

БРЕСТСКИЙ ИНЖИНЕРНО – СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ПОЛИТЕХНИКА ЛЮБЭЛЬСКА

ПРОБЛЕМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Советско – польский симпозиум

Брест, апрель 1989

Organizatorzy Sympozjum:
Katedra Konstrukcji Budowlanych
Instytutu Inżynieryjno-Budowlanego w Brześciu
doc. Mikołaj Muranko
Zakład Konstrukcji Budowlanych Politechniki Lubelskiej
dr inż. Wiesław Nurek

Wydano za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

Materiały zostały powielone bezpośrednio z maszynopisów autorskich

Wydawnictwa Uczelniane Politechniki Lubelskiej

Nakład 145 egz., f.R5, Ark.wyd 5, Ark. druk 7,375, Papier offset IV kl. 70
Podpisano do druku w lutym 1989 r. Druk ukończono w marcu 1989 r.
Zam. 33/89 87

Druk Zakład Poligraficzny Politechniki Lubelskiej
20-950 Lublin, ul. I. Dąbrowskiego 13

СПИСОК ДОКЛАДОВ

1. Леонид Головки: Влияние упрочнения материала на устойчивость внецентрично сжатых стержней из замкнутых гнутосварных профилей 5
2. Вячеслав Драган: Определение несущей способности конструктивных элементов с концентраторами напряжений при циклических нагрузках 12
3. Зигмунт Зинович, Анатолий Воронков, Владимир Новак: Новые полимерные композиты для изготовления коррозионностойких элементов и конструкции 21
4. Игор Зинкевич: Особенности расчета ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из одиночных уголков 25
5. Валерий Игнатюк: К определению рациональных параметров подкрепления стальных цилиндрических оболочек при нагружении быстро возрастающим во времени всесторонним давлением 31
6. Леонард Коршун: Оптимизация шарнирно-стержневых систем при учете нелинейно-упругой работы материала 37
7. Николай Мурашко: Расчет узлов стальных трубчатых конструкций при действии на оболочку через парные поперечные элементы включения 41
8. Николай Мурашко, Юрий Соболев, Светлана Ращепкина, Веслав Нурек, Беслава Банахевич: Исследование работы тонкостенных металлических силосов 51
9. Анатолий Мухин, Вячеслав Черноиван: Исследование действительной работы стеновых панелей типа "САНДВИЧ" в узлах их крепления 67
10. Вячеслав Уласевич: Аналитическое решение задачи об изгибе кругового контурного кольца 71
11. Иван Сыроквашко: Оптимизация металлических ферм при учете динамических нагрузок и ограничений на динамические характеристики 78

12. Sławomir Matyaszewski: Stalowe przekrycia strukturalne. Zabezpieczenia ogniochronne konstrukcji oraz ich odporność ogniowa84
13. Zygmunt Fancewicz, Wiesława Banachewicz, Wiesław Nurek : O lekkich stalowych przekryciach strukturalnych 93
14. Elżbieta Przesnycka : Lekkie tunelowe budownictwo inwentarskie. Nowe tendencje w budownictwie inwentarskim Europy Zachodniej..101
15. Wiesława Banachewicz : Nowe rozwiązania konstrukcyjne w lekkich stalowych zbiornikach na materiały sypkie 109
16. Wiesław Nurek : O konstrukcji struktur systemu SPHEROBAT 115

Леонид Головки
Брестский инженерно-строительный
институт

ВЛИЯНИЕ УПРОЧНЕНИЯ МАТЕРИАЛА НА УСТОЙЧИВОСТЬ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ ИЗ ЗАМКНУТЫХ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ

В сжатых элементах стержневых систем металлических конструкций эффективно применение замкнутых гнутосварных профилей (ЗГСП) в виде прямоугольных труб. Внецентренно сжатые и сжато-изогнутые стержни из ЗГСП имеют резервы несущей способности, которые объясняются, в частности, повышенными прочностными свойствами стали в зонахгиба за счет технологического упрочнения — наклепа, не учитываемого в настоящее время в расчетах.

Проблема учета упрочнения при потере устойчивости внецентренно сжатых шарнирно опертых стержней из ЗГСП изучалась в работах Я.А.Березинского [1], В.М.Деренковского и Г.Е.Бельского [2], А.Н.Козачковой [3]. Отмечается, что влияние упрочнения на несущую способность внецентренно сжатого стержня зависит от эксцентриситета приложения нагрузки, формы поперечного сечения и гибкости стержня. Учет повышения прочностных свойств стали в зонахгиба выполняется введением более высокого расчетного сопротивления материала всего профиля, учитывающего упрочнение, [1] или, что более справедливо, учетом фактической неравномерности прочностных свойств стали по сечению, рассматривая стержни из ЗГСП как бистальные [2,3].

В [4] даются предложения по проверке устойчивости стержней из ЗГСП, при этом упрочнение профиля не учитывается. В [5] упрочнение также не учитывается. Это говорит о том, что проблема учета технологического упрочнения гнутых профилей полностью ещё не решена.

При исследовании влияния технологического упрочнения на устойчивость внецентренно сжатого шарнирно закрепленного по концам стержня из ЗГСП задача сводится к рассмотрению бистального стержня с учетом развития в нем пластических деформаций.

В [6] и [7] из рассмотрения напряженно-деформированного состояния сечения из ЗГСП, в котором действует продольная сила N и изгибающий момент M , определена зависимость жесткости сечения от глубины развития пластических деформаций и таких факторов как соотношение геометрических размеров сечения, радиуса закругления зон изгиба профиля, очертания рабочей диаграммы стали, величины продольной нагрузки. Исследована зависимость относительной жесткости сечения $\alpha = J/J_0$ от относительной глубины развития пластических деформаций в функции безразмерного параметра.

$$B = f(\xi) = \frac{1 - \varphi_e}{\varphi_e} \frac{M}{N} \frac{A}{W}$$

Здесь J_0 - момент инерции упругого сечения, J - момент инерции сечения с учетом развития пластических деформаций, A и W - площадь и момент сопротивления сечения. Коэффициент $\varphi_e = \sigma_0 / \sigma_T$, где $\sigma_0 = N/A$ - среднее напряжение в сечении; σ_T - предел текучести. В предельном состоянии стержня φ_e представляет собой коэффициент снижения расчетных напряжений при внецентренном сжатии.

При определении зависимости α от B представляется возможным учесть наличие в местах закругления профиля технологического упрочнения - наклепа, который материал профиля получает в результатегиба. Сечение ЗГСП в этом случае рассматривается как бистальное с введением в пределах закругления профиля повышенного предела текучести материала $\sigma_{T1} = \sigma_T \cdot \alpha_1$, где α_1 - относительное упрочнение. Характер эпюры нормальных напряжений в зоне закругления профиля изображен на рис. 1. Вид диаграммы деформирования упрочненного материала принимается таким же, как и для неупрочненного материала. Величина относительного упрочнения может быть принята согласно рекомендаций, приведенных в [4].

Известно, что при переходе от неупрочненного материала к упрочненному предел текучести изменяется не скачкообразно, а плавно. Длина этого переходного участка равна двум-трем толщинам стенки профиля. Поэтому в расчетах предусматривается возможность введения переходного участка длиной d от неупрочненного материала к упрочненному с линейным изменением предела текучести от σ_T к σ_{T1} (рис. 1).

Результаты некоторых расчетов на ЭВМ по специально разра-

ботанной программе JGUS приведены на рис. 2. При расчетах варьировались коэффициент φ_e и относительная глубина развития пластических деформаций ξ . Кривые зависимости α от B (рис. 2) даны для профиля Гн I80 x I80 x 6 при работе материала по унифицированной диаграмме. Относительное упрочнение $\alpha_1 = 1,5$, длина переходного участка $d = 2t = 12$ мм. Следует отметить, что учет упрочнения оказывает существенное влияние на характер изменения жесткости сечения с ростом глубины развития пластических деформаций.

На следующем этапе исследуется устойчивость внецентренно сжатого шарнирно закрепленного по концам стержня. Расчетная схема стержня изображена на рис. 3.

При рассмотрении упруго-пластического состояния стержня принимается приближенное, в виде косинусоиды, выражение формы изогнутой оси, справедливое, строго говоря, при упругой работе стали. В нашем случае приближенность расчета заключается в том, что жесткость стержня принимается постоянной по его длине и равной жесткости максимально пластифицированного сечения (рис. 3). Такое допущение не приводит к существенным погрешностям расчета и соответствует методике, принятой в [5].

Ординаты изогнутой оси стержня относительно линии давления определяются выражением

$$y = f \cos \frac{\pi x}{\ell_{ef}},$$

где: $\ell_{ef} = \pi \sqrt{EI/N}$ - эффективная длина стержня;
 f - амплитуда в начале координат, определяемая из выражения для B с учетом того, что $M = N \cdot f$, по формуле

$$f = B \frac{1 - \varphi_e}{\varphi_e} \frac{W}{A}.$$

При $x = \ell/2$ эксцентриситет силы на конце стержня

$$e = f \cos \frac{\pi \ell}{2 \ell_{ef}} = B \frac{1 - \varphi_e}{\varphi_e} \frac{W}{A} \cos \nu, \text{ где } \nu = \frac{\pi \ell}{2 \ell_{ef}}.$$

Тогда относительный эксцентриситет

$$m = e \frac{A}{W} = B \frac{1 - \varphi_e}{\varphi_e} \cos \nu.$$

При одинаковых эксцентриситетах продольной силы N на опорах выражение относительного эксцентриситета m представляет собой уравнение равновесия стержня. Переменным параметром является B , который связан с развитием пластических деформаций в стержне. При расчете учтем, что производная

$$\frac{d\nu}{dB} = -\frac{\nu}{2\alpha} \frac{d\alpha}{dB},$$

где α определяется по зависимости $\alpha - B$ (рис. 2), а $d\alpha/dB$ – угол наклона касательной к соответствующей кривой α при определенном значении B , который может быть определен по разности значений α и B для двух близлежащих точек на кривой. Продифференцировав по параметру B уравнение равновесия стержня и приравняв производную нулю, приходим к уравнению предельного равновесия:

$$\frac{ctg \nu}{\nu} = -\frac{B}{2\alpha} \frac{d\alpha}{dB}.$$

Используя выражение ν определяем условную гибкость стержня

$$\bar{\lambda} = \frac{l}{i} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2\nu \sqrt{\frac{\alpha}{\varphi_e}}.$$

При численном решении задачи на ЭВМ по программе JGUS, реализующей изложенный алгоритм, исходными данными для расчета являются относительный эксцентриситет m и коэффициент φ_e . Задавая значение относительной глубины развития пластических деформаций ξ , определяются величины α , B и $d\alpha/dB$, далее из уравнения предельного равновесия находится параметр ν и затем проверяется уравнение равновесия стержня. Варьируя ξ с помощью итерационного процесса подбирается такая глубина развития пластических деформаций, при которой выполняется уравнение равновесия стержня. Этот случай соответствует предельному состоянию внецентренно сжатого стержня и для него определяется условная гибкость $\bar{\lambda}$.

