niż szybkość zmian parametrów obciążeń zewnętrznych

$$\tau_s \leq \tau_z, \quad (15)$$

gdzie:

τ_z - szybkość zmian obciążeń zewnętrznych,

τ_s - czas reakcji układów sterujących i wykonawczych.

Czas reakcji układów sterujących i wykonawczych jest zdeterminowany przez:

- bezwładność układów pomiarowych,
- szybkość pomiaru, w tym częstotliwość próbkowania sygnału,
- czas obróbki sygnałów analogowych i konwersji na postać cyfrową,
- szybkość kodowania i przesyłania informacji przez magistrale oraz dekodowania sygnału,
- czas programowej obróbki informacji wraz z procesem decyzyjnym realizowanym przez jednostkę centralną,
- szybkość transmisji i dekodowania sygnałów sterujących,
- czas reakcji układu wykonawczego, zależny od typu urządzenia i medium roboczego.

4 Zakończenie.

Prezentowany układ należy zaliczyć do grupy konstrukcji specjalnych. Jedną z cech układu jest jego skomplikowność, natomiast podstawowe zalety to:

- możliwość pracy konstrukcji w warunkach nieprzewidywalnego stanu obciążeń, na przykład obciążenia sejsmiczne,
- inteligentna oraz aktywna praca układu zapewniająca większe bezpieczeństwo użytkownika,
- zwiększenie nośności w stosunku do analogicznych układów konwencjonalnych,
- automatyczna optymalizacja pracy konstrukcji.

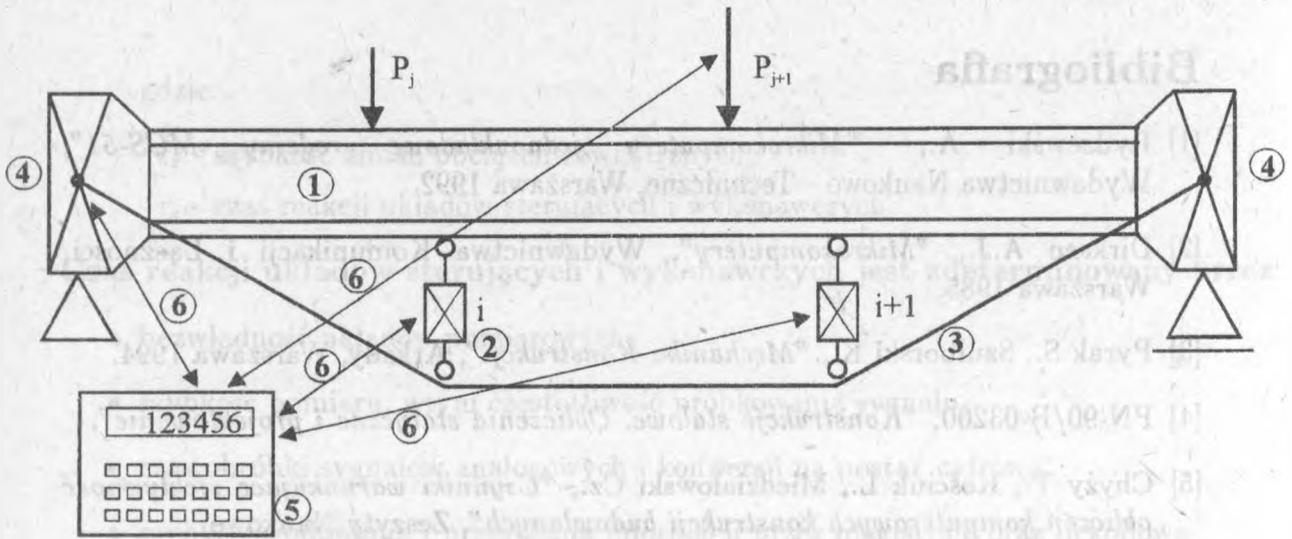
Ze względu na złożoność zagadnień związanych z analizą konstrukcji budowlanych w zakresie równowagi kinetycznej, prace w tej dziedzinie są intensywnie kontynuowane w Katedrze Mechaniki Budowli Politechniki Białostockiej, w tym również dla innych niż prętowe typów konstrukcji.

Bibliografia

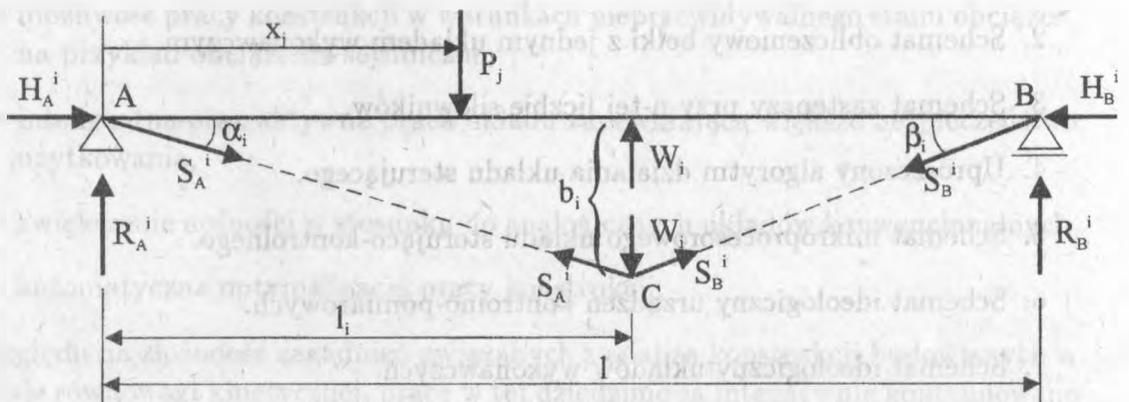
- [1] Rydzewski A., "Mikrokomputery jednoukładowe rodziny MCS-51", Wydawnictwa Naukowo - Techniczne, Warszawa 1992.
- [2] Dirksen A.J., "Mikrokomputery", Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1985.
- [3] Pyrak S., Szulborski K., "Mechanika Konstrukcji", Arkady, Warszawa 1994.
- [4] PN-90/B-03200, "Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie".
- [5] Chyży T., Kościuk L., Miedziałowski Cz., "Czynniki warunkujące efektywność obliczeń komputerowych konstrukcji budowlanych", Zeszyty Naukowe "BUDOWNICTWO" nr 5, 1986.
- [6] Borczyński J., Dumin P., Mliczewski A., "Podzespoły elektroniczne. Półprzewodniki", Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1990.

Spis rysunków

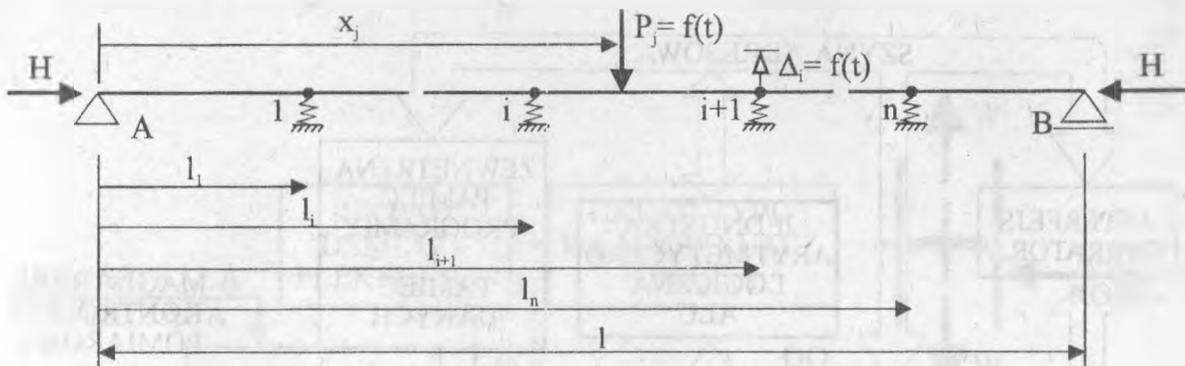
1. Model konstrukcji w stanie równowagi kinetycznej.
2. Schemat obliczeniowy belki z jednym układem wykonawczym.
3. Schemat zastępczy przy n-tej liczbie siłowników.
4. Uproszczony algorytm działania układu sterującego.
5. Schemat mikroprocesorowego układu sterująco-kontrolnego.
6. Schemat ideologiczny urządzeń kontrolno-pomiarowych.
7. Schemat ideologiczny układów wykonawczych.



Rys. 1



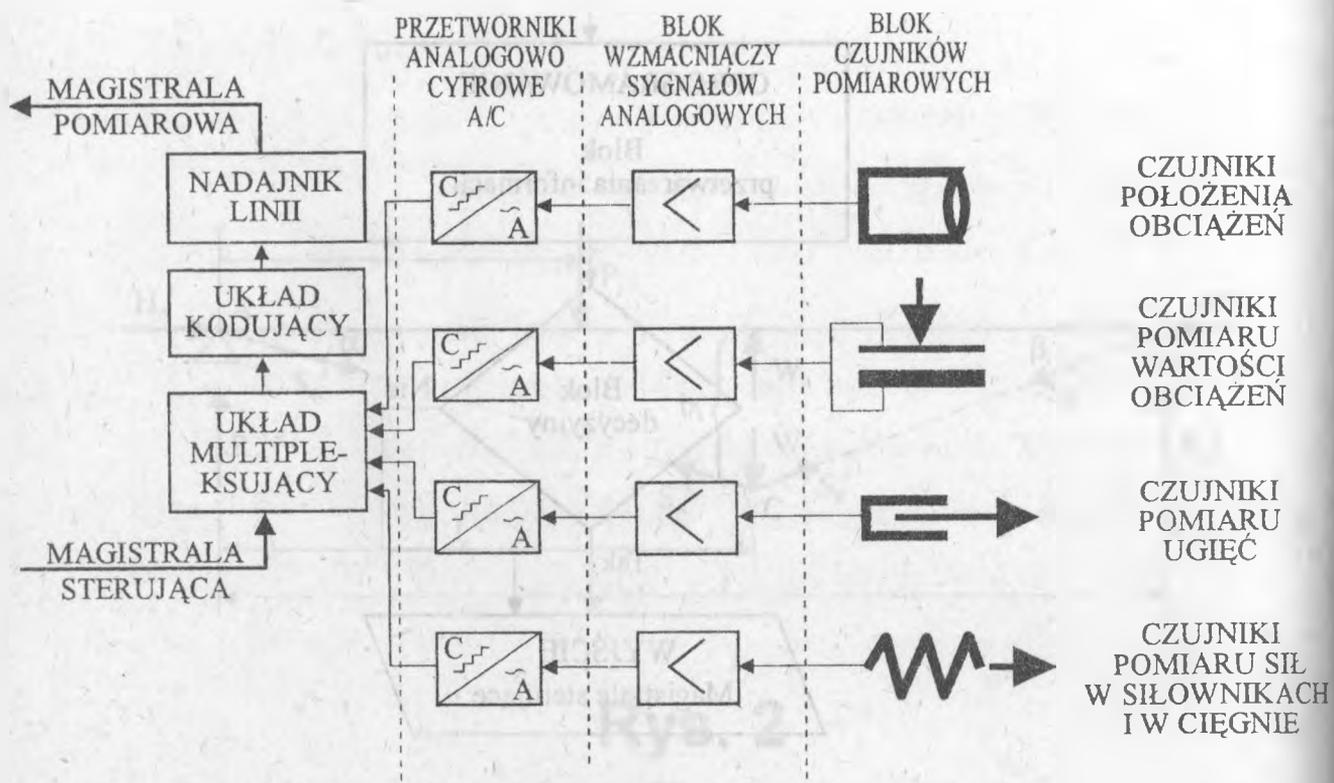
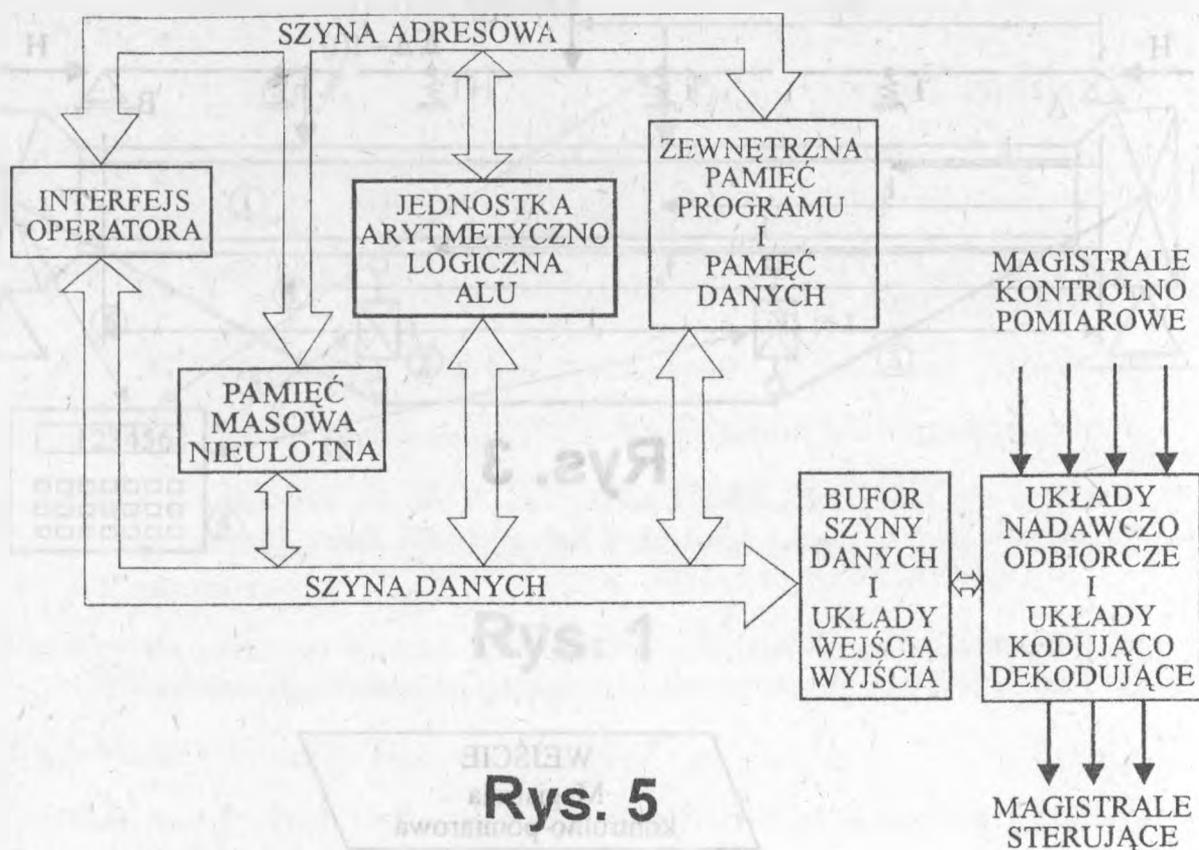
Rys. 2

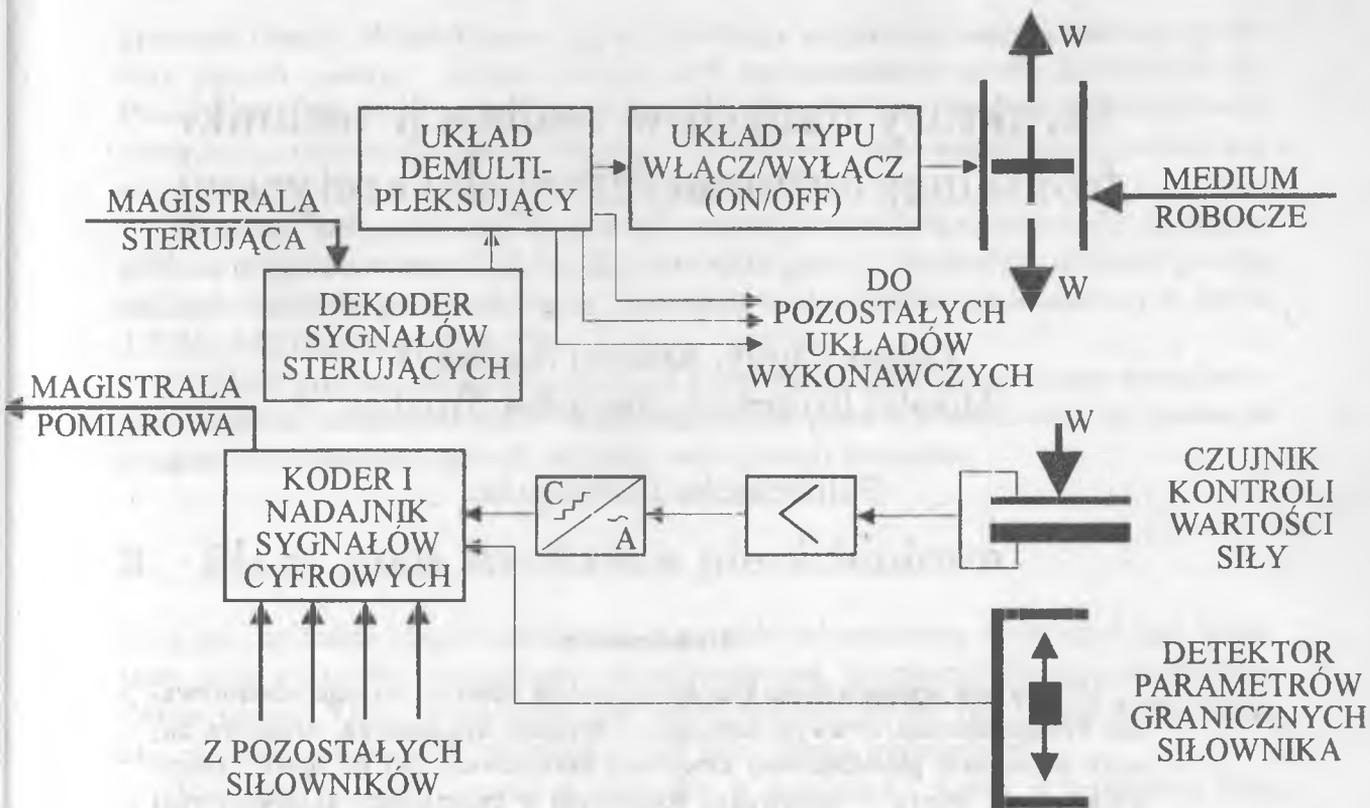


Rys. 3



Rys.4





Rys. 7

Struktury danych w realizacji techniki frontальной automatycznej dyskretyzacji

Tadusz Chyży, Andrzej Kazberuk
Mikołaj Syczewski, Rościsław Tribiło

Politechnika Białostocka

Streszczenie

W artykule przedstawiono koncepcję modelu informatycznego odwzorowania brzegu obszaru dwuwymiarowego. Uzyskana dynamiczna struktura danych o budowie pierścieniowej umożliwia zastosowanie jej do opisu przesuwanego się frontu — konstrukcji stosowanej w programach automatycznej generacji siatki metody elementów skończonych.

1 Wstęp

Rozwojowi metody elementów skończonych w rozwiązywaniu złożonych problemów pola towarzyszy zainteresowanie badaniem zagadnień automatycznej dyskretyzacji analizowanego obszaru. Opracowano wiele algorytmów generacji siatki o różnym stopniu automatyzacji procesu. Zwarty przegląd różnorodnych technik zawierają praca W.C.Thacker'a [10] dotycząca lat 1972-79 oraz monografia P.L.George'a [3] z roku 1991.

Wprowadzenie metod adaptacyjnych stanowiło kolejny etap zainteresowania badaczy generatorami siatek. Techniki automatycznej dyskretyzacji początkowej i re-dyskretyzacji stały się integralną częścią algorytmów numerycznej analizy konstrukcji. Zestawienie dorobku w tej dziedzinie zawiera praca P.R.Eisemana [2].

Jednym z najczęściej stosowanych algorytmów w pełni automatycznej dyskretyzacji jest technika frontalna. Front składa się z krawędzi, na których tworzone są elementy trójkątne. Na początku procesu, tworzą go odcinki aproksymujące brzeg obszaru. Przesuwanie frontu polega na konstruowaniu kolejnych elementów. W każdym kroku usuwa się i istniejących krawędzi frontu ($1 \leq i \leq 3$) i dodaje $3 - i$ nowych. Przyjmuje się, że krawędź będąca podstawą tworzonego trójkąta jest najkrótszym lub jednym z najkrótszych odcinków frontu. Na efektywność procesu generacji siatki wpływa konieczność każdorazowego wyboru najkrótszej spośród n

krawędzi frontu. Wyszukiwanie jej optymalizuje się stosując specjalizowane struktury danych - sterty i drzewa czwórkowe - zaproponowane przez R.Löhrnera [8]. Problemem jest także sposób konstrukcji trójkątów, tzn. strategia umieszczania wierzchołka tworzącego nowy element. Rozwiązania tego zagadnienia podają autorzy prac [1, 4, 6].

Technika "postępującego" frontu była pierwotnie metodą triangulacji. Zaproponowana oryginalnie przez S.H.Lo [7], rozwinięta przez J.Peraire [9], ostatnio została zaadoptowana do generacji siatek złożonych z elementów czworobocznych przez J.Z.Zhu i O.C.Zienkiewicza [12].

W pracy przedstawiono ideę realizacji komputerowej struktury frontu umożliwiającej znaczne polepszenie efektywności algorytmu generacji siatki oraz uproszczenie programów wykorzystujących technikę triangulacji frontalnej.

2 Front jako struktura pierścieniowa

Przyjęto, że każdy obszar określa się w sposób jednoznaczny definiując jego brzeg jako zbiór wektorów w przestrzeni dwuwymiarowej, tworzących łamaną zamkniętą. Zatem obszar, który definiowany jest przez podanie dwóch lub więcej rozłącznych zbiorów takich łamanych, rozumiany jest jako obszar wielospójny.

Traktując odcinek łamanej o początku w punkcie i i końcu w punkcie j jako wektor \vec{ij} , przyjmuje się dla tego wektora lokalny prawoskrętny układ współrzędnych kartezjańskich. Początek układu umieszcza się w punkcie i , a lokalną oś x orientuje zgodnie z kierunkiem i zwrotem wektora. Punkty, leżące na dodatniej półosi y , należą do wnętrza obszaru (rys. 1). Założenie to realizuje się, numerując węzły łamanej zewnętrznej przeciwnie do ruchu wskazówek zegara, zaś węzły łamanych wewnętrznych zgodnie z ruchem wskazówek zegara.

Powyższa definicja obejmuje zarówno obiekty z obszarami wewnętrznymi fizycznych pustek, jak i obiekty z wewnętrznymi nieciągłościami.

Obiekty, zbudowane z materiałów o odmiennych charakterystykach, traktuje się jako obszary złożone. Dyskretyzacja może przebiegać tu w oddzielnych fazach. Uzgodnienia wymaga liczba węzłów na krawędziach wewnętrznych.

Przyjmując, że do jednoznacznego określenia obszaru wystarcza zdefiniowanie jego brzegów oraz wskazanie punktów należących do jego wnętrza, należy rozszerzyć definicję brzegu.

Proponuje się rozpatrywać brzeg jako zbiór spójny obiektów o sprecyzowanej charakterystyce kierunkowej. Obiektami takimi mogą być np. wektory nieswobodne, dla których można wskazać punkt przyłożenia, kierunek, zwrot i miarę. Zapewnienie spójności takiego zbioru osiągnąć można porządkując go jako listę liniową jednokierunkową, której elementami byłyby opisywane obiekty. Dla każdego elementu takiej listy możliwe jest wskazanie elementu następnego. Ponieważ siatki generuje się w obszarach ograniczonych i zamkniętych a ich brzegi tworzone są z łamanych zamkniętych, logiczne jest przyjęcie jako modelu brzegu listy pierścieniowej. Podstawowe wiadomości dotyczące struktur danych listowych i pierścieniowych zawarte

są w pracy [11]. Tak zaprojektowany model brzegu pozwala na jednoznaczne zdefiniowanie obszaru jednospójnego.