По результатам расчета для профиля Гн I80xI80x6 построены зависимости коэффициента φ_e от условной гибкости $\bar{\lambda}$ при различных относительных эксцентриситетах m (рис. 4). Следует отметить, что значения φ_e при расчете без учета упрочнения профиля практически совпадают со значениями, вычисленными по [5] с учетом коэффициента влияния формы сечения для замкнутого профиля. На рис. 4 показаны кривые соответствующие расчету без учета упрочнения, а также с учетом упрочнения профиля при $\alpha_1 = 1,5$ без переходного участка и с переходным участком длиной $d = 2t$. Учет переходного участка от неупрочненного материала к упрочненному позволяет более существенно повысить коэффициент φ_e . Также видно, что с увеличением гибкости стержня влияние упрочнения уменьшается,

поэтому учет технологического упрочнения наиболее эффективен при малых гибкостях.

Таким образом, учет упрочнения ЗГСП позволяет увеличить коэффициент снижения расчетных напряжений при внецентренном сжатии φ_e и, следовательно, несущую способность внецентренно сжатого стержня до 8-10%.

Выполненное решение для ЗГСП является приближенным, дающим дополнительный резерв устойчивости, так как предполагалось, что пластические деформации одинаковы по всей длине стержня. Строгое решение с учетом переменного развития пластических деформаций по длине стержня с использованием метода начальных параметров при делении стержня по длине на отдельные участки получено путем расчетов по методике, изложенной в [7]. Расчеты показывают, что ошибка приближенного расчета достигает 2-3% в запас устойчивости.

Литература.

1. Березинский Я.А. Исследование влияния технологического упрочнения на устойчивость стержней из стальных гнутых профилей.: Автореферат дисс.на соискание уч.степ.канд.техн. наук. - Киев: 1974.-22 с.

2. Деренковский В.М., Бельский Г.Е. Влияние упрочнения материала на несущую способность сжато изогнутых стержней из гнутых профилей. - Деп.рукопись / ЦНИИПСК - ЦНИИС. - № 747.- М.: 1977. - 9 с.

3. Казачкова А.Н. Исследование работы сжатых элементов стропильных ферм из гнутосварных профилей при действии внеузловой нагрузки.: Автореферат дисс. на соискание уч.степ.канд. техн.наук. - Свердловск: 1982. - 23 с.

4. Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей / ЦНИИПСК. - М.: 1978. - 43 с.

5. СНИП П-23-81^ж. Стальные конструкции / Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1987. - 96 с.

6. Соболев Ю.В., Астряб С.М., Головки Л.Г. "К вопросу определения расчетных длин сжатых элементов конструкций из замкнутых гнутосварных профилей". В кн. "Развитие металлических конструкций: Работы школы Н.С.Стрелецкого"/В.В.Кузнецов, Е.И.Беленя, Н.Н.Стрелецкий и др.; Под ред. В.В.Кузнецова;

ЦНИИпроектстальконструкция и др. М.: Стройиздат, 1987. - 576 с.

7. Головки Л.Г. Расчет на устойчивость сжатых элементов ферм из замкнутых гнутосварных профилей. Материалы польско-советской конференции "Актуальные проблемы проектирования стальных конструкций". - Люблин: 1988.

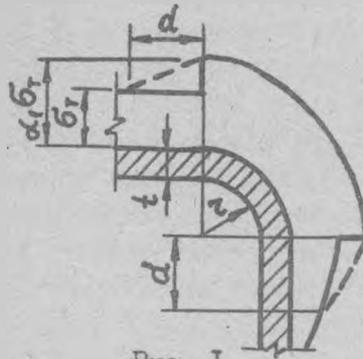


Рис. 1.

Эпюра нормальных напряжений в зонегиба ЗГСП при расчете с учетом упрочнения: — — без учета переходного участка; - - - с учетом переходного участка.

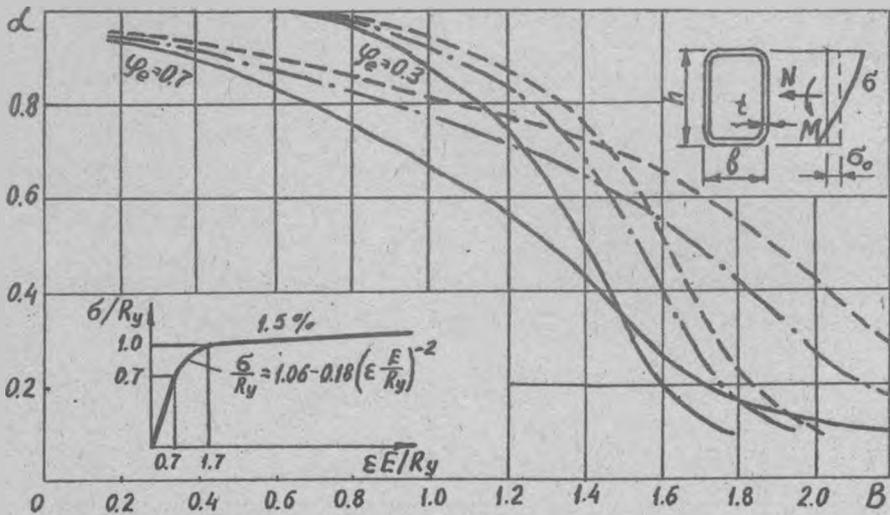


Рис. 2.

Зависимость α от B для Гн I80xI80x6: — — без учета упрочнения; — . — с учетом упрочнения без переходного участка; - - - то же с переходным участком длиной $2t$.

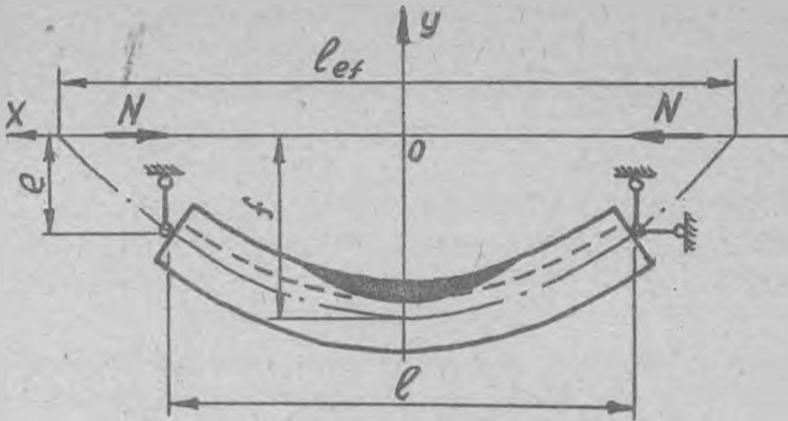


Рис. 3.

Расчетная схема внецентренно сжатого стержня: - - - - условная зона развития пластических деформаций

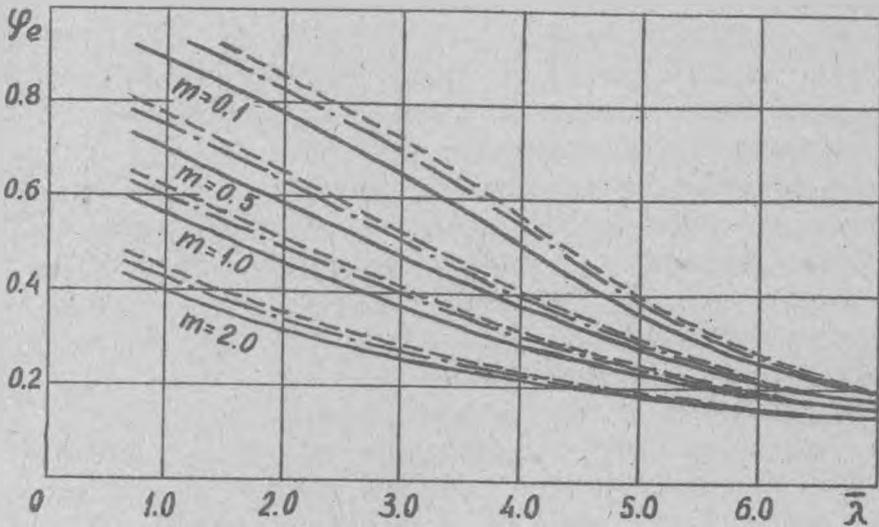


Рис. 4.

Зависимость коэффициента φ_e от условной гибкости $\bar{\lambda}$ для Гн I80xI80x6: — — — без учета упрочнения;
 — · — — с учетом упрочнения без переходного участка;
 - - - - то же с переходным участком длиной $2t$.

12

Вячеслав Драган
Брестский инженерно-
строительный институт

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С КОНЦЕНТРАТОРАМИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Оценка предельного состояния конструктивных элементов с концентраторами напряжений при циклическом нагружении является одной из наиболее сложных и важных задач в проблеме усталости конструкций. Эта задача в литературе исследуется на основе различных подходов, обзор которых дан в работах [1-3]. Во многих исследованиях основное внимание уделяется гипотезам, объясняющим разницу между теоретическим коэффициентом концентрации напряжений K_c и его эффективным значением K_e , и предлагаются выражения для вычисления K_e по значениям K_c [4-7]. Недостатком этих теорий является то, что не учитываются стадии зарождения и развития усталостных трещин, а это накладывает целый ряд ограничений на предлагаемые критерии.

В настоящей работе на основе общих закономерностей зарождения и развития усталостных трещин исследуется взаимосвязь между характеристиками сопротивления усталостному разрушению гладких и надрезанных образцов и рассматривается методика расчёта кривых усталости образцов с концентраторами напряжений по данным испытания гладких образцов.

Исследование закономерностей усталостного разрушения гладких и надрезанных образцов проводили при растяжении-сжатии и кручении на цилиндрических трубчатых образцах с диаметром рабочей части 14 мм и толщиной стенки 1 мм. Использование таких образцов позволило выполнить угловые однородности напряженного состояния при кручении, а также устранить влияние на закономерности усталостного разрушения геометрии образца и технологии его изготовления. Испытывали стали 45, 40Х, 12ХНЗА, испытания проводили в мягком режиме нагружения. Зарождение и развитие усталостных трещин исследовали при помощи оптического

микроскопа с использованием стробоскопического освещения.

Концентратором напряжений служило круглое отверстие диаметром 1,3 мм, просверленное в стенке образца. Теоретический коэффициент концентрации нормальных напряжений при растяжении-сжатии $\alpha_s = 3$, при кручении - $\alpha_k = 4$. Напряженное состояние в зоне концентратора в точках, где действуют максимальные нормальные напряжения, линейное как при растяжении-сжатии, так и при кручении, поэтому условия зарождения трещин по краю отверстия подобны условиям зарождения трещин при растяжении-сжатии гладкого образца.

На рис. 1 представлены экспериментально полученные кривые усталости гладких и надрезанных образцов, из которых видно влияние концентрации напряжений на характеристики сопротивления усталости стали 45 в пределах $5 \cdot 10^4 - 5 \cdot 10^6$ циклов до разрушения.

На рис. 2 приведены зависимости изменения эффективных коэффициентов концентрации напряжений от числа циклов до зарождения трещин при растяжении-сжатии и кручении. Эффективный коэффициент концентрации напряжений рассчитывали по формуле

$$K_s = \frac{\sigma_a}{\sigma_{на}} \quad (1)$$

где: σ_a , $\sigma_{на}$ - напряжения при растяжении-сжатии гладких образцов и номинальные напряжения при растяжении-сжатии или кручении образцов с концентраторами напряжений при одинаковых числах циклов до зарождения трещин размером 0,1 мм. Для определения эффективных коэффициентов концентрации напряжений при кручении для данного концентратора брали отношение нормальных напряжений при растяжении-сжатии гладких образцов к номинальным нормальным напряжениям при кручении образцов с концентраторами напряжений при одинаковых числах циклов до зарождения трещин размером 0,1 мм.

Номинальные нормальные напряжения при кручении для трубчатых образцов определяем по выражению

$$\sigma_{на} = \tau_{на} = \frac{M_{кр}}{2R R_{ср} l} \quad (2)$$

где: $R_{ср}$ - средний радиус сечения; l - толщина стенки образца; $M_{кр}$ - крутящий момент.

Из рис. 2 видно, что эффективный коэффициент концентрации напряжений K_s изменяет своё значение в исследуемом диапазоне

чисел циклов нагружения. С увеличением чисел циклов до зарождения трещин K_G монотонно возрастает как при кручении, так и при растяжении-сжатии. Кроме того, наблюдается существенное отличие в характере изменения этих коэффициентов при различных значениях α_G , т.е. при кручении K_G возрастает быстрее с увеличением N_T , чем при растяжении-сжатии.

Анализ этих зависимостей показал, что эффективный коэффициент концентрации напряжений зависит от степени циклической перегрузки, выраженной отношением напряжений для образцов с концентраторами напряжений при данном числе циклов до зарождения трещин σ_{na} к напряжениям на уровне предела выносливости σ_{n-1} :

$$K_G = K'_G \left(\frac{\sigma_{na}}{\sigma_{n-1}} \right)^n, \quad (3)$$

где: $K_G = \sigma_{-1} / \sigma_{n-1}$ — эффективный коэффициент концентрации напряжений на уровне предела выносливости; n — постоянная для данного концентратора, не зависящая от материала, в исследуемом случае $n \approx 0,67$.

Подставив в уравнение (3) выражения K_G , K'_G и преобразовав его, запишем:

$$\frac{\sigma_{na}}{\sigma_{n-1}} = \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_{-1}} \right)^{\frac{1}{n+1}}. \quad (4)$$

Полученное выражение устанавливает связь между напряжениями для гладкого образца и образца с концентраторами напряжений при одинаковых числах циклов до зарождения трещин и позволяет рассчитать кривую усталости образцов с концентраторами напряжений по данным испытания гладких образцов, если известен предел выносливости надрезанного образца.

На уровне предела выносливости в зоне концентратора напряжений наблюдали образование неразвивающихся трещин. Так, например, для стали 45 были обнаружены неразвивающиеся трещины, максимальный размер которых достигал 0,042 мм. Условие их нераспространения может определяться тем, что коэффициенты интенсивности напряжений (КИН) для этих трещин K_I меньше порогового значения КИН K_{Ith} :

$$K_I \leq K_{Ith} \quad (5)$$

Размер неразвивающихся трещин на поверхности гладких образцов на уровне предела выносливости при растяжении может быть определен по выражению:

$$l_0 = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K_{Ith}}{l_0} \right)^2 \quad (6)$$

Так как напряженное состояние на поверхности концентратора линейное как при растяжении-сжатии так и при кручении, то и размеры неразвивающихся трещин на поверхности гладкого образца при растяжении-сжатии и в зоне концентратора напряжений на уровне пределов выносливости должны быть одинаковыми. Наблюдения за поверхностными трещинами подтвердили это предположение [8].

Поскольку перераспределение напряжений в зоне концентратора вследствие циклических пластических деформаций на уровне предела выносливости незначительно, местные напряжения будут равны $\alpha_c \cdot \sigma_{H-1}$

С учетом сказанного, условие нераспространения микротрещин на уровне предела выносливости в зоне концентрации напряжений может быть записано следующим образом:

$$K_{Ith} \leq Y \alpha_c \sigma_{H-1} \sqrt{\pi l_0} \quad (7)$$

Методом К-тарировки по скорости роста трещин в зоне концентратора напряжений установлено, что геометрический параметр $Y \approx 0,65$. Тогда предел выносливости образцов с концентраторами напряжений может быть определен по выражению

$$\sigma_{H-1} = \frac{K_{Ith}}{Y \alpha_c \sqrt{\pi l_0}}, \quad (8)$$

где: K_{Ith} - пороговое значение КИН, полученное для больших трещин по стандартной методике.

Был произведен расчет пределов выносливости образцов с концентраторами напряжений по формуле (8), результаты которого приведены в таблице 2. Видно, что расчетные и экспериментальные значения хорошо согласуются. Погрешность для исследуемых сталей при кручении и растяжении-сжатии не превышает 31%.

Полученные уравнения (4) и (8) позволяют рассчитать кривую многоциклового усталости образцов с концентраторами напряжений по моменту зарождения трещин по данным испытания гладких образцов и значению порогового КИН для макротрещин.

На рис. 4 приведена схема построения расчетных кривых усталости надрезанных образцов. Исходными данными для построения этой кривой являются кривая усталости гладких образцов при растяжении-сжатии, значение порогового КИН исследуемого мате-

риала, теоретический коэффициент концентрации напряжений. Расчет следует начинать с определения предела выносливости надрезанного образца по формуле (8). Затем рассчитывается наклонный участок кривой усталости. С этой целью для произвольного числа циклов до зарождения трещин N_T по кривой усталости гладкого образца находим напряжение σ_a и по формуле (4) определяем номинальное напряжение для образца с концентратором напряжений $\sigma_{на}$, соответствующее принятому числу циклов. Аналогично определяем положение второй точки на наклонном участке этой кривой. По полученным точкам строим расчетную кривую усталости для образцов с концентраторами напряжений, соответствующее моменту зарождения трещины в зоне концентратора напряжений.

Таблица 2

Данные расчета пределов выносливости образцов с концентраторами напряжений

Марка стали	$K_{1,th}$ МПа \sqrt{m}	Растяжение-сжатие			Кручение		
		$\sigma_{н-1, exp}$	$\sigma_{н-1, расч}$	$\Delta \sigma_{н-1}$	$\sigma_{н-1, exp}$	$\sigma_{н-1, расч}$	$\Delta \sigma_{н-1}$
		МПа	МПа	%	МПа	МПа	%
45	5,8	115	112	3	90	84	7
12ХНЗА	3,0	173	202	17	125	151	21
40Х	3,7	170	218	28	125	164	31

На рис. 1 сравниваются расчетные и экспериментальные кривые усталости для надрезанных образцов при растяжении-сжатии и кручении. Видно, что применение описанной методики позволяет достаточно воспроизвести кривую усталости образцов с концентраторами напряжений по данным испытания гладких образцов и пороговому значению $K_{1,th}$.

Выводы.

1. Установлена взаимосвязь между напряжениями для гладких образцов при растяжении-сжатии и образцов с концентраторами напряжений в виде круглых отверстий при растяжении-сжатии или кручении, которая показала хорошее соответствие экспериментальным данным.

2. Получено выражение, позволяющее рассчитать пределы выно-

сливости образцов с концентраторами напряжений по известным значениям порогового коэффициента интенсивности напряжений, теоретического коэффициента концентрации напряжений и величине σ_0 .

3. На основании полученных зависимостей предложена методика расчета кривых усталости надрезанных образцов при кручении и растяжении-сжатии, соответствующих образованию магистральной усталостной трещины, по данным испытания гладких образцов при растяжении-сжатии и значению порогового коэффициента интенсивности напряжений для материала.

Литература

1. Одинг И.Л. Допустимые напряжения в машиностроении и циклическая прочность металлов. - М.: Машгиз, 1962. - 260 с.
2. Школьник Л.М. Методика усталостных испытаний. - М.: Металлургия, 1978. - 302 с.
3. Траценко В.Т. Прочность металлов при переменных нагрузках. Киев.: Наук.думка., 1978. - 174 с.
4. Нейбер Г. Концентрация напряжений. - М.: Гостехиздат, 1947. 202 с.
5. Петерсон Р. Коэффициенты концентрации напряжений: графики, формулы для расчета конструктивных элементов на прочность. М.: Мир, 1977. - 302 с.
6. Афанасьев Н.Н. Статистическая теория усталостной прочности материалов. - Киев: Изд-во АН УССР, 1953. - 105 с.
7. Neuber H. *Theory of stress concentration for shear-strained prismatical bodies with arbitrary nonlinear strain law* // *J. Appl. Mech. Trans. ASME* - 1961 - Dec. - p. 544-550
8. Троценко В.Т., Драган В.И. Зарождение и развитие усталостных трещин в конструкционных сталях // *Proc. of the 7th collog. on mech. fatigue of metals, Miskolc, 6-10 Sept. 1983. - Miskolc, 1983. - P. 211-224 - (Publ. of the techn university for heavy industry. Ser. c, Vol. 39, pt.1)*