Na rysunku 1 przedstawiono przykład wykorzystania powyższej definicji. Obszar ograniczony jest łamaną zamkniętą, składającą się z pięciu odcinków prostych. Ciągła numeracja wierzchołków i odcinków umożliwia konstrukcję struktury pierścieniowej. W ten sposób zapewniona jest spójność zbioru punktów tworzących brzeg. Kolejność w numeracji wierzchołków i odcinków przyjęto przeciwną do ruchu wskazówek zegara. Sprawdzenia czy punkt P należy do wnętrza obszaru można dokonać stosując algorytm parzystości lub obliczając sumę kątów pomiędzy półprostymi poprowadzonymi z punktu P przez wierzchołki wielokąta. Rys. 1

Starając się zastosować powyższy opis do definicji obszarów wielospójnych otrzymuje się rozłączny zbiór struktur pierścieniowych. Operacje przeprowadzane na takim zbiorze przestają być oczywiste. Aby odwołać się do krawędzi, należy znać nie tylko jej położenie w konkretnym pierścieniu, ale też i przechowywać informacje, dotyczące położenia samego pierścienia. Niedogodność taka występuje zawsze przy dyskretyzacji obszarów wielospójnych bądź rozłącznych. Można ją wyeliminować, tworząc logiczny pierścień brzegu, obejmujący wszystkie elementy, należące do poszczególnych łamanych brzegowych. Realizacja takiej koncepcji polega na wprowadzeniu dodatkowych (i również jednokierunkowych) powiązań pomiędzy elementami, tworzącymi listy pierścieniowe. Schemat takiego postępowania umieszczono na rys. 2. Rys. 2

Zaproponowana struktura logicznego pierścienia brzegu ma następujące właściwości:

- Elementy struktury tworzą zbiór spójny.
- Jednoznacznie określa wnętrze obszaru.

Logicznie, wytworzenie takiej struktury odpowiada dekompozycji obszaru wielospójnego na jednospójny. W realizacji komputerowej, procedury, obsługujące metodę generacji siatki, analizują i "widzą" jeden cały, spójny brzeg, posługując się odniesieniami do pierścienia logicznego. Informacje o cechach geometrycznych poszczególnych elementów tworzących brzeg i ich wzajemnych zależnościach, np. kątach wierzchołkowych pomiędzy odcinkami łamanej, obliczane są na podstawie danych pierścieni wewnętrznych - "fizycznych" przez procedury warstwy obsługi. Stosowanie takiej struktury zamiast tradycyjnego geometrycznego cięcia daje następujące korzyści:

- nie tworzy się sztucznych krawędzi wewnętrznych,
- jest w pełni automatyczne,
- przy zastosowaniu odpowiednich narzędzi implementacja struktury jest prosta.

3 Operacje podstawowe na strukturze brzegu

Przedstawiony model jest strukturą dynamiczną. Może zatem być użyty do opisu przemieszczającego się frontu krawędzi generowanych elementów. W tym celu należy zdefiniować podstawowe operacje przekształcające strukturę.

Dla ułatwienia opisu przyjęto, że poszczególne elementy składowe struktury pierścieniowej reprezentują odcinki łamanej brzegowej. Ponieważ odcinki te tworzą jednocześnie krawędzie generowanych elementów, pojęcia te są stosowane wymiennie. Ze względu na dynamiczny charakter modelu, bardziej właściwe jest używanie pojęcia front, zamiast brzeg.

Do obsługi powiązań elementów struktury wykorzystywane są następujące operacje:

- dodanie krawędzi,
- usunięcie krawędzi,
- reorganizacja pierścieni "geometrycznych".

Pierwsze dwie operacje zmieniają opisy relacji geometrycznych i logicznych. Trzecia operacja dotyczy tylko związków geometrycznych.

Rozszerzanie struktury frontu ma miejsce na wstępnym etapie konstrukcji modelu brzegu, na podstawie informacji dostarczonych z zewnątrz, oraz podczas generacji elementów.

Włączenie nowej krawędzi polega na utworzeniu nowego elementu, zawierającego jej opis i zmianie powiązań w istniejącej strukturze pierścienia frontu. Do wykonania takiej operacji niezbędna jest znajomość położenia w modelu elementu reprezentującego krawędź bezpośrednio poprzedzającą krawędź wstawianą. Oznaczając element poprzedzający jako i a nową krawędź jako j , dodanie elementu polega na wytworzeniu w opisie elementu j wskazań na element $i + 1$ jako następny i zamianie w opisie elementu i wskazania jako elementu następnego $i + 1$ na wskazanie na element j . Wymienione zmiany wskazań dokonywane są w sposób identyczny na logicznych i geometrycznych powiązaniach pierścienia.

Usunięcie elementu opisującego krawędź frontu ma miejsce jedynie podczas generacji elementów. Kryteria doboru kąta oraz długości krawędzi tworzących boki trójkąta zależą od konkretnej metody generacji siatki. Z uwagi na jednokierunkowy charakter listy pierścieniowej, w każdym elemencie tej listy przechowywane są informacje dotyczące powiązań jedynie z elementem następnym. Stąd wygodniej jest żądać usunięcia elementu następnego, tzn. $i + 1$ nie zaś i . Usunięcie elementu i wymagałoby modyfikacji opisu elementu $i - 1$ jako poprzedzającego. Wyznaczenie pozycji tego elementu możliwe byłoby jedynie po analizie całego pierścienia bądź zmianie modelu listy na dwukierunkową, co nie jest efektywne.

Żądanie usunięcia elementu $i + 1$ tj. następnego po aktualnie przetwarzanym elemencie i oznacza wskazanie w elemencie i elementu $i + 2$ jako następnego i usunięcie zbędnego opisu $i + 1$. Zmiany wskazań dotyczą pierścienia "logicznego" i "geometrycznego".

W trakcie przeprowadzania działań rozszerzenia i usunięcia krawędzi frontu aktualniana jest także całkowita liczba aktywnych jego krawędzi.

Konieczność zmiany organizacji wewnętrznych pierścieni odwzorowujących geometryczne powiązania krawędzi łamanej frontu następuje wówczas, gdy w trakcie generowania elementów, linie frontu przecinają się. Problem ten występuje zawsze w generacji siatki w obszarze niejednostopnym, jak i w przypadku obszarów jednostopnych niewypukłych. Działania na interesującym fragmencie struktury wyjaśniono na rys. 3 a) do c). Rysunek a) przedstawia sytuację wyjściową - dwa fragmenty łamanej frontu i odpowiadające im reprezentacje (po stronie prawej). Linia przerywaną zaznaczono projektowane położenie generowanego elementu trójkątnego. W obrębie łamanej dolnej następuje przemieszczenie jednej i dodanie nowej krawędzi tak, by front objął projektowany element (rys. 3 b)). Połączenie łamanych następuje w wierzchołku i jest to ich jedyny punkt wspólny. Odcinki reprezentowane w strukturze pierścieniowej należą do dwóch rozłącznych zbiorów. Tworzą się nowe wskazania w obrębie pierścieni geometrycznych odpowiadające zmienionej geometrii frontu (rys. 3 c)). Powiązania logiczne, utrzymujące spójność całego zbioru odcinków brzegu, nie ulegają zmianie.

Rys. 3

4 Realizacja komputerowa

Wszystkie struktury danych i procedury napisano w języku C [5] i uruchomiono na komputerze klasy PC, pracującym pod kontrolą systemu operacyjnego SCO UNIX.

Przyjęto dwa podstawowe typy danych opisujące punkt i wektor w przestrzeni dwuwymiarowej. Typy te używane są jako prymitywy do konstrukcji struktur złożonych oraz jako typy zmiennych roboczych.

```
typedef struct
{ double x, y; } POINT;
```

```
typedef struct
{ double x, y; } VECTOR;
```

Współrzędne wszystkich węzłów składowane są w postaci dynamicznej listy liniowej. Oprócz wyszczególnienia współrzędnych, opis zawiera numer porządkowy węzła. Uszeregowanie elementów w listę składającą się z elementów jednakowego typu umożliwia deklaracja rekurencyjna.

```
typedef struct t_coord /* wezel, */
{ POINT coord; /* - wspolrzedne globalne wezla,*/
int ipoin; /* - numer wezla. */
struct t_coord *succ;
} NGDE;
```

W identyczny sposób rozwiązano budowę listy elementów. Struktura zawiera odwołania do powyżej opisanej listy węzłów, numer i wskazanie na element następny na liście.

```
typedef struct t_elem
{ NODE          *i, *j, *k; /* - wezly elementu      */
  int           ielem;     /* - numer elementu      */
  struct t_elem *succ;
} ELEMENT;
```

Dodanie nowego elementu do opisywanych list odbywa się na zasadzie obsługi stosu. W zmiennych globalnych zapamiętuje się położenie ostatniego (tzn. najnowszego) elementu listy i tylko ten zapis podlega uaktualnieniu. Wydruk całego wykazu odbywa się w odwrotnej kolejności. Pierwszy wprowadzony opis węzła znajdzie się na pozycji ostatniej.

Element listy pierścieniowej tworzy następująca struktura danych:

```
typedef struct t_edge          /* krawedz pierścienia frontu */
{ NODE          *i, *j;      /* - współrzędne wezłow krawedzi*/

  VECTOR        n;          /* - współ. wektora normalnego, */
  double        d;          /* - długość,                    */
  double        a;          /* - kat przy wierzchołku j,     */
  int           m;          /* - znacznik używany m.in przez*/
                    .       /* proc. rin_analysis(), okre-*/
                    .       /* ślający aktualność paramet-*/
                    .       /* row n,d,a.                    */
                    .       /* = 0 - parametry mają war-    */
                    .       /* tości nieokreślone          */
  int           t;          /* - parametr klasyfikujący kat */
                    .       /* przy wierzchołku "j"        */

  struct t_edge *succ;      /* następny element lamanej     */
  struct t_edge *frnt;     /* następny element frontu      */
} EDGE;
```

Składowe tej struktury można podzielić na trzy grupy:

- kierunkowo uporządkowane odwołania do listy węzłów tworzących krawędź wielokąta brzegu,
- lista zmiennych pomocniczych, używanych przez różne procedury obsługi, wyznaczające długość krawędzi, kąty pomiędzy sąsiadującymi odcinkami, znaczniki procedur,

- wskazania na elementy następne
 - w łańcuchu łamanej frontu - tworzące pierścień zależności geometrycznych,
 - w logicznym, jednospójnym zbiorze krawędzi frontu.

Przekształcenie zaprezentowanej rekurencyjnej listy liniowej w pierścień następuje w procesie wprowadzania danych opisujących brzeg obszaru. Wczytanie pierwszego odcinka powoduje przydział pamięci dla struktury, odnotowanie w zmiennych globalnych jej adresu i ustawienie wskazań na nią samą jako, elementu następnego. Pozostałe odcinki zapamiętywane są na zasadzie rozszerzania już istniejącej struktury pierścieniowej.