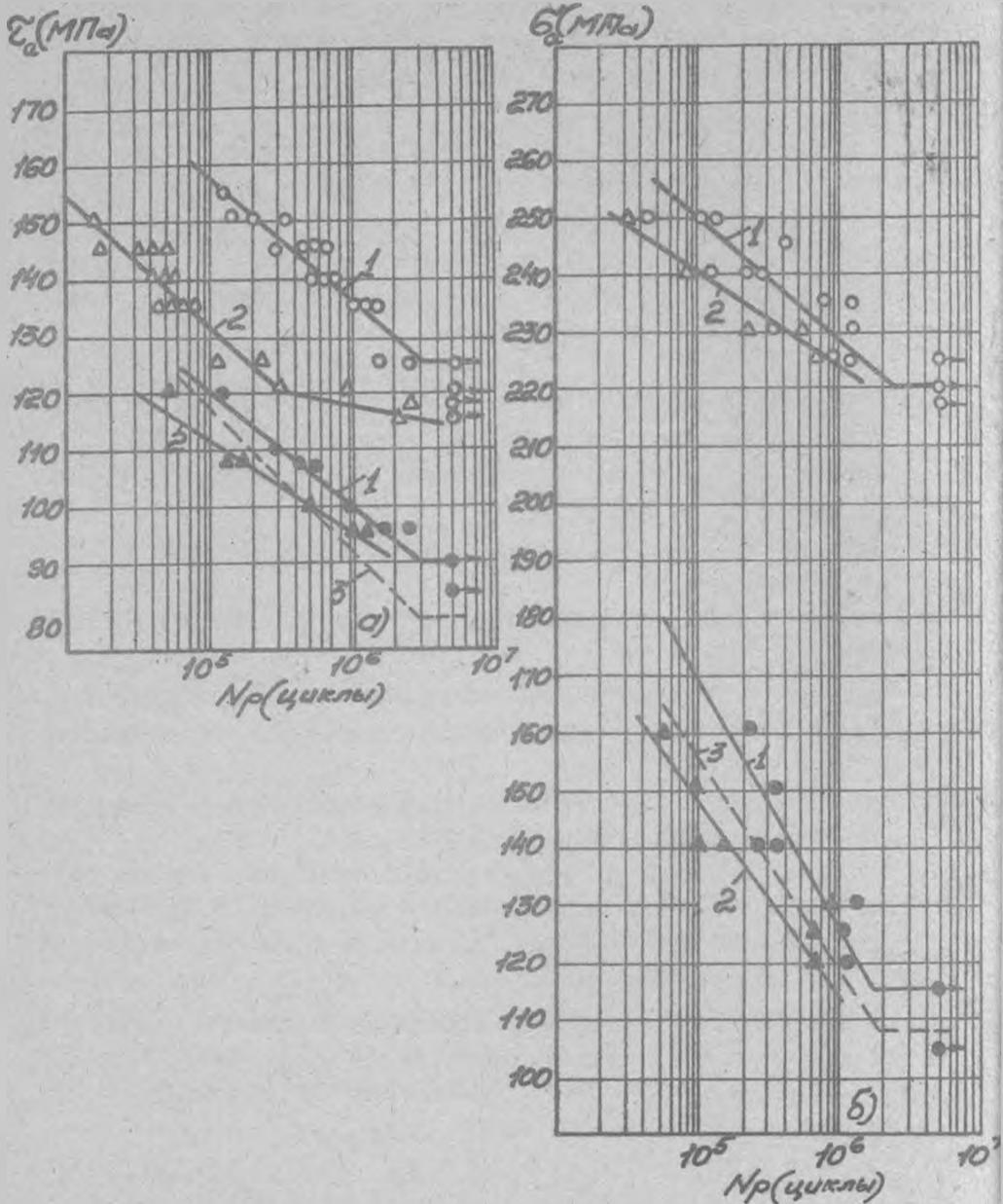


Рис. 1. Кривые усталости стали 45 при кручении (а) и растяжении-сжатии (б) для гладких образцов (светлые точки) и образцов с концентраторами напряжений (тёмные точки): 1 - по окончательному разрушению образцов; 2 - по моменту образования усталостной трещины.

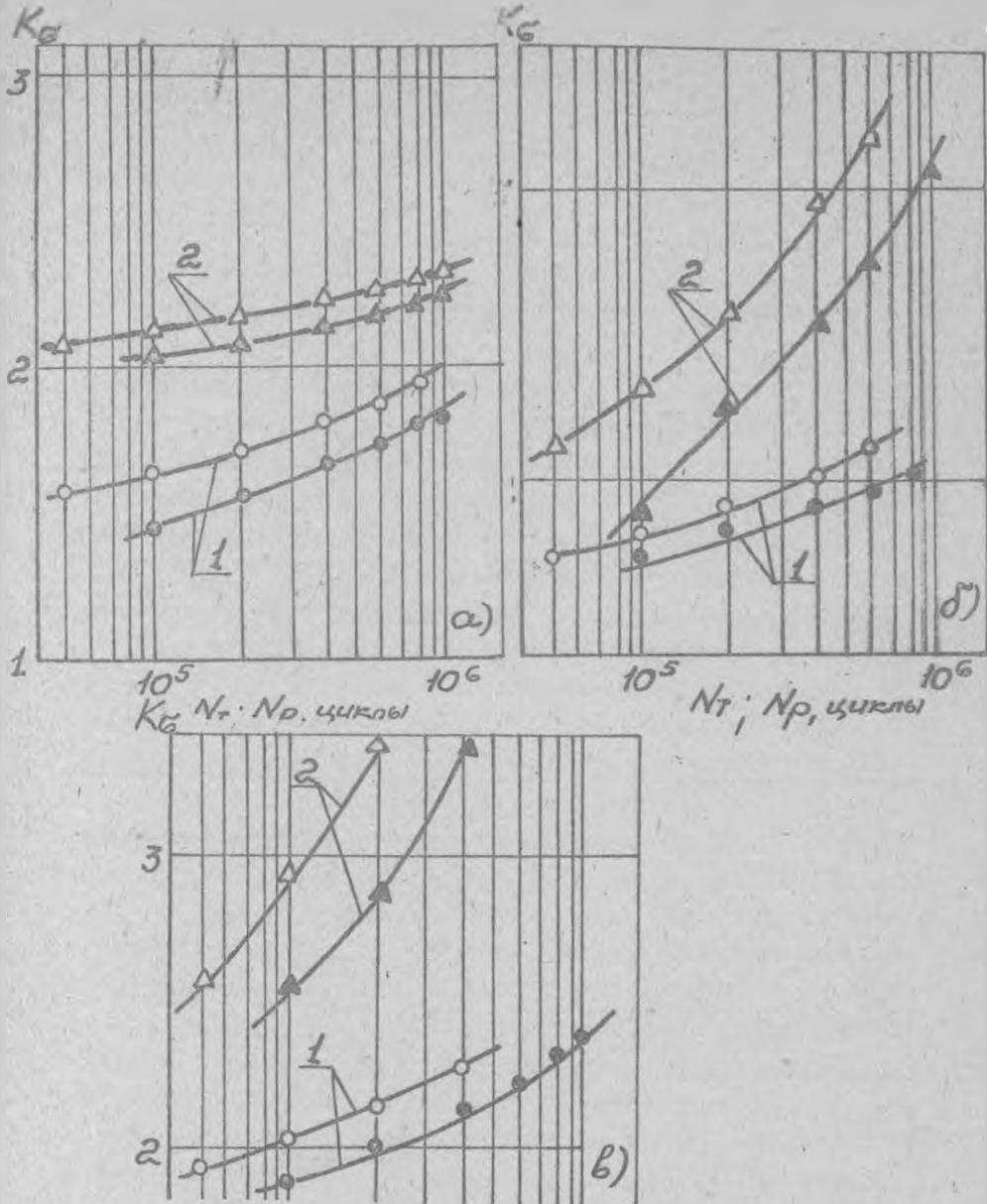


Рис. 2. Изменение эффективных коэффициентов концентрации напряжений от числа циклов до зарождения трещин (светлые точки) или до разрушения образцов (темные точки) при растяжении (1) и кручении (2): а)-сталь 45, б)-сталь 12ХН3А, в)-сталь 40Х.

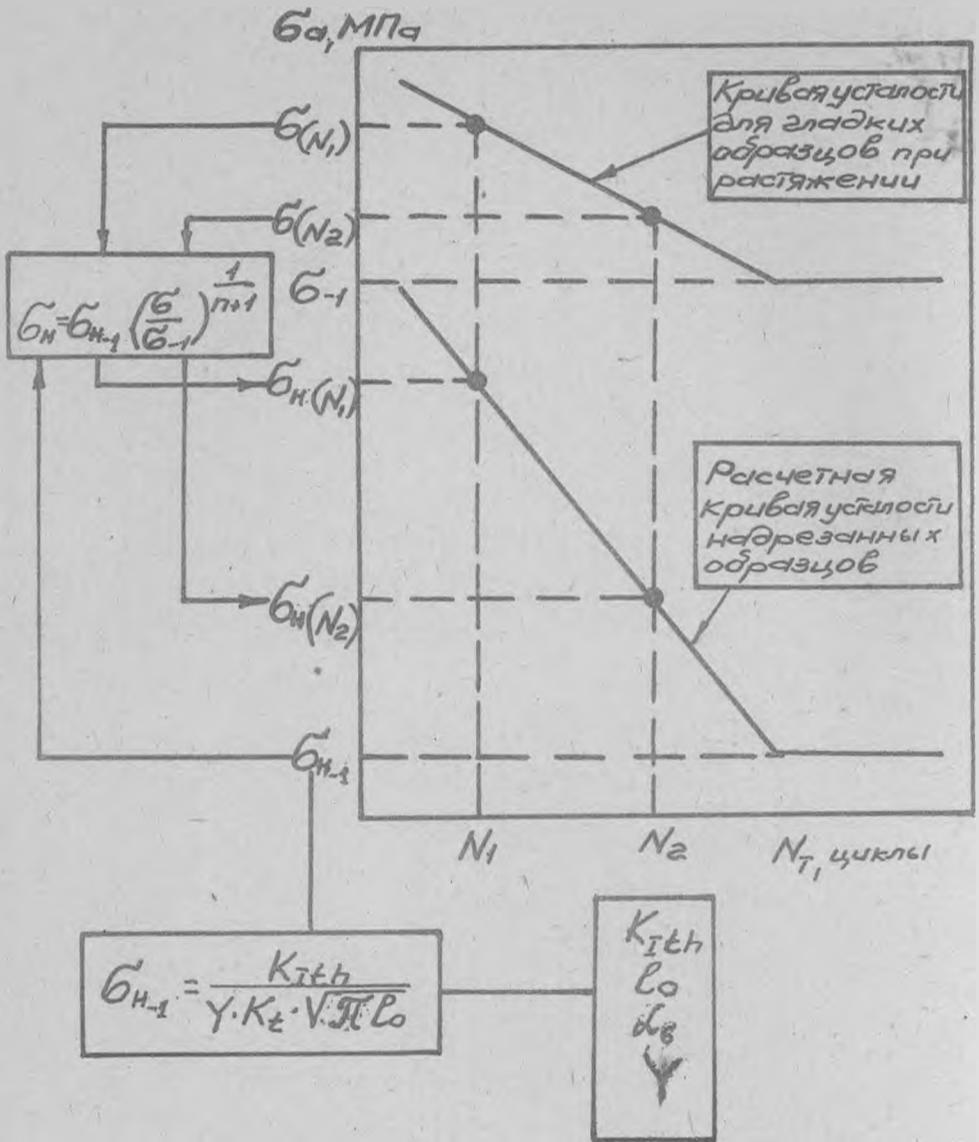


Рис. 3. Схема расчета кривых усталости надрезанных образцов.

Зигмунд Зинович
Анатолий Воронков
Владимир Новак
Инженерно-строительный
институт Брест

Новые полимерные композиты для изготовления коррозионностойких элементов и конструкций

В условиях интенсивного развития промышленного и гражданского строительства, одной из важнейших становится проблема создания строительных материалов, обладающих высокой стойкостью к воздействию агрессивных сред. Сейчас для этих целей широко используются композиционные материалы на основе различных полимерных связующих. Однако, широкое использование материалов разработанных до сих пор сдерживается высокой стоимостью, низкой технологичностью изготовления, дефицитом исходных реагентов и повышенной токсичностью производства. К тому же, практически неизвестны материалы, обладающие универсальными свойствами, и технологией изготовления максимально приближенной к общестроительной.

В последнее время развивается область фурановых композиционных материалов (полимербетоны, замазки, мастики и т.п.) на основе фурфуролацетоновых олигомеров. Фурановые мономеры и олигомеры получают из отходов сельскохозяйственного производства (отходы хлопка, кукурузы, подсолнечника, сахарного тростника и т.п.). Таким образом, это сырьё является постоянно возобновляемым, в отличие от нефтепродуктов, запасы которых уменьшаются, а цены возрастают. Однако, известные сейчас фурановые полимеры обладают целым комплексом недостатков в отношении получения композиционных материалов.