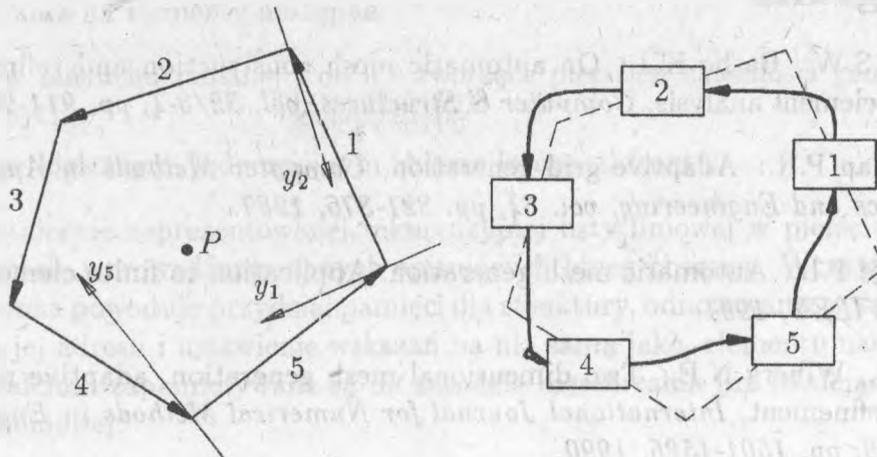
5 Wnioski

Przedstawiona struktura danych ma następujące właściwości:

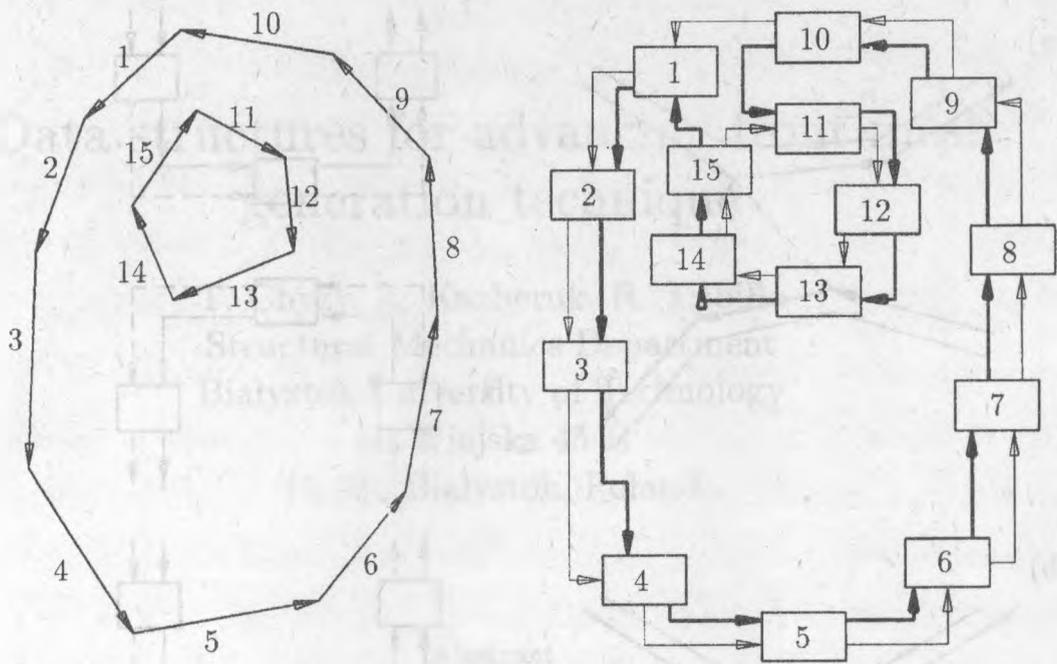
- Ujednocila formułę brzegu obszaru
 - uwzględnia jego specyfikę, tzn. fakt, że brzeg tworzą wzajemnie rozłączne zbiory spójne,
 - zawiera jednoznaczne informacje o wszystkich elementach brzegu, umożliwiające realizację procedur generacji węzłów i elementów,
 - umożliwia łatwą automodyfikację wówczas, gdy algorytmy generacji wykorzystują techniki frontalne.
- Zapewnia sprawny i niezależny od stosowanej techniki generacji algorytm wyszukiwania przecinających się krawędzi.
- Umożliwia uogólnienie jej na opisy obiektów trójwymiarowych.

Bibliografia

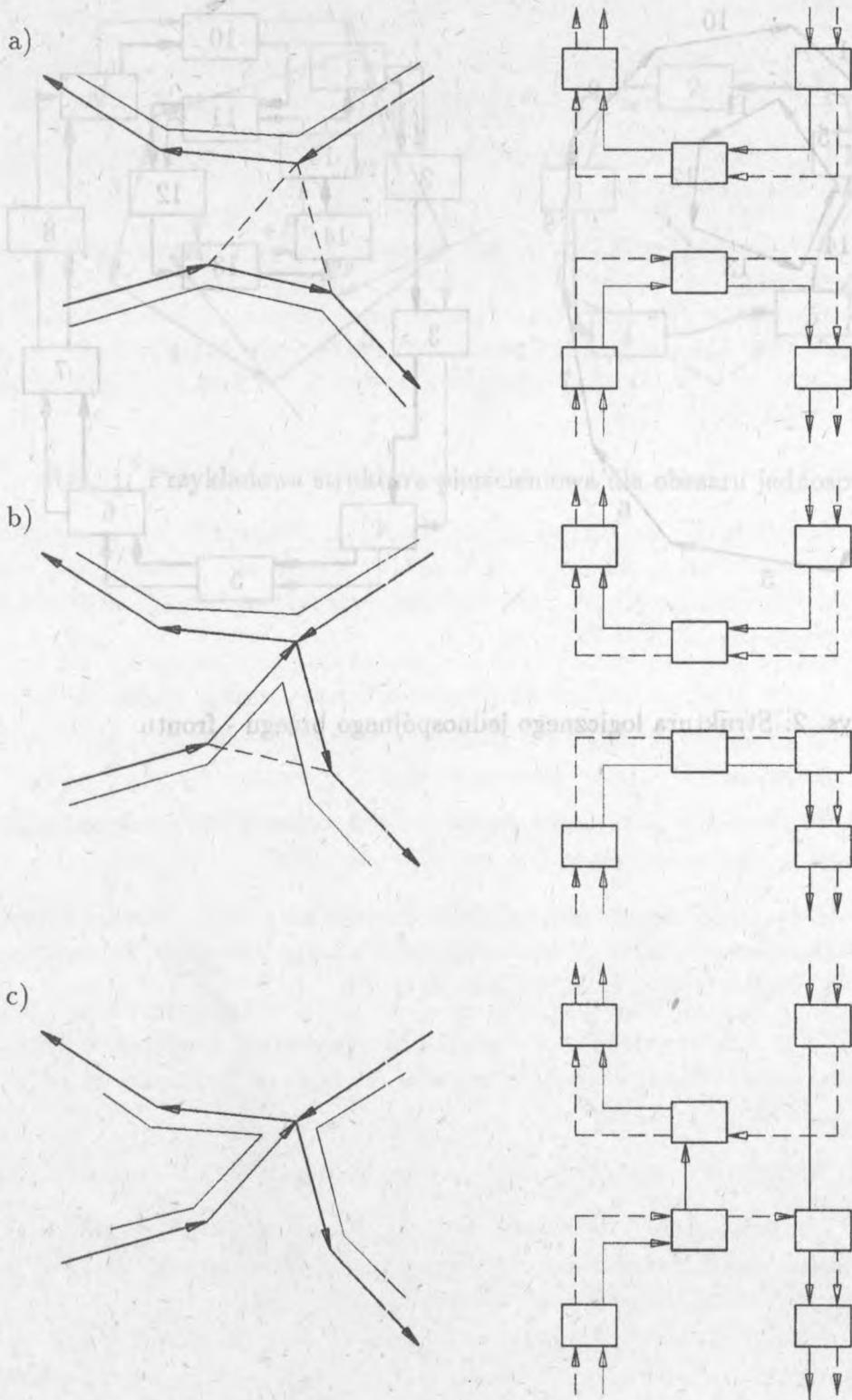
- [1] Chae S.W., Bathe K.J.: On automatic mesh construction and refinement in finite element analysis, *Computer & Structures*, vol. 32/3-4, pp. 911-936, 1989.
- [2] Eiseman P.R.: Adaptive grid generation, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 64, pp. 321-376, 1987.
- [3] George P.L.: Automatic mesh generation. Application to finite element methods, *VILEY*, 1991.
- [4] Jin H., Wiberg N.E.: Two dimensional mesh generation, adaptive remeshing and refinement, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 29, pp. 1501-1526, 1990
- [5] Kernighan B.W., Ritchie D.M.: Język C, *WNT, Warszawa*, 1988.
- [6] Lewis R.W., Huang H.C., Usmani A.S., Cross J.T.: Finite element analysis of heat transfer and flow problems using adaptive remeshing including applications to solidification problems, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 32, 767-781, 1991.
- [7] Lo S.H.: A new mesh generation scheme for arbitrary planar domains, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 21, 1403-1426, 1985.
- [8] Löhner R.: Some useful data structures for the generation of unstructured grids, *Comm. appl. numer. methods*, vol. 4, pp. 123-135, 1988.
- [9] Peraire J., Peiro J., Formaggia L., Morgan K., Zienkiewicz O.C.: Finite element Euler computations in three dimensions, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 26, 2135-2159, 1988.
- [10] Thacker W.C.: A brief review of techniques for generating irregular computational grids, *International Journal Numerical Methods in Engineering*, vol.15, 1335-1341, 1980.
- [11] Wirth N.: Algorytmy + structure danych = programy, *WNT, Warszawa* 1989.
- [12] Zhu J.Z., Zienkiewicz O.C., Hinton E., Wu J.: A new approach to the development of automatic quadrilateral mesh generation, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 32, 849-866, 1991.



Rys. 1: Przykładowa struktura pierścieniowa dla obszaru jednopójnego



Rys. 2: Struktura logicznego jednospójnego brzegu - frontu



Rys. 3: Zmiany w powiązaniach pierścieni spowodowane przecinaniem się łamanych frontu

Data structures for advancing front mesh generation technique

T. Chyży, A. Kazberuk, R. Tribiło
Structural Mechanics Department
Białystok University of Technology
ul. Wiejska 45 E
15-351 Białystok, Poland

Abstract

The computer model of the description of the boundaries of twodimensional area is presented in this paper. Obtained dynamic, ring-like data structure is proposed to implement advancing front — the structure often used in automatic finite element generation programs.

Sztywność węzłów spawanych typu T z rur prostokątnych

M. Broniewicz

J. Szlendak

Politechnika Białostocka

1. WPROWADZENIE

Konstrukcje z rur prostokątnych poza doskonałymi właściwościami wytrzymałościowymi prętów charakteryzują się również łatwością wykonywania połączeń. Elementy z rur prostokątnych są szeroko używane w konstrukcjach szkieletowych budynków wysokościowych, masztach, wieżach, mostach, itp. W latach siedemdziesiątych przeprowadzono wiele programów badawczych mających na celu oszacowanie nośności wyizolowanych węzłów typu T, X, K, N i KT. W następstwie tych badań, powstało wiele teorii dotyczących określania nośności węzłów z rur prostokątnych obciążonych siłą osiową (Redwood, R. G. [1], Mang, F. [2], Wardenier, J. [3]), lub momentem zginającym (Szlendak, J. [4]).

Różnorodność węzłów z rur prostokątnych i wiele sposobów ich zniszczenia, doprowadziło do powstania skomplikowanych kryteriów projektowych, które musiały być znacznie uproszczone w celu dostosowania ich do celów projektowych.

Jednakże, oszacowanie sztywności węzłów z rur prostokątnych było jak dotychczas przedmiotem niewielu prac badawczych. Węzły ram z rur prostokątnych są z reguły połączeniami podatnymi ze względu na to, że preferowane technologie ich wykonania tzn. bezpośrednie spawanie rura do rury wprowadza znaczne obciążenie od rygla na stosunkowo smukłą ściankę rury słupa. Charakterystyki moment-obrót węzła są najczęściej nieliniowe a węzły pracują już przy niewielkich obciążeniach w obszarze plastycznej pracy materiału. Technologia ta pomimo powyższych niedociągnięć jest preferowana, głównie w krajach wysoko rozwiniętych, ze względu na niewielkie nakłady robocizny. Uzyskanie połączenia wymaga tylko prostego cięcia rur i wykonania standardowych spoin przez co wykorzystuje się naturalne cechy rur prostokątnych jakimi są płaskie ścianki.