Среди них можно отметить низкую реакционную способность (до 25% катализатора от массы композиции), низкую водо-, термо- и кислотостойкость, невысокую технологичность изготовления (расплав катализатора, большая длительность отверждения), низкие санитарные показатели (высокая остаточ-

ная концентрация фурфурола и ацетона в связи с невысокой степенью отверждения). Поэтому несомненна необходимость целевой модификации известных фурановых полимеров.

Значительный интерес с этой точки зрения представляют кремнийорганические продукты. Кремнийорганические полифункциональные соединения, для которых характерна высокая реакционная способность, термическая, термоокислительная и химическая стабильность продуктов их превращений, нашли широкое применение в качестве гидрофобизирующих реагентов, связующих для композиционных материалов, компонентов защитных лаков и красок, модификаторов органических полимеров, способствующих улучшению их эксплуатационных свойств.

Исходя из вышеперечисленного, была разработана технология синтеза кремнийорганического фуранового олигомера с концевыми фурфурилоксигруппами, характеризующаяся относительной простотой и дешевизной. Изготовление олигомера освоено на опытно-промышленной установке Брестского инженерно-строительного института с объёмом реактора 160 литров.

Исследование свойств полученного олигомера показало его существенные преимущества перед известными фурановыми олигомерами. Так, в связи с большей реакционной способностью, необходимое количество катализатора отверждения снижено до 0,5 - 1,5 % мас. К тому же, появляется возможность использовать в качестве катализаторов отверждения соли металлов - хлорид железа (III), хлорид олова (II) и т.п., а не расплав бензолсульфокислоты. Существенно увеличилась также степень сшивки и термостойкость полимеров на основе синтезированного олигомера. Так, по сравнению с ФАМ, температура 10%-ой потери массы увеличивается на 150-200°C, а "коксовый" остаток на 50-60 %. Полученные полимеры стойки к действию воды и кислот различных концентраций. Таким образом, проведенные исследования показали возможность и целесообразность использования олигомера в качестве связующего для композиционных материалов.

В результате проведенной работы был подобран качественный и количественный состав композиционных материалов раз-

личного назначения.

Исследовались два направления - создание композитов с крупнозернистым и мелкозерным наполнителями (полимербетоны) и мелкозернистыми наполнителями (замазки, мастики). Составы композиционных материалов приведены в таблице I.

Таблица I.

Компоненты	Состав. масс. %	
	I	II
Связующий олигомер	10-13	20-25
Катализатор отверждения	0,5-1,0	1,0-1,3
Крупнозернистый наполнитель	45 - 50	-
Мелкозернистый наполнитель	40 - 45	75-80

Технология изготовления композитов заключается в следующем: сначала готовится смесь мелкозернистого наполнителя с катализатором отверждения (хлорид железа или хлорид олова), затем (при получении замазок и мастик) в эту смесь при перемешивании вводят связующий олигомер или (при изготовлении полимербетона) смесь крупнозернистого наполнителя и связующего олигомера. После перемешивания до однородной консистенции массу выгружают и укладывают в соответствующие формы и виброуплотняют. После выдержки при температуре 15-25°C в течение 24 часов формы разбирают и изделия подвергаются термообработке при температуре 80°C в течение 8 часов.

Полученные композиты были подвергнуты физико-механическим и химическим испытаниям. Результаты испытания приведены в таблице 2.

Полученные данные позволили использовать разработанные композиты в качестве антикоррозионных защитных материалов, работающих в сильноагрессивных средах при повышенных температурах (химстойкие полы, травильные ванны, емкости-хранилища, энергетическое оборудование и т.п.). Помимо этого, предложенные композиты могут быть использованы в качестве облицовочного материала для внутренней и внешней отделки

зданий и сооружений, так как комбинацией наполнителей (мраморная крошка, гранитный щебень и т.п.) может быть создана цветовая гамма и фактура естественного мрамора и гранита.

Таблица 2

№ пп	Характеристики	Показатели
1.	Объемная масса, кг/м ³	1500 - 2350
2.	Разрушающее напряжение, МПа	
	при сжатии	90 - 110
	при растяжении	15 - 18
3.	Потеря массы при истирании, г/см ²	0,04 - 0,08
4.	Максимальная температура эксплуатации, °С	280
5.	Коэффициент кислотостойкости	1,0 - 1,3
6.	Коэффициент водостойкости	1,0
7.	Коэффициент термической стойкости	
	при 100°С	1,0
	при 200°С	0,95 - 0,97
8.	Показатель горючести	0,09 - 0,11
9.	Линейная усадка, %	0,01 - 0,02

Из разработанного материала были изготовлены две трапециевидные ванны на Брестском заводе газовой аппаратуры размерами 1,7х1,7х1,7 м. Условия эксплуатации следующие: температура 80-90°С, серная кислота концентрацией 40-60%. Исследование состояния ванн после эксплуатации в течение 6 месяцев не выявило разрушения материала, в то время как ванны изготовленные из традиционных материалов разрушаются в течение 1-2 месяцев.

Игорь Зинкевич
Брестский инженерно-
строительный институт
инженер

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ФЕРМ С ПОЯСАМИ ИЗ ШИРОКОПОЛОЧНЫХ ДВУТАВРОВ И РЕШЕТКОЙ ИЗ ОДИНОЧНЫХ УГОЛКОВ.

Использование широкополочных двутавров в качестве элементов поясов стропильных ферм начато в СССР во второй половине 70-х годов. В качестве элементов решетки используются одиночные уголки, расположенные симметрично относительно стенки поясов при их бесфасоночном примыкании (Рис. 1). Это позволило добиться, в ряде случаев, снижение материалоемкости таких ферм и трудоемкости их изготовления.

Однако работа узлов и элементов таких ферм остается мало изученной.

Из всего многообразия проблем определенный интерес представляет изучение распределения нормальных контактных напряжений в сжатых и растянутых раскосах в зоне примыкания к полке поясного двутавра, а также обусловленных бесфасоночным примыканием особенностей их работы. Заметим, что обычными методами статического расчета ферм как стержневой системы в данном случае невозможно корректно определить величины изгибающих моментов в элементах решетки из одиночных уголков из-за наличия силовых эксцентриситетов в узлах.

Решение контактной задачи бесфасоночного соединения элементов фермы выполнялось в предположении упругой конструкции, исходя из следующих предпосылок:

- в силу симметрии задачи рассматривается равновесие сил только на одном вылете полки поясного двутавра - B ;
- моменты по обоим концам стержня раскоса считаются одинаковыми ;
- полка двутавра рассматривается как консольная бесконечно протяженная плита постоянной толщины - t_f , заземленная по оси недеформируемой в своей плоскости стенки, полка уголка - пластинка толщиной - t ;

- контакт по сечению заменяется контактом по срединной линии полки уголка, то есть игнорируется ее изгиб;
- контактная распределенная нагрузка представляется системой сосредоточенных сил, направленных нормально к поверхности полки двутавра, влияние сдвигающих сил пренебрегается;
- податливость торца уголка под действием неравномерно распределенной нагрузки учитывается введением упругого слоя с некоторой условной толщиной h и модулем упругости E , равным модулю Юнга для стали. За пределами упругого слоя деформации сечений стержня раскоса подчиняются закону плоских сечений.

Таким образом приходим к следующей расчетной схеме (Рис. 2).

Из условия общего равновесия следует:

$$\sum_{i=1}^n F_i = N \sin \psi / 2, \quad (I)$$

где F_i - сосредоточенные контактные силы в любой из n точек контакта;

N - продольная сила в рассматриваемом раскосе;

ψ - угол его наклона к поясу;

При четном количестве точек n значение изгибающего момента в опорном сечении раскоса можно определить из выражения:

$$M = \frac{b_0 \cdot \sin 45^\circ}{n \sin \psi} \sum_{i=1}^{n/2} (F_i - F_{n+1-i}) (n+1-2i) \quad (2)$$

При этом угол поворота торца стержня раскоса равен $\theta = ML/2EI$, где $L = H/\sin \psi$ - длина стержня; H - расстояние в свету между полками двутавров двух поясов фермы; I - момент инерции сечения уголка относительно оси, перпендикулярной плоскости симметрии (стенке двутавра); b_0 - ширина полки уголка.

Для выявления контакта сил запишем n условий совместности перемещений

$$W_i + \delta_i - (2i-1)\theta b_0 \sin 45^\circ / 2n \sin \psi = \Delta \quad (3)$$

где $W_i = \sum_{j=1}^n W_{ij} F_j$ - прогиб i -ой точки контакта на полке двутавра; W_{ij} - перемещение i -ой точки от приложенной единичной силы $F_j = 1$ в j -ой точке (по принципу взаимности $W_{ij} = W_{ji}$);

$\delta_i = F_i / C_0$ - деформация упругого слоя с коэффициентом жесткости $C_0 = E b_0 t / n \cdot h$;

Δ - минимальное перемещение (со стороны обушка) сечения раскоса (см. рис. 2). Отсюда приходим к разрешающей системе $(n - 1)$ уравнений, записанной в матричном виде:

$$A \cdot \vec{f} = \vec{B} \quad (4)$$

где коэффициенты матрицы A имеют следующие выражения

$$a_{ij} = w_{ij} - w_{ji} + (i-1)(n+1-2j)/C_1 + \delta_{ij}/C_0$$

$$C_1 = 2EJ/Ld^2; \quad d = b_0 \cos 45^\circ/n \sin \psi - \text{ шаг точек контакта};$$

$$\delta_{ij} - \text{ символ Кронеккера } (\delta_{ij} = 1 \text{ при } i = j; \delta_{ij} = 0 \text{ при } i \neq j);$$

транспонированный вектор искомых усилий имеет вид

$$\vec{f}^T = [f_2, f_3, \dots, f_i, \dots, f_n]; \quad f_i = F_i/F_1$$

$$\text{компоненты грузового вектора } \vec{B} \text{ равны } b_i = w_{1i} - w_{i1} \cdot \frac{w_{11}n}{C_1} + \frac{1}{C_2}$$

$$i = 2, \dots, n \quad j = 2, \dots, n;$$

Вычисление коэффициентов w_{ij} предлагается выполнять по аппроксимирующему выражению функции Грина для прогибов консольной неограниченно протяженной плиты, которое в соответствии с решением /1/ можно представить в виде

$$W = y^2 (3 - 4/2) \cos^2 \frac{\pi x}{2\eta} / (20 - 8\eta/b) \cdot D \quad (5)$$

где $D = \frac{EJ^3}{12(1-\nu^2)}$; $0 < x < 2\eta$; $0 < \eta < b$. За начало отсчета $(0;0)$ следует считать обушек уголка, располагаемый по оси стенки поясного двутавра.

Из решения системы (4) определяются контактные сосредоточенные силы $F_i = F_1 f_i$; $i = 2, \dots, n$; (6)

где с учетом (1) $F_1 = N \sin \psi / 2 (1 + \sum_{i=2}^n f_i)$

и, следовательно, в каждой точке контакта (в центре элементарной площадки $b_0 t/n$) может быть определено контактное напряжение.