Wspomniany wyżej charakter pracy połączeń utrudnia prosta ocenę zarówno ich nośności jak i sztywności. Jest on zupełnie inny niż w dotychczasowych tradycyjnych połączeniach między elementami, których spoiny pracują na ścinanie a pręty w okolicy węzła można uznać za krępe. Do oceny nośności połączeń pomiędzy rurami prostokątnymi z dużym powodzeniem zastosowano teorię linii załomów, natomiast ocena sztywności staje się w chwili obecnej głównym przedmiotem badań. Prawidłowa ocena sztywności węzłów umożliwia przeprowadzenie poprawnych obliczeń statycznych ram oraz ocenę I i II stanu granicznego konstrukcji i jej elementów.

Spośród czterech węzłów ram o układzie ortogonalnym prętów, do analizy przyjęto węzeł słupa zewnętrznego ramy z ryglem pośredniej kondygnacji i nazwano go węzłem typu T. Jest to węzeł o budowie i rozwiązaniu konstrukcyjnym, który można uznać za węzeł pierwotny, gdyż budowę i właściwości pozostałych trzech węzłów można odnieść do węzła typu T, rozpatrując dla nich tylko zagadnienia uzupełniające. Węzeł typu T ma więc znaczenie podstawowe do oceny nośności i sztywności połączeń ramowych układów konstrukcyjnych o węzłach podatnych.

2. PRZEGLĄD BADAŃ EKSPERYMENTALNYCH

Szerokie badania nad węzłami ram z rur prostokątnych przeprowadzono w latach 80-tych głównie w RFN, Japonii, Polsce, Holandii i Wielkiej Brytanii. Badania te dotyczyły głównie węzłów T ram wyizolowanych z konstrukcji. Łącznie zbadano ponad 200 węzłów. Pozwoliło to na zaproponowanie zaleceń co do sposobu oceny ich nośności oraz rozpoczęcie studiów i sformułowanie pierwszych oszacowań sztywności takich połączeń.

W latach 1980-81 przeprowadzono w COBPKM "Mostostal" obszerne badania węzłów T ram z rur prostokątnych [5] o następujących głównych parametrach:

$\beta = b_n/b_o = 0.46-1.0$, $\eta = h_n/b_o = 0.73-2.02$, $\lambda = b_o/t_o = 25.5-36.5$, $n = P_o/A_o R_e = 0.23, 0.47$
Łącznie zbadano 51 węzłów niewzmocnionych, dla których podano krzywe $M-\phi$

W RFN F. Mang [2] przeprowadził badania 75 węzłów z rur kwadratowych oraz 13 węzłów z rur prostokątnych o parametrach:

$$\beta = \eta = 0.4 - 1.0, \lambda = 10 - 40, n = 0$$

Przedstawiono krzywe siła-przemieszczenie końca rygla oraz porównano uzyskane nośności eksperymentalne z aktualnymi oszacowaniami teoretycznymi. Sformułowano również sposób określania sztywności tych węzłów w oparciu o równanie prac wirtualnych i wprowadzono bezwymiarowy współczynnik sztywności, który dla stali o $\nu = 0.3$ i $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ przybiera postać: $C = C^* t_0^3 / 52$ [kNm] przy t_0 w [mm]. Sztywność węzła jest określona jako sprężysty obrót węzła mierzony w punkcie przy ścianie czołowej słupa, do której przyspawany jest rygiel, tj. $C = M/\phi$. Wartości C^* są przedstawione w postaci wykresu w funkcji b_n/b_o , b_o/t_o i t_n/t_o .

W Japonii podobne badania przeprowadził H. Kanatan [6], który zbadał 66 węzłów z rur kwadratowych o następujących głównych parametrach:

$$\beta = 0.5 - 1.0, \eta = 0.5 - 1.725, \lambda = 17 - 50, n = 0$$

W mniejszej skali badania podobnych węzłów przeprowadził w Kanadzie R. M. Korol [7], który zbadał 6 węzłów niewzmocnionych o następujących głównych parametrach:

$$\beta = \eta = 0.6 - 1.0, \lambda = 24 - 32, n = 0$$

Również J. Wardenier zbadał 3 takie połączenia [8] o następującej charakterystyce:

$$\beta = \eta = 0.57 - 1.0, \lambda = 23.1 - 29.4, n = 0$$

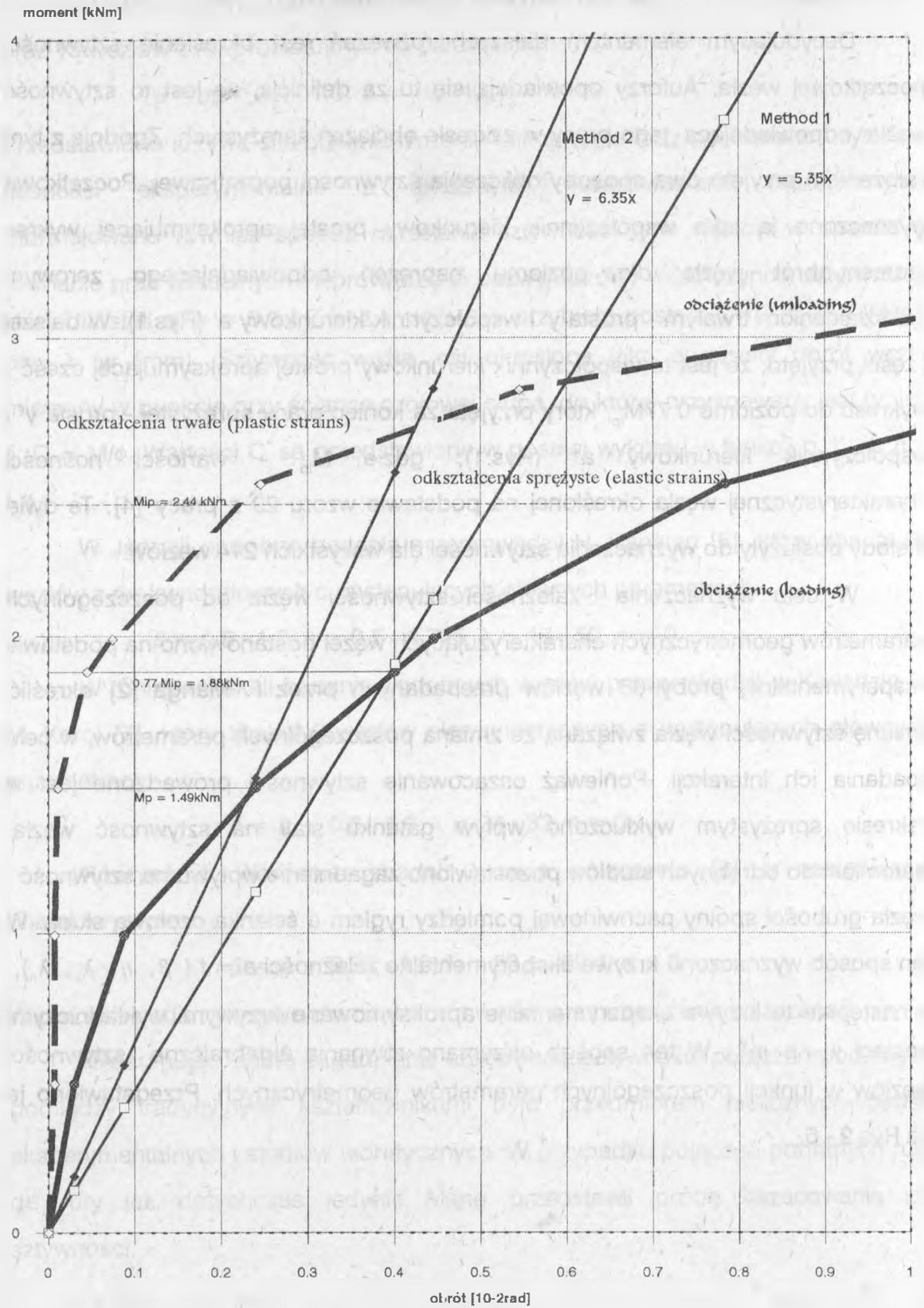
W pracach podano krzywe moment-obrót węzła oraz obciążenia niszczące.

Reasumując, samo zagadnienie szacowania sztywności połączeń podatnych pomiędzy tradycyjnymi kształtownikami było przedmiotem nielicznych badań eksperymentalnych i studiów teoretycznych. W przypadku połączeń podatnych rura do rury jak dotychczas jedynie Mang przedstawił próbę oszacowania ich sztywności.

3. SZTYWNOŚĆ POCZĄTKOWA

Decydującym elementem dalszych rozważań jest określenie sztywności początkowej węzła. Autorzy opowiadają się tu za definicją, że jest to sztywność węzła odpowiadająca jego pracy w zakresie obciążeń sprężystych. Zgodnie z tym założeniem przyjęto dwa sposoby obliczenia sztywności początkowej. Początkowo wyznaczono ją jako współczynnik kierunkowy prostej aproksymującej wykres moment-obrót węzła dla poziomu naprężeń odpowiadającego zerowym odkształceniom trwałym - prosta y' i współczynnik kierunkowy a' (Rys.1). W dalszej części przyjęto, że jest to współczynnik kierunkowy prostej aproksymującej część wykresu do poziomu $0.77M_{ip}$, który przyjęto za koniec pracy sprężystej - prosta y'' i współczynnik kierunkowy a'' (Rys.1), gdzie M_{ip} - wartości nośności charakterystycznej węzła określonej na podstawie wzoru 29 z pracy [4]. Te dwie metody posłużyły do wyznaczenia sztywności dla wszystkich 214 węzłów.

W celu wyznaczenia zależności sztywności węzła od poszczególnych parametrów geometrycznych charakteryzujących węzeł postanowiono na podstawie eksperymentalnej próby 88 węzłów przebadanych przez F. Manga [2] określić zmianę sztywności węzła związaną ze zmianą poszczególnych parametrów, w celu zbadania ich interakcji. Ponieważ oszacowanie sztywności prowadzone jest w zakresie sprężystym wykluczono wpływ gatunku stali na sztywność węzła. Natomiast do odrębnych studiów pozostawiono zagadnienie wpływu na sztywność węzła grubości spoiny pachwinowej pomiędzy rygłem a ścianką czołową słupa. W ten sposób wyznaczono krzywe eksperymentalne zależności $a = f(\beta, \eta, \lambda_o, \lambda_n)$, a następnie te krzywe eksperymentalne aproksymowano krzywymi wykładniczymi postaci $y = b \cdot m^x$. W ten sposób otrzymano równania algebraiczne sztywności węzłów w funkcji poszczególnych parametrów geometrycznych. Przedstawiono je na Rys.2 - 5.



Rys.1

Wyznaczenie zależności algebraicznej $a = f(\beta)$

(Determining of algebraic equation $a = f(\beta)$)

1) w przypadku sztywności określanej w oparciu o obszar nosności wężła wg Szlendaka*

(method 1)

2) w przypadku sztywności określanej w oparciu o obszar zerowych odkształceń trwałych.