Результаты расчетов по приведенной методике для узла фермы блока покрытия типа "Тагил" пролетом 30м при сечении сжатого раскоса из $L 125 \times 8$, растянутого раскоса из $L 90 \times 7$ и пояса из $L 90 \times 7$ и пояса из $I 20K2$ представлены на рис. 3и4 соответственно в виде графиков (эпюр) контактных напряжений на длине полки с обушком в начале координат в масштабе абсолютного значения осевого напряжения $\sigma_0 = N/A$, где A - площадь поперечного сечения уголка. Вычисления производились на ЭВМ ЕС-1060 при различном числе точек коллокаций и установлено, что точность решения достигается при $n = 20$ и дальнейшее увеличение точек контакта не меняет результата.

Для растянутого и сжатого раскосов (соответственно положительная и отрицательная зоны) были проварьированы решения в зависимости от принимаемой толщины упругого слоя. Кривые 1, 2, 3 получены соответственно при $h/b_0 = 2, 1$ и $0,5$. Кривая 4 (пунктир) представляет собой решение без учета поворота сечения раскоса ($E = \infty$). В последнем случае решение заметно отличается в качественном отношении от первых трех, которые находятся в достаточно близком количественном соответствии несмотря на широкий диапазон изменения толщины упругого слоя.

Полученное аналитическое решение проверялось в ходе натурного испытания 30-ти метровой фермы, имеющей аналогичные сечения элементов в расчётном узле с тензометрированием напряженного состояния наружных поверхностей полок уголков раскосов вблизи стыка с полкой двутавра верхнего и нижнего поясов. Результаты замеров представлены на рис. 4 и 5 точками, расположение которых свидетельствует о неравномерном распределении контактных напряжений по ширине полок уголков в близком соответствии с теоретическим решением. Наблюдаемое расхождение, заметное для пера уголка $L 125 \times 8$, объясняется неучтенным в расчете местным изгибом полки, увеличивающимся по мере удаления от стенки двутавра пояса фермы, то есть при $b_0/b + \sqrt{2}$.

Возникающий из-за неравномерного распределения в опорных сечениях раскосов контактных напряжений реактивный изгибающий момент M (2) заставляет рассматривать элементы решетки как внецентренно нагруженные стержни. Поэтому, согласно [2] при растяжении и сжатии должны выполняться следующие проверки несущей способности элементов:

$$\left(\frac{N}{AR_y}\right)^n + \frac{M}{cWR_y} \leq 1; \quad \frac{N}{\gamma_c A} \leq R_y \quad (7)$$

где коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$ опущен;

$n = 2$ и $c = 1,47$, так как сечение уголка при изгибе в его плоскости симметрии может рассматриваться как сплошное прямоугольное с высотой $h_x = 0,7b$; γ_c определяется в зависимости от $\bar{\lambda}$ и $m = \frac{M}{N} \frac{A}{W} = 6e/h_x$ (8)

Значения относительного эксцентриситета ферм типа "Тагил" ($H=240$ см, $\psi = 41^\circ$), может быть вычислено по аппроксимирующей формуле, полученной на основании расчета ряда

узлов с варьируемыми параметрами $\frac{b_0}{t}$ и $\frac{t_0}{t}$

$$m = 0,05 (b_0 + 5,6 t_0) / t - 0,44 \quad (9)$$

Таким образом, из результатов исследования можно сделать следующие выводы:

Применение в качестве раскосов ферм с поясами из широкополочных двутавров одиночных уголков, расположенных симметрично относительно стенок двутавров, позволяет уменьшить концентрацию контактных нормальных напряжений в 2-3 раза по сравнению с ГСП [3]. В таких фермах возникают существенные силовые эксцентриситеты, которые должны быть учтены в расчете.

ЛИТЕРАТУРА

1. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. Госфизтехиздат, М., 1963.
2. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. Стройиздат, М., 1982.
3. Зинкевич И.В., Мухин А.В., Соболев Д.В. Особенности напряженно-деформированного состояния узлов ферм с поясами из широкополочных двутавров из гнутосварных профилей. Рукопись депонирована во ВНИИС, № 7859, 1988г.

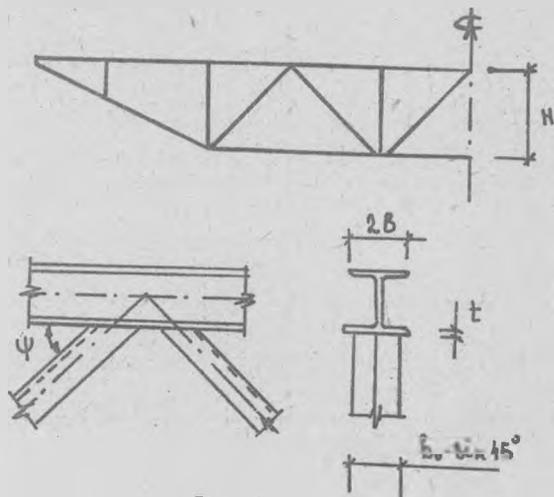


Рис. 1.

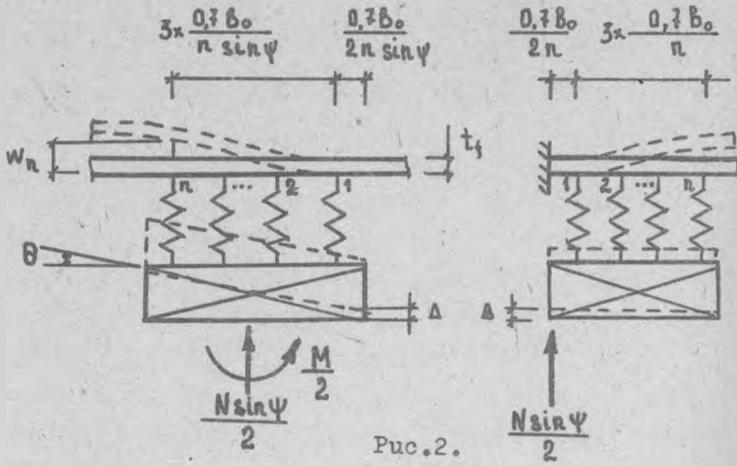
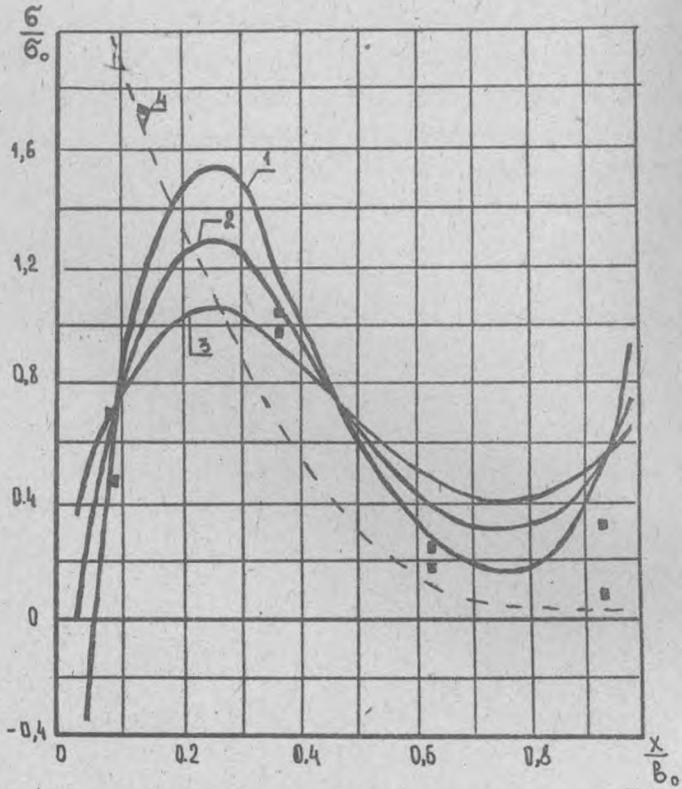


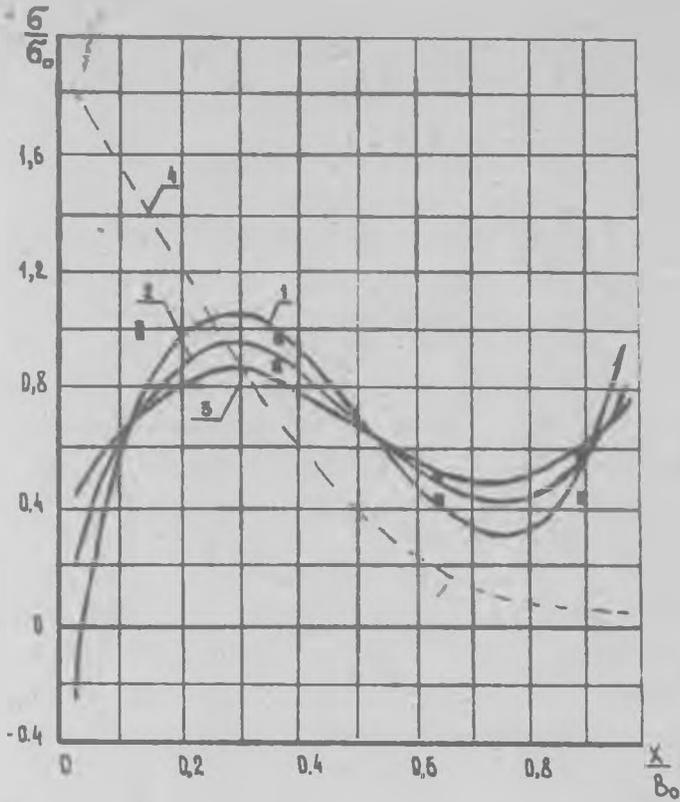
Рис. 2.



■ - ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ДЛЯ

I 20К2 и L 125 x 8

Рис. 3.



■ - ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ
 I 20К2 и L 90x7

Рис.4.

Валерий Игнатюк
Брестский инженерно-
строительный институт

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОДКРЕПЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК ПРИ НАГРУЖЕНИИ БЫСТРО ВОЗРАСТАЮЩИМ ВО ВРЕМЕНИ ВСЕСТОРОННИМ ДАВЛЕНИЕМ

Цилиндрические оболочки, являясь конструкциями тонкостенными, обладают достаточно высокой прочностью и исчерпание их несущей способности происходит чаще всего в результате потери устойчивости. Повышение критических нагрузок таких конструкций возможно путем их усиления ребрами жесткости. При этом следует стремиться к наиболее рациональному варианту подкрепления, отвечающему минимальному весу оболочек.

Относительно простой и эффективный метод определения рациональных параметров подкрепления цилиндрических оболочек для случая их статического нагружения осевым сжатием предложен и излагается в работе [1]. Метод основан на сопоставлении критических нагрузок для подкрепленной и гладкой оболочек равного веса посредством коэффициента относительной эффективности. Здесь этот метод развит для случая нагружения цилиндрических оболочек быстро возрастающим во времени всесторонним давлением.