(method 2)

Węzeł joint	a* from method 1	a from method 2	$\lambda\sigma$	Reo [MPa]	β	η	$\lambda\eta$	Ren [MPa]	Aproksymacja approximation a''	Aproksymacja approximation a''
m27	0.206	0.41	33.33333	214	0.4	0.4	10	375	0.21605399	0.443176149
m104	0.99	1.69	33.33333	33	0.6	0.6	30	369	0.86432396	1.335542148
m31	3.41	3.36	33.33333	33	0.8	0.8	20	436	3.457727892	4.024730985
m36	5.71	6.21	33.33333	34	0.9	0.9	30	332	6.915087879	6.98677064
m39	15.783	13.94	33.33333	35	1	1	33.33333	315	13.83264	12.128752

Funkcja aproksymacyjna (approximation function):

krzywa wykładnicza (exponential curve) $a = f(\lambda\eta) = b \cdot m^\beta$

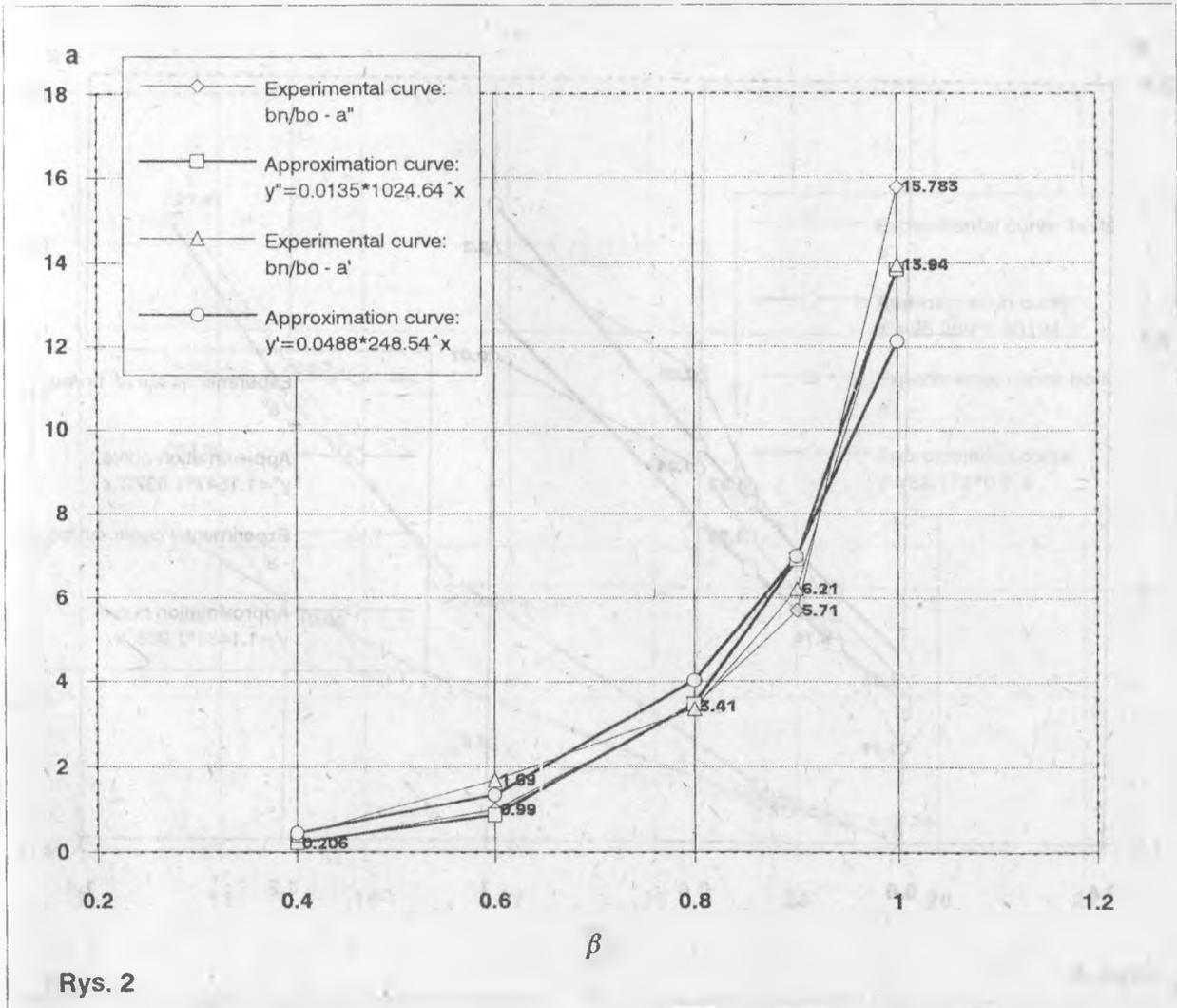
1) $m = 1024.64$

$b = 0.0135$

2) $m = 248.5418$

$b = 0.0488$

* - J. Szlendak: Beam-Column Welded RHS Connections, Thin-Walled Structures 12 (1991), p. 69.



Rys. 2

Wyznaczenie zależności algebraicznej $a = f(\eta)$

(Determining of algebraic equation $a = f(\eta)$)

1) w przypadku sztywności określanej w oparciu o obszar nosności węzła wg Szlendaka*

(method 1)

2) w przypadku sztywności określanej w oparciu o obszar zerowych odkształceń trwałych.

(method 2)

Węzeł joint	a'' from method 1	a from method 2	λ_0	Reo [MPa]	β	η	$\lambda \eta$	Ren [MPa]	Aproksymacja approximation a''	Aproksymacja approximation a''
m29	2.07	2.2	33.33333	300	0.6	1	20	356	2.121418504	2.2502718
m124	1.94	2.05	33.33333	368	0.6	0.8	22.22	344	1.878429424	1.965294414
m104	1.86	1.92	33.33333	373	0.6	0.75	12.676	358	1.822162167	1.899878291
m104	1.74	1.77	33.33333	321	0.6	0.667	11.267	314	1.732455077	1.796059528
m104	1.61	1.69	33.33333	390	0.6	0.6	20	369	1.663272677	1.71640694

Funkcja aproksymacyjna (approximation function):

krzywa wykładnicza (exponential curve) $a = f(\lambda\eta) = b * m \eta$

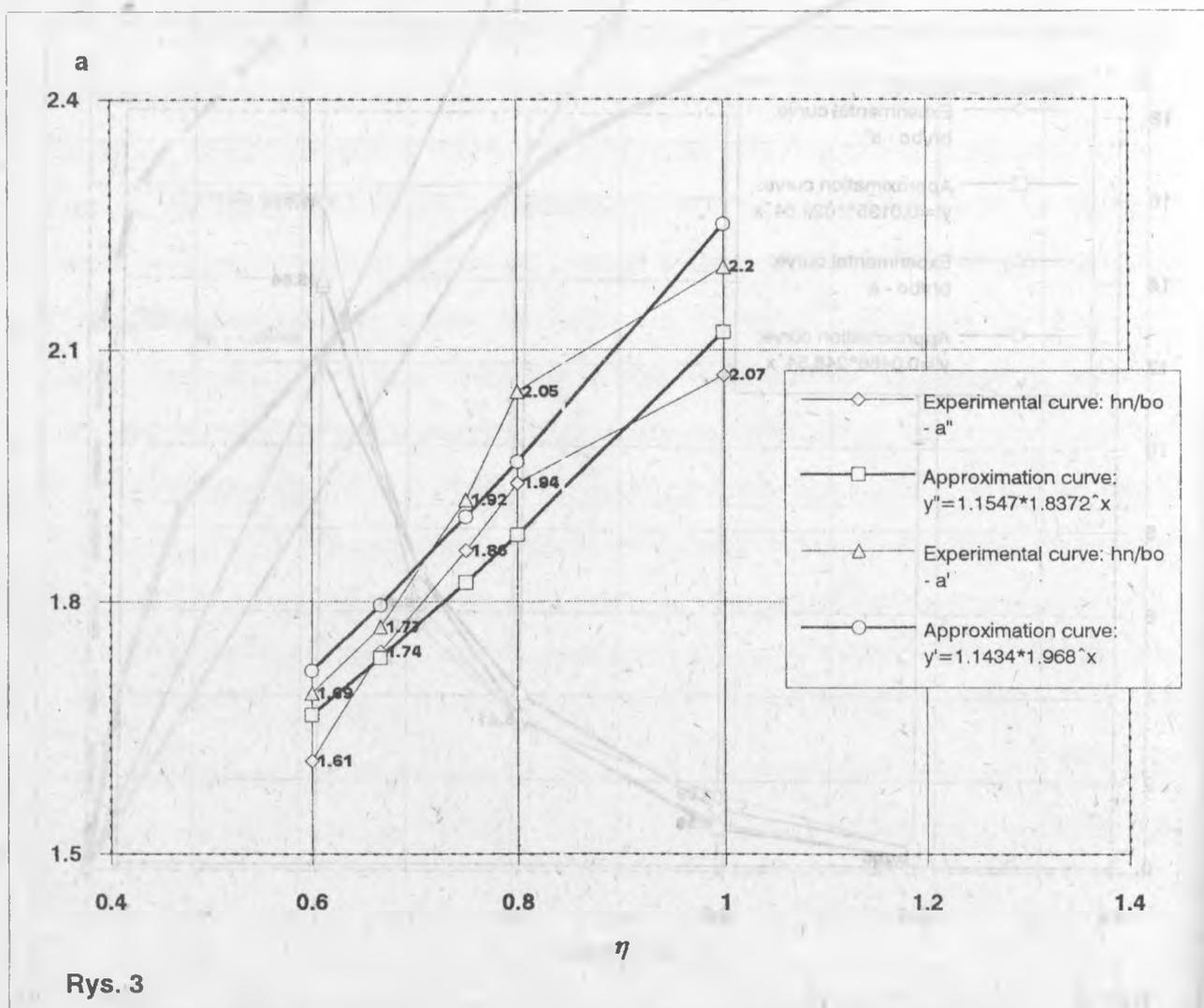
1) $m = 1.837203$

$b = 1.1547$

2) $m = 1.968053$

$b = 1.1434$

* - J. Szlendak: Beam-Column Welded RHS Connections, Thin-Walled Structures 12 (1991), p. 69.



Wyznaczenie zależności algebraicznej $a = f(\lambda\sigma)$

(Determining of algebraic equation $a = f(\lambda\sigma)$)

1) w przypadku sztywności określanej w oparciu o obszar nosności węzła wg Szlendaka*

(method 1)

2) w przypadku sztywności określanej w oparciu o obszar zerowych odkształceń trwałych.

(method 2)

Węzeł joint	a" from method 1	a from method 2	$\lambda\sigma$	Reo [MPa]	β	η	$\lambda\eta$	Ren [MPa]	Aproksymacja approximation a"	Aproksymacja approximation a"
m114	14.55	21.21	10	250	0.8	0.8	14.28571	246	12.48273236	20.63200066
m107	10.04	16.7	12.5	430	0.8	0.8	14.28571	246	10.46605555	15.85431889
m12	6.82	10.56	15.87302	243	0.8	0.8	14.28571	246	6.251498581	11.11237464
m105	5.2	5.3	22.22222	246	0.8	0.8	14.28571	246	5.274478178	5.69223898
m7	4.76	4.74	25	398	0.8	0.8	14.28571	246	4.33660552	4.247945973

Funkcja aproksymacyjna (approximation function):

krzywa wykładnicza (exponential curve) $a = f(\lambda\eta) = b * m^{\lambda\sigma}$

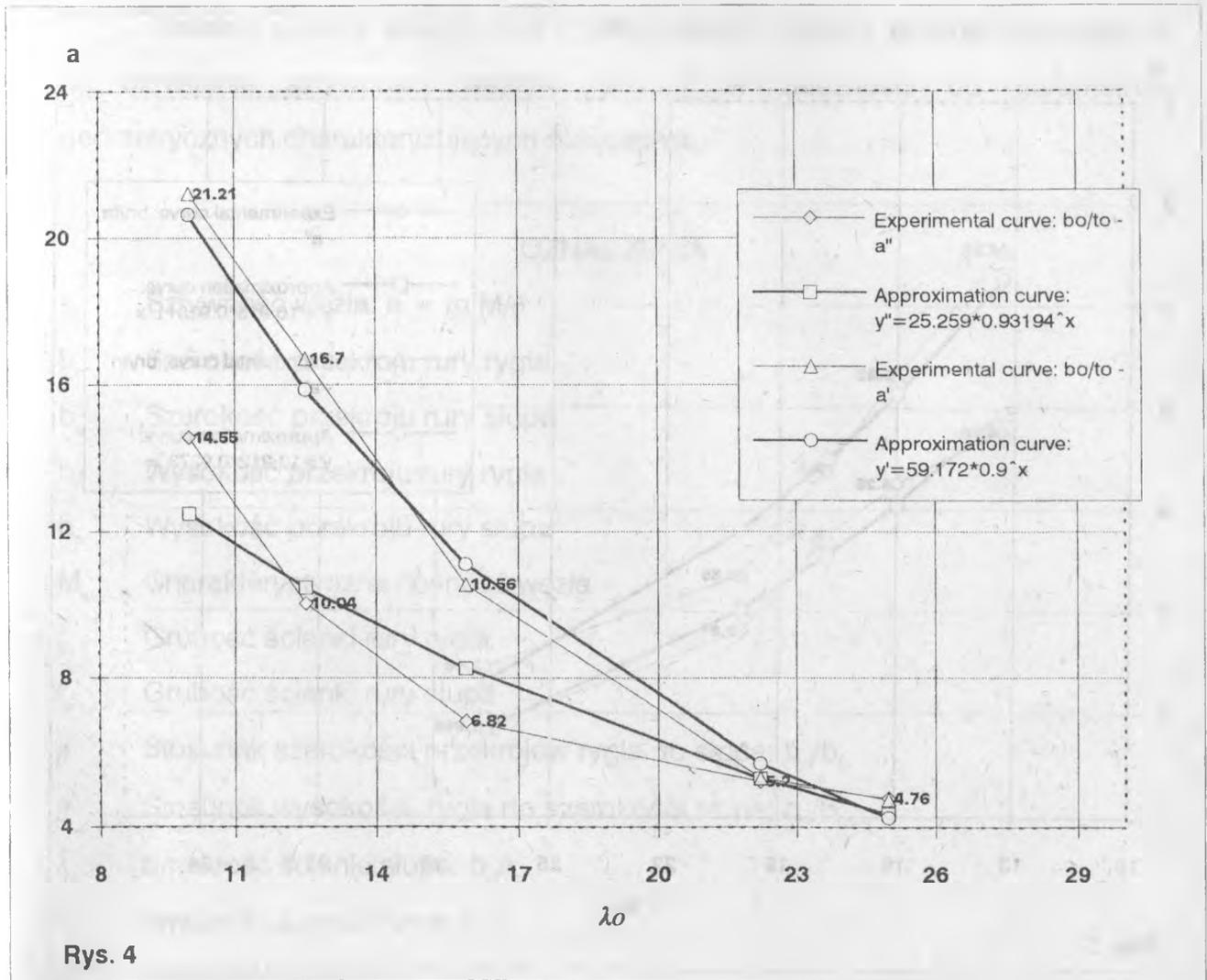
1) $m = 0.931943$

$b = 25.259$

2) $m = 0.900703$

$b = 59.172$

* - J. Szlendak: Beam-Column Welded RHS Connections, Thin-Walled Structures 12 (1991), p. 69.



Wyznaczenie zależności algebraicznej $a = f(\lambda\eta)$

(Determining of algebraic equation $a = f(\lambda\eta)$)

1) w przypadku sztywności określonej w oparciu o obszar nosności węzła wg Szlendaka*.
(method 1)

2) w przypadku sztywności określonej w oparciu o obszar zerowych odkształceń trwałych.
(method 2)

Węzeł joint	a* from method 1	a from method 2	$\lambda\sigma$	Reo [MPa]	β	η	$\lambda\eta$	Ren [MPa]	Aproksymacja approximation a''	Aproksymacja approximation a''
m34	4.75	6.55	33.333333	303	0.8	0.8	13.333333	409	4.931379605	6.255536423
m33	4.25	5.32	33.333333	313	0.8	0.8	16	415	4.052756903	5.126999024
m32	3.75	4.4	33.333333	313	0.8	0.8	17.777778	344	3.555810711	4.49016459
m31	2.81	3.36	33.333333	313	0.8	0.8	20	436	3.019421432	3.804179868
m30	1.865	2.46	33.333333	313	0.8	0.8	26.666667	383	1.848753597	2.313435469

Funkcja aproksymacyjna (approximation function):

krzywa wykładnicza (exponential curve)

$$a = f(\lambda\eta) = b * m^{\lambda\eta}$$

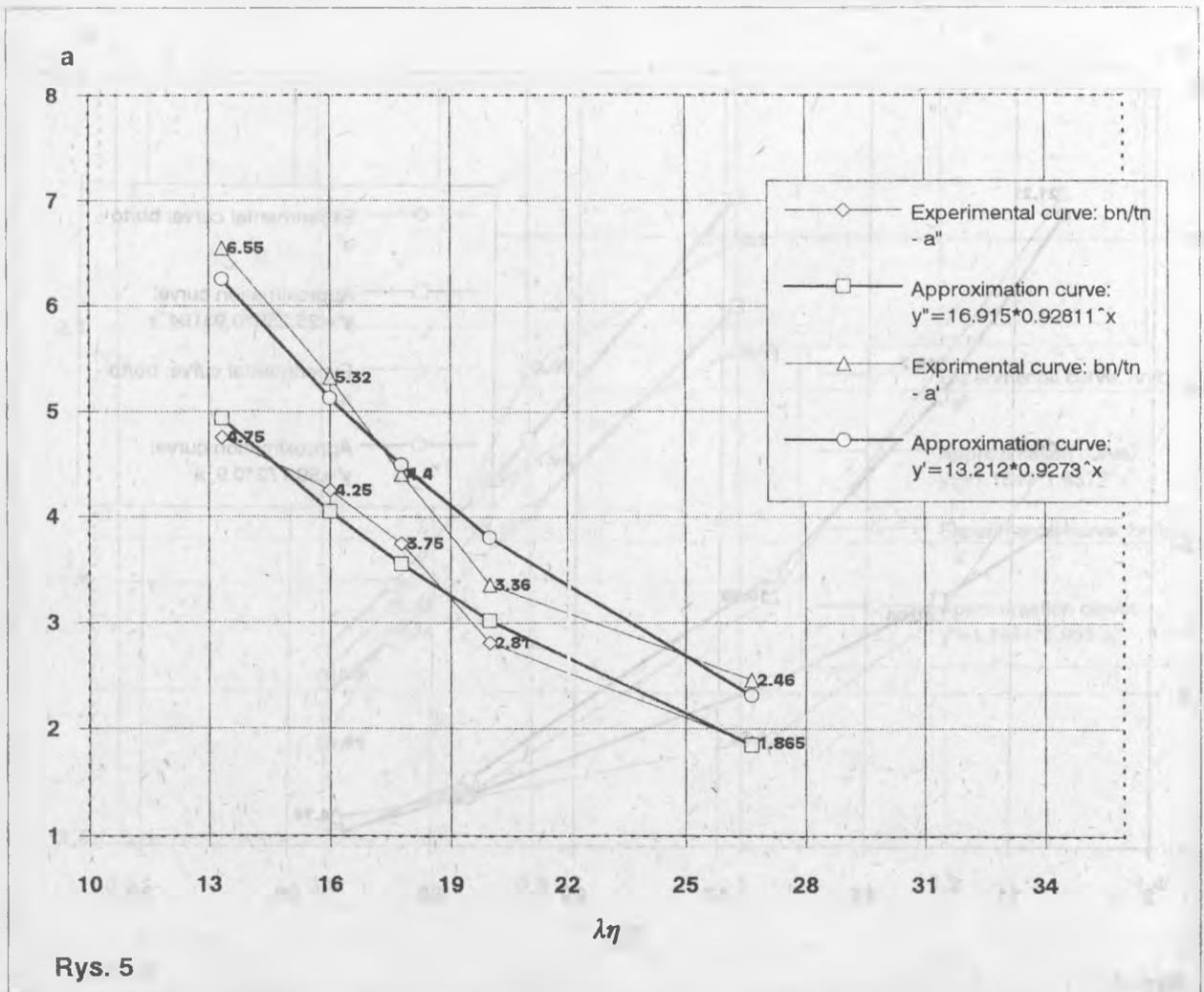
1) $m = 0.929059$

$b = 13.154$

2) $m = 0.92811$

$b = 16.915$

* - J. Szlendak: Beam-Column Welded RHS Connections. Thin-Walled Structures 12 (1991), p. 69.



4. WNIOSKI

1. W wyniku przeprowadzanych analiz wyspecyfikowano cztery podstawowe parametry mające decydujący wpływ na sztywność wężła, tj. β , η , λ_o , λ_n .
2. Stwierdzono, że parametry β i η mają wpływ wprost proporcjonalny na sztywność wężła (zwiększenie wartości parametru powoduje zwiększenie sztywności wężła), natomiast parametry λ_o i λ_n mają wpływ odwrotnie proporcjonalny na sztywność wężła.
3. W obrębie parametrów wprost proporcjonalnych do wzrostu sztywności wężła w większym stopniu przyczynia się wzrost wartości parametru β .
4. W obszarze parametrów odwrotnie proporcjonalnych do zmniejszenia się sztywności wężła w większym stopniu przyczynia się wzrost wartości parametru λ_o .

Obecnie autorzy pracują nad zdefiniowaniem ogólnej formuły pozwalającej na określenie sztywności węzłów typu T w zależności od parametrów geometrycznych charakteryzujących połączenia.

OZNACZENIA

- | | |
|-------------|--|
| a | Sztywność wężła: $a = \text{tg } M/\phi$ |
| b_n | Szerokość przekroju rury rygla |
| b_o | Szerokość przekroju rury słupa |
| h_n | Wysokość przekroju rury rygla |
| h_o | Wysokość przekroju rury słupa |
| M_{ip} | Charakterystyczna nośność wężła |
| t_n | Grubość ścianki rury rygla |
| t_o | Grubość ścianki rury słupa |
| β | Stosunek szerokości przekrojów rygla do słupa: b_n/b_o |
| η | Stosunek wysokości rygla do szerokości słupa: h_n/b_o |
| λ_o | Smukłość ścianki słupa: b_o/t_o |
| λ_n | Smukłość ścianki rygla: b_n/t_n |
| ϕ | Kąt obrotu wężła |

Literatura:

1. Redwood, R.G.: *The behaviour of joints between rectangular hollow structural members*, Civ. Eng. and Public Works Rev., 60, 711, 1965, 1463-1469.
2. Mang, F: *Bemessungsverfahren für T-knoten aus Rechteck-Hohlprofilen*, Project 82, Univ. Karlsruhe, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, 1981.
3. Wardenier, J.: *Hollow section joints*, Delf University Press, Delf 1982.
4. Szlendak, J.: *Beam-Column Welded RHS Connections*, Thin-Walled Structures, 12, (1991), 63-80.
5. Bródka, J., Kordiak, J., Czechowski, A.: *Badanie podatności wybranych typów węzłów konstrukcji stalowych. Analiza wyników badań*, Opracowanie COBPKM "Mostostal", 1985.
6. Tabuchim M., Kanatani H., Kamba, T: *The local strength of welded RHS T-joints subjected to bending moment*, IIW Doc. XV-563-84.
7. Korol, R.M.: *Development of design rules for Vierendeel connections*, International Symposium on Hollow Structural Sections, Toronto, May 1977.
8. Wardenier, J.: *Investigation on Vierendeel Joints, determination of the M- and P- characteristics and the fatigue behaviour*, Sterin Report 6-72-11, Delft University of Technology, 1972.

О ВЛИЯНИИ ЧАСТОТЫ МНОГОКРАТНО ПОВТОРЯЮЩИХСЯ НАГРУЗОК НА ШИРИНУ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН В ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ.

В. П. Бранцевич

При проектировании зданий и сооружений современные методы расчета позволяют в той или иной мере учитывать при действии повторяющихся нагрузок влияние таких факторов как относительный уровень напряжений в бетоне, коэффициента асимметрии переменной нагрузки и длительности ее действия, исходного напряженного состояния бетона и других факторов. Однако влияние частоты приложения нагрузки при этом пока еще в расчет не принимается. Объяснить это можно тем, что в практике исследований имеется весьма ограниченное количество данных о деформировании железобетонных элементов при переменных нагружениях с достаточно широким диапазоном частот воздействия.

Суть исследований выполненных автором, состояла в том, чтобы экспериментально выяснить поведение обычных и предварительно напряженных железобетонных балок при низкочастотном нагружении порядка 0,02 Гц, т. е. в том диапазоне нагружения, при котором практически нет данных. Затем, полученные при таком нагружении данные сопоставить с результатами испытаний других авторов (1.2.3.4), полученных при других частотах на близких по характеристикам балочных образцах.