Рассматриваются стальные тонкие замкнутые круговые подкрепленные цилиндрические оболочки, состоящие из собственно оболочки (обшивки) и жестко с ней соединенных по линиям контакта продольных и кольцевых ребер (стрингеров и шпангоутов). Оболочки шарнирно оперты по краям и загружены равномерно распределенным по поверхности всесторонним давлением, быстро возрастающим во времени по линейному закону до некоторой величины q_0 . Принимается, что напряженно-деформированное состояние обшивки можно полностью определить в рамках линейной теории тонких упругих оболочек, основанной на гипотезах Кирхгофа-Лява, а для расчета ребер применима теория криволинейных стержней Кирхгофа-Клебша. Докритическое состояние оболочки принимается безмоментным.

Задача устойчивости решается [2] энергетическим методом при одночленной аппроксимации перемещений с учетом дискретности расположения ребер и их эксцентриситетов. В выражении кинетической энергии учитываются только силы инерции, действующие в радиальных направлениях. Уравнение движения оболочки получено с помощью уравнения Лагранжа второго рода, а выражение для динамической критической нагрузки (коэффициента динамичности) – с использованием аналитического критерия устойчивости при быстро возрастающем во времени нагружении [1], соответствующего моменту начала интенсивного развития прогибов. Как статические, так и динамические критические нагрузки получаются путем минимизации соответствующих выражений по параметрам волнообразования.

Несложно показать [3], что минимуму веса оболочки для заданных её генеральных размеров (радиуса R и длины L) и заданной величины всестороннего динамического давления q_d соответствует максимум произведения $M_{ст} k_d$, где $M_{ст}$ – коэффициент относительной эффективности подкрепления при статическом нагружении, равный отношению соответствующих критических давлений для ребристой и гладкой оболочек равного веса; k_d – коэффициент динамичности ребристой оболочки, равный отношению динамического критического давления к статическому критическому давлению для рассматриваемой оболочки. При постоянном же весе оболочки величины динамических критических нагрузок прямо пропорциональны величинам $M_{ст} k_d$ (при статическом нагружении – величинам $M_{ст}$ [1]). Последнее позволяет выполнять исследование влияния параметров подкрепления на критические нагрузки через их влияние на величины $M_{ст} k_d$ и $M_{ст}$. Для удобства исследований введем безразмерные независимые параметры подкрепления: φ_1 – отношение веса всех ребер к весу обшивки; φ_2 – отношение веса стрингеров к весу шпангоутов; A_1 – отношение расстояния между стрингерами к толщине обшивки; A_2 – величина, совпадающая с отношением расстояния между шпангоутами к толщине обшивки; ψ_1 , ψ_2 – отношения высот стенок к их толщинам соответственно для стрингеров и шпангоутов. Тогда выражение для $M_{ст} k_d$ получим в виде

$$M_{ст} k_g = k_g \frac{\bar{q}}{\bar{q}_0} \frac{1}{(1 + \psi_1)^2}, \quad (1)$$

где \bar{q} и \bar{q}_0 – безразмерные параметры критических давлений для ребристой и гладкой оболочек равного веса, определяемые в соответствии с соотношением $\bar{q} = q_{кр}^{ст} R^0 / E h^3$; $q_{кр}^{ст}$ – статическое критическое давление; E – модуль упругости материала оболочки; h – толщина обшивки.

Для оболочек из идеально упруго-пластических материалов максимальные напряжения при динамическом нагружении определяются динамическими пределами текучести этих материалов. В соответствии с этим при заданной величине всестороннего динамического давления q_g максимально возможное значение произведения $M_{ст} k_g$ для рассматриваемых оболочек определяется зависимостью

$$(M_{ст} k_g)_T = \min [(M_{ст} k_g)_{1T}, (M_{ст} k_g)_{2T}] \quad (2)$$

где $(M_{ст} k_g)_{1T}$ и $(M_{ст} k_g)_{2T}$ – предельные величины произведения $M_{ст} k_g$, отвечающие достижению соответственно продольными и окружными напряжениями динамических пределов текучести материала и определяемые выражениями

$$(M_{ст} k_g)_{1T} = \frac{4 \sigma_T^2}{E \bar{q}_0 q_g} \left| \frac{1 + \psi_1 + \psi_1 \psi_2}{(1 + \psi_1)(1 + \psi_2)} \right|^2, \quad (3)$$

$$(M_{ст} k_g)_{2T} = \frac{\sigma_T^2}{E \bar{q}_0 q_g} \left| \frac{1 + \psi_1 + \psi_2}{(1 + \psi_1)(1 + \psi_2)} \right|^2. \quad (4)$$

Здесь: σ_T – динамический предел текучести материала оболочки.

Таким образом, задача расчета оболочки минимального веса сводится к отысканию такого сочетания безразмерных независимых параметров подкрепления ψ_1 , ψ_2 , a_1 , a_2 , ψ_1 , ψ_2 , для которого величина $M_{ст} k_g$ будет максимальной. Расчетное максимальное значение $M_{ст} k_g$ определяется как наименьшее из всех $M_{ст} k_g$, соответствующих различным случаям деформации оболоч-

ки, и величины $(M_{ст}K_g)_T$ (2). При этом в результате анализа форм деформирования ребристых оболочек обычно различают [1] общий случай деформации, для которого все ребра и изгибаются, и закручиваются, и частные случаи деформации, для которых ребра одного из направлений, либо обоих направлений только закручиваются, либо только изгибаются.

Отыскание указанного сочетания безразмерных независимых параметров подкрепления, соответствующего минимуму веса оболочки, может быть осуществлено путем непосредственного перебора этих параметров с выполнением анализа их влияния на величины $M_{ст}K_g$ на каждом шаге перебора и внесением соответствующей корректировки. Одна из возможных схем перебора таким путем достаточно подробно изложена в работе [3]. Там же приведены формулы для получения по безразмерным параметрам подкрепления действительных размеров ребристых оболочек. В соответствии с кратко изложенной здесь методикой расчета составлена вычислительная программа на языке ФОРТРАН -IV.

Заметим, что в зависимости от величины динамического всестороннего давления Q_d здесь, как и при динамическом нагружении осевым сжатием [3], следует различать слабо, средне и сильно нагруженные оболочки. Для сильно нагруженных оболочек оптимальным вариантом является гладкая оболочка, то есть подкрепление не требуется. Для слабо нагруженных оболочек любое практически допустимое изменение безразмерных независимых параметров подкрепления не приводит к достижению динамических пределов текучести материалов и потеря устойчивости происходит в пределах упругости (максимальное значение расчетной величины $M_{ст}K_g$ будет всегда ниже величины $(M_{ст}K_g)_T$). Для средне нагруженных оболочек максимальная расчетная величина $M_{ст}K_g$ будет определяться предельной величиной $(M_{ст}K_g)_T$, в связи с чем для такого случая существенный интерес представляет анализ изменения максимальных значений $(M_{ст}K_g)_T$ в зависимости от величин безразмерных независимых параметров подкрепления φ_1 и φ_2 (от остальных параметров подкрепления величина $(M_{ст}K_g)_T$ не зависит - см. (2) + (4)).

Получено, что для средне нагруженных оболочек также следует различать два уровня нагрузки. Для более высокого уровня

нагрузки максимальное расчетное значение величины $M_{ст} k_g$, равное $(M_{ст} k_g)_T$, будет достигаться в области изменения φ_1 от 0 до 1 при φ_2 равном нулю, что соответствует подкреплению оболочек только шпангоутами при весе их не превышающем веса обшивки. Для более низкого уровня нагрузки средне нагруженных оболочек минимуму их веса будет отвечать такое подкрепление, при котором общий вес ребер всегда больше веса обшивки и при котором должно выполняться условие равнонапряженности оболочки в продольном и окружном направлениях, определяемое следующей зависимостью между безразмерными независимыми параметрами подкрепления:

$$\varphi_2 = (\varphi_1 - 1) / (2\varphi_1 + 1), \quad (5)$$

для выполнения которой вес шпангоутов должен быть более чем в два раза больше веса стрингеров ($\varphi_2 < 0,5$).

Исследование влияния безразмерных параметров подкрепления на величины $M_{ст} k_g$ позволяет также ориентировочно оценить области изменения этих параметров, в пределах которых расчетная величина $M_{ст} k_g$ для стальных оболочек может достигать своих наибольших значений ($1,0 < \varphi_1 < 1,8$; $0 < \varphi_2 < 0,3$; $30 < \alpha_1 < 70$; $70 < \alpha_2 < 120$; $7 < \psi_1$ и $\psi_2 < 14$), а вес оболочек — минимума.

Изложенная методика позволяет выполнять определение оптимальных параметров подкрепления, соответствующих минимуму веса стальных цилиндрических оболочек при нагружении их быстро возрастающим во времени всесторонним давлением.

ЛИТЕРАТУРА

1. Амиро И.Я., Заруцкий В.А. Теория ребристых оболочек. — К.: Наук. думка, 1980, — 368 с. — (Методы расчета оболочек: В 5-ти т.; Т.2).
2. Игнатюк В.И. Устойчивость многослойных цилиндрических ребристых оболочек при динамическом нагружении / Брест. инж.-строит. ин-т. — Брест, 1980. — 23 с. — Деп. в ВИНТИ 12.01.81, № 135-81.
3. Игнатюк В.И. К расчету подкрепленных цилиндрически оболочек минимального веса при динамическом нагружении осевым сжатием / Брест. инж.-строит. ин-т. — Брест, 1986. — 18 с. — Деп. во ВНИИС Госстроя СССР 27.11.86, № 7469.

Леонард Коршун
Брестский инженерно-
строительный институт

ОПТИМИЗАЦИЯ КАРНИРНО-СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ ПРИ УЧЕТЕ НЕЛИНЕЙНО-УПРУГОЙ РАБОТЫ МАТЕРИАЛА

Предлагается метод и алгоритм оптимизации металлических ферм, материал которых характеризуется нелинейно-упругой работой. Исходной диаграммой "напряжение-деформация" для каждого элемента может являться как диаграмма, описанная аналитически, например, по степенной зависимости

$$\sigma_j = A_j \xi_j^{x_j}; \quad 0 < x_j \leq 1 \quad (1)$$

где A_j, x_j - параметры материала j -го стержня, характеризующие его упругие свойства, так и полученная экспериментально.

И в том и в другом случае упомянутая диаграмма для каждого элемента или группы элементов, отличающихся упругими свойствами материала, приводится существующими методами к полилинейной диаграмме (рис. 1), т.е. аппроксимируется полилинейной диаграммой.

Известными должны быть узловые точки этой диаграммы (ξ_k и σ_k) и модули упругости (E_k) в каждой линейной области работы материала.

Для полученной диаграммы справедливыми являются соотношения:

$$E_k = \frac{\sigma_k - \sigma_{k-1}}{\xi_k - \xi_{k-1}}, \quad E_{k+1} = \frac{\sigma_{k+1} - \sigma_k}{\xi_{k+1} - \xi_k} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{k-1} + E_k (\xi - \xi_{k-1}) \\ \sigma &= \sigma_k - E_k (\xi_k - \xi) \end{aligned} \quad \text{или} \quad (3)$$

Соотношения (2) и (3) являются законом Гука для каждого линейного участка. В то же время каждый линейный участок имеет свою линейную зависимость работы материала.