При сопоставлении результатов опытов и исследований ряда авторов (1, 2, 3, 4) выявлено, что частота приложения повторяющейся нагрузки влияет не только на развитие деформаций, но также и на ширину раскрытия трещин в бетоне изгибаемых элементов. Оказывается, если значения ширины раскрытия трещин измеренные в опытах (1, 2, 3, 4)) расположить в зависимости от частоты действия нагрузки, то получим приведенную на рис 1 графическую зависимость.

На приведенном рисунке видно, что с уменьшением частоты нагружения в балках происходит более интенсивное приращение ширины раскрытия трещин в бетоне, чем при нагружении с более высокой частотой. Эта закономерность связана, как и в случае увеличения деформаций при уменьшении частоты, с более длительным действием максимальной нагрузки в течении цикла нагружения и большим ее пределом. Очевидно, при медленных попеременных нагружениях и разгрузках снижается в большей степени, чем при нагружениях с высокой частотой, сцепление арматуры с бетоном в трещине и в примыкающей области и при этом интенсивнее включается из работы растянутый бетон над трещиной, о чем свидетельствовало в опытах более интенсивное развитие трещин по высоте сечения.

Отмеченная подобность графиков накопления деформаций в бетоне и арматуры, а также развития прогибов и прироста ширины раскрытия

трещин в бетоне железобетонных балок в зависимости от частоты действия переменной нагрузки свидетельствует, что эти процессы взаимосвязаны. Это позволяет применить для оценки ширины раскрытия трещин в бетоне изгибаемых элементов, подвергшихся действию переменной многократно повторяющейся нагрузки методику подобную методике при расчете деформаций.

Суть предлагаемого подхода в этом случае состоит в том, что по обобщенному графику представленному на рисунке было определено эмпирическое выражение для определения коэффициента, учитывающего влияние частоты переменной нагрузки на значение ширины раскрытия трещин. Эта зависимость имеет следующий вид:

$$\varphi_{cr,c,\omega} = 0,66e^{-18\omega} + 0,35 \quad (1)$$

Подсчитанные в зависимости от частоты действия нагрузки значение коэффициента умножается на значение ширины раскрытия трещины, определяемое по методике СНиП 2.03.02-84 при кратковременном действии нагрузки с учетом влияния ее повторяемости. На основании указанного предлагается следующее общее выражение для определения ширины раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах с учетом влияния повторяемости и частоты действия нагрузки:

$$a_{cru,rep,\omega} = \left[\delta\varphi_e \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\bar{\mu})\sqrt[3]{d} \right] (1 + 0,15 \lg N) \varphi_{cru,\omega} \quad (2)$$

Результаты расчетов, выполненных по представленному выражению показывает достаточно удовлетворительное их согласование с результатом опытов.

Литература

1. Кавладзе Л.И. Исследование жесткости и деформативности железобетонных балок при длительном воздействии статических и динамических нагрузок. Автореф. дис. канд. техн. наук.- М., 1983-20 стр.
2. Казанков А.П. Влияние режимов нагружения на развитие деформаций железобетонных балок: Автореф. дис. канд. техн. наук.- М., 1977-21 с.
3. Левчич В.В., Кваща В.Г. Прочность и деформативность бетона при многократно повторяющихся нагрузках // Вопросы современного строительства.- Львов, 1972-70.
4. Пиневиц С.С. Исследование выносливости стабилизированных и отпущенных семипроволочных канатов и работы армированных ими железобетонных преднапряженных изгибаемых элементов при многократно повторном нагружении: Автор. дисс. канд. техн. наук.- Ростов-на Дону, 1981.-20с.

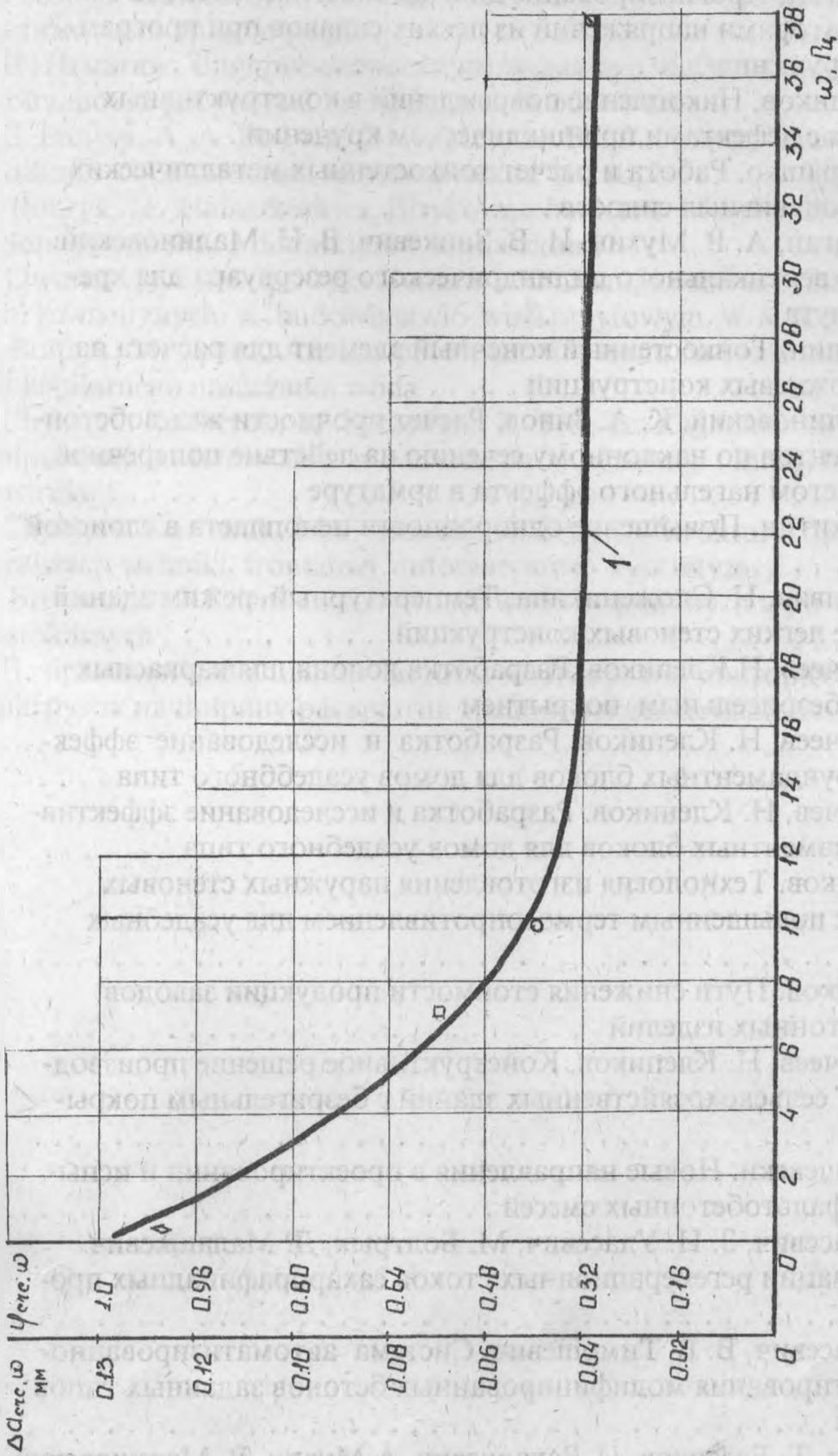


Рис. 1. Зависимость ширины раскрытия трещин в балках от частоты нагружения
 I-обычные балки: - автор; - Казанов А.И.; - Левич В.В.; - Самбор В.В.;
 - Кавладзе Л.И.

СОДЕРЖАНИЕ

В. И. Драган. Прогнозирование долговечности элементов с концентраторами напряжений из легких сплавов при программном нагружении	3
С. М. Ляликов. Накопление повреждений в конструктивных элементах с дефектами при циклическом кручении	8
Н. Н. Мурашко. Работа и расчет тонкостенных металлических спиральнонавивных силосов	13
В. И. Драган, А. В. Мухин, И. В. Зинкевич, В. Н. Малиновский. Усиление вертикального цилиндрического резервуара для хранения мазута	20
А. Р. Туснин. Тонкостенный конечный элемент для расчета на ЭВМ стержневых конструкций	23
В. Н. Малиновский, К. А. Зинов. Расчет прочности железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечной силы с учетом нагельного эффекта в арматуре	28
В. И. Никитин. Повышение однородности пенопласта в слоистой панели	33
В. Черноиван, Н. Сложеникина. Температурный режим зданий на основе легких стеновых конструкций.	37
Н. Казначеев, Н. Клепиков. Разработка колонн для каркасных зданий с безригельным покрытием	41
Н. Казначеев, Н. Клепиков. Разработка и исследование эффективных фундаментных блоков для домов усадебного типа	48
Н. Казначеев, Н. Клепиков. Разработка и исследование эффективных фундаментных блоков для домов усадебного типа	54
Н. Клепиков. Технология изготовления наружных стеновых панелей с повышенным термосопротивлением для усадебных домов	59
Н. Клепиков. Пути снижения стоимости продукции заводов железобетонных изделий	64
Н. Казначеев, Н. Клепиков. Конструктивное решение производственных сельскохозяйственных зданий с безригельным покрытием	69
П. Радзишевски. Новые направления в проектировании и испытании асфальтобетонных смесей	77
В. П. Уласевич, З. Н. Уласевич, М. Болтрык, Д. Малашкевич. К утилизации регенерационных стоков сахарорафинадных производств	82
В. П. Уласевич, В. В. Тимошевич. Система автоматизированного проектирования модифицированных бетонов заданных типов и свойств	88
В. Драган, Т. Базенков, И. Захаркевич, А. Мухин, В. Малиновский, В. Степанюк. Результаты эксплуатации клеедеревянного куполь-	

ного покрытия крытого рынка в г.Бресте	94
П. С. Пойта, А. Н. Тарасевич. Исследование влияния динамических воздействий на существующие здания при уплотнении грунтов тяжелыми трамбовками	96
В. И. Игнатюк. Влияние скорости импульсного нагружения на устойчивость ребристых цилиндрических оболочек	100
В. Е. Валуев, А. А. Волчек, О. П. Мешик, В. Ю. Цилидь. Влияние на осадки сооружений климатических факторов	103
M. Boltryk, D. Malaszkiwicz. Fizyko-mechaniczne wlasciwosci mielonego cementu z dodatkami i domieszkami	107
D. Dworzanczyk, M. Boltryk. Analiza techniczno-konstrukcyjna scian zewnetrznych w budownictwie wielkoplytowym w Polsce ...	113
M. Boltryk, M. Lelusz. Analiza porowatosci betonu na bazie kinetyki kapilarnego nasaczania woda	121
T. Chyzy, A. Kazberuk, M. Syczewski, R. Tribillo. Zagadnienia komputerowego sterowania w warunkach rownowagi kinetycznej konstrukcji	129
T. Chyzy, A. Kazberuk, M. Syczewski, R. Tribillo. Struktury danych w realizacji techniki frontalnej automatycznej dyskretyzacji	140
M. Broniewicz, J. Szlendak. Sztywnosc wezlow spawanych typu T rur prostokatnych	152
В. П. Бранцевич. О влиянии частоты многократно повторяющихся нагрузок на ширину раскрытия трещин в изгибаемых элементах	163

Материалы XIX научно-технической конференции

Брестский политехнический институт

Ответственный редактор Драган В.И.
Редактор Строкач Т.В.

Подписано к печати 15.09.95. Печать офсетная. Бумага писчая № 1.
Формат 60×84/8. Усл. п. л. 19,5. Уч. изд. л. 21. Заказ № 402. Тираж
80 экз. Бесплатно. Отпечатано на ротапинтере Брестского политех-
нического института. 224017, Брест, ул. Московская, 267.