Так как в соответствии с теоремой 1. Леви-Рабиновича для статически неопределимых ферм равнопрочного решения не существует в общем случае, то в процессе оптимизации, осо-

бежно, при учете различных ограничений задачи (условий жесткости, конструктивных ограничений), получится решение, при котором различные стержни окажутся в различной степени напряжения. Следовательно при учете полилинейной диаграммы работы материала в общем случае необходимо учитывать возможность работы каждого стержня на любом линейном участке диаграммы. Чтобы решить задачу оптимизации в этом случае необходимо заранее знать, на каком линейном участке диаграммы будет работать каждый стержень в оптимальном решении.

Решение данной задачи предлагается осуществлять итерационным путем с использованием метода оптимизации шарнирно-стержневых систем, разработанного автором ранее на случай линейно-упругой работы материала (*). Суть итерационного подхода состоит в следующем.

находятся начальные значения переменных параметров σ_j , $x_j^{(0)}$ путем решения задачи оптимизации при линейно-упругой работе материала и $E_j = const$ упомянутым методом. Т.е. решается задача:

$$\min \{ V(z) \mid z \in R \}$$

$$R = \{ z \mid p(z) = 0, g(z) \geq 0 \}, z = (x, \sigma), \quad (4)$$

где $p(z) = 0$ - условия совместности деформаций, а $g(z) \geq 0$ - условия реального проектирования и постановки задачи.

Задача (4) - условная много экстремальная нелинейная задача математического программирования, которая введением функций $\text{sgn } N_j$ и $\text{sgn } \sigma_j$ заменяется одноэкстремальной выпуклой задачей математического программирования и решается модифицированным методом Франк и Вулфа.

В задаче (4) деформации элементов входят лишь в условия совместности деформаций и допустимых жесткостей систем, которые имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^n \frac{\sigma_j}{E_j} \bar{N}_{ji} S_j = 0, \quad i = \bar{1}, n \\ \sum_{j=1}^n \frac{\sigma_j}{E_j} \bar{N}_{j\zeta} S_j \leq y_\zeta, \quad \zeta = \bar{1}, u \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\text{или} \\ \sum_{j=1}^n \varepsilon_j \bar{N}_{ji} S = 0; \quad \sum \varepsilon_j \bar{N}_{j\zeta} S \leq y_\zeta \quad (6)$$

По найденным значениям $\sigma_j^{(k)}$ выявляется, в какой линейной области диаграммы (рис. 1) работает каждый элемент фермы. С учетом этого и формируется математическая модель задачи оптимизации (4) второго шага итерационного процесса. Особенности ее формирования состоит в следующем.

Из зависимостей (3) получаем деформации элементов с учетом их работы только на одном линейном участке диаграммы.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_j &= \frac{\sigma_j}{E_{jk}} - \frac{\sigma_{jk-1}}{E_{jk}} + \varepsilon_{jk-1} \\ \varepsilon_j &= \frac{\sigma_j}{E_{jk}} - \frac{\sigma_{jk}}{E_{jk}} + \varepsilon_{jk} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

С учетом (7) условия (6) принимают вид

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^m \frac{\sigma_j}{E_{jk}} \bar{N}_{ji} S &= \sum_{j=1}^m \frac{\sigma_{jk-1}}{E_{jk}} \bar{N}_{ji} S - \sum_{j=1}^m \varepsilon_{jk-1} \bar{N}_{ji} S \\ \sum_{j=1}^m \frac{\sigma_j}{E_{jk}} \bar{N}_{ji} S &\leq \sum_{j=1}^m \frac{\sigma_{jk}}{E_{jk}} \bar{N}_{ji} S - \sum_{j=1}^m \varepsilon_{jk} \bar{N}_{ji} S + y_j \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

От условий (6) ограничения (8) отличаются лишь свободными членами (правой частью). Кроме этого вводятся ограничения на принадлежность каждого стержня к одному из линейных участков диаграммы, имеющие вид

$$\sigma_{jk-1} \leq \sigma_j \leq \sigma_{jk} \quad (9)$$

Далее решается задача оптимизации (4) второго шага с учетом ограничений (8), (9), а также дифференцированных значений E_j и находятся значения переменных $\sigma_j^{(k)}$ и $x_j^{(k)}$.

После этого уточняется принадлежность каждого стержня к той или иной линейной области работы и повторяется решение задачи (4) с учетом (8), (9). Итерационный процесс продолжается до тех пор, пока линейная область работы каждого стержня перестанет меняться.

Если для некоторых стержней значения σ_j окажутся равными напряжениям узловых точек диаграммы, то необходимо работу этих стержней перевести в смежную линейную область и решение задачи оптимизации в линейно-упругой постановке повторить.

Как показали численные исследования, достаточно выполнить 3-4 перерасчета (шага), чтобы точно установить область линейной работы каждого элемента и получить окончательное решение оптимизационной задачи.

Ж Коршун Л.И. Практический метод оптимизации ферменных конструкций. Республиканский межведомственный научно-технический сборник "Гидромелиорация и гидротехническое строительство", "Вища школа", Львов. 1976.

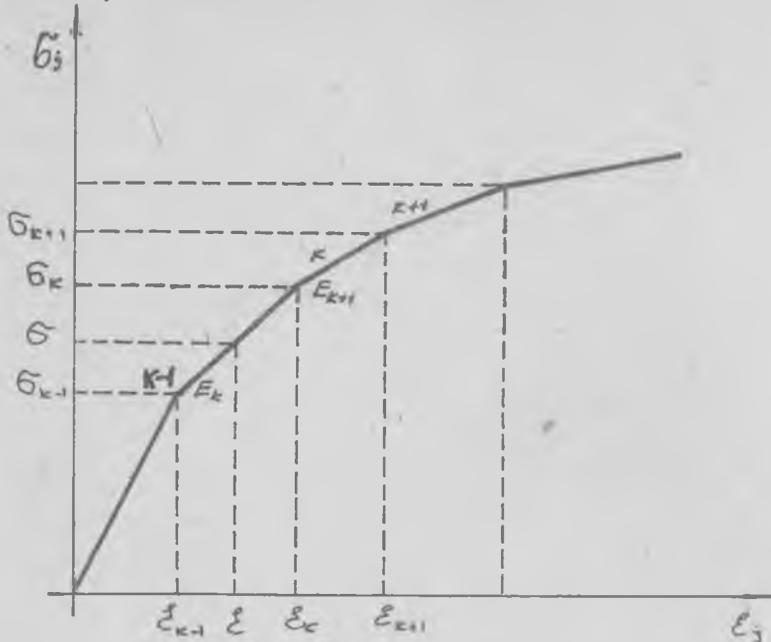


Рис. 1.

Николай Мурашко
Брестский инженерно-
строительный институт

РАСЧЕТ УЗЛОВ СТАЛЬНЫХ ТРУБЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ НА ОБОЛОЧКУ ЧЕРЕЗ ПАРНЫЕ ПОПЕРЕЧНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ВКЛЮЧЕНИЯ

В строительных металлических трубчатых конструкциях конструктивное решение большого числа узлов решается посредством поперечных элементов жесткости. Это Т-образные узлы примыкания трубчатых стоек, сплюснутых из плоскости фермы и узлы крепления связей к трубчатым поясам ферм, опорные столики для опирания прогонов покрытия, узлы крепления подвесного транспортного оборудования, лапчатые узлы крепления оттяжек и предварительно напряженных раскосов решетки мачтовых и башенных сооружений, узлы опирания трубопроводов и т.п.

В этом случае тонкостенные цилиндрические оболочки поясов стальных трубчатых конструкций испытывают локальное нагружение в месте контакта конструктивных элементов включения. Методика решения контактной задачи сопряжения цилиндрической упругой оболочки-трубы с кольцевым ребром изложена в статье [1]. В основу исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) Т-образного узла трубчатой фермы положена разработанная авторами методика на базе моментной технической теории упругих тонких оболочек [2].

В данной статье приводятся результаты исследования НДС цилиндрической оболочки-трубы при разных геометрических параметрах конструктивных элементов прикрепления.

По прежнему в качестве расчетной схемы принимается шарнирно-опертая по торцам замкнутая круговая цилиндрическая оболочка длиной l , радиусом кривизны ζ и толщиной стенки h (рис. 1). Толщина ребра считается пренебрежимо малой и поэтому передача нагрузки осуществляется через две боковые плоскости контакта по толщине оболочки на длине $2\varphi_0\zeta$.

Контактная нагрузка представляется в виде поперечных $Q_1(\varphi)$

и сдвигающих $S_1(\varphi)$ сил на единицу длины в функции центрального угла φ , положительные направления которых наряду с внутренними силовыми факторами показаны в продольном и кольцевом сечениях оболочки.

Неизвестные контактные нагрузки представлены в виде функциональных рядов при $|\varphi| \leq \varphi_0$: $Q_1(\varphi) = \sum_{k=0,1,2}^{\infty} A_k \varphi_k(\varphi)$ и $S_1(\varphi) = \sum_{k=0,1,2}^{\infty} B_k S_k(\varphi)$, где $\varphi_k(\varphi)$ и $S_k(\varphi)$ — некоторые линейно независимые системы функций, принимающие нулевые значения при $|\varphi| > |\varphi_0|$. С учетом замкнутости оболочки, симметрии $Q_1(\varphi)$ и косо́й симметрии $S_1(\varphi)$ можно эти нагрузки представить в обобщенном виде для любого угла φ [1]:

$$Q_1(\varphi) = \sum_{n=0,1,2}^{\infty} Q_{1n} \cos n\varphi; \quad S_1(\varphi) = \sum_{n=0,1,2}^{\infty} S_{1n} \sin n\varphi, \quad (1)$$

где $Q_{1n} = \sum_{k=0,1,2}^{\infty} A_k a_{kn}$; $S_{1n} = \sum_{k=0,1,2}^{\infty} B_k b_{kn}$; $a_{kn} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\varphi_0} \varphi_k(\varphi) \cos n\varphi d\varphi$;
 $b_{kn} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\varphi_0} S_k(\varphi) \sin n\varphi d\varphi$

Проектируя с двух плоскостей контакта ребра с оболочкой усилия $Q_1(\varphi)$ и $S_1(\varphi)$ на ось Z , найдем их равнодействующую радиальную силу:

$$P = 2\tau \int_{-\varphi_0}^{\varphi_0} [Q_1(\varphi) \cos \varphi + S_1(\varphi) \sin \varphi] d\varphi = 2\pi\tau (Q_{11} + S_{11}) \quad (2)$$

Интегрируя выражения, определяющие эпюры поперечной и сдвигающей контактной нагрузки в кольцевом сечении, найдем составляющие равнодействующей радиальной силы $P^Q + P^S = P$.

$$Q_1(\varphi) = A_0 + \sum_{k=2,4,6}^k \frac{A_{k+1}}{2} \cos \frac{k\pi\varphi}{2\varphi_0}; \quad S_1(\varphi) = B_0 \frac{\varphi}{\varphi_0} + \sum_{k=2,4,6}^k \frac{B_k}{2} \sin \frac{k\pi\varphi}{2\varphi_0} \quad (3)$$

Тогда

$$P^Q = 2\tau \left[\sin \varphi_0 + \sum_{k=2,4,6}^k \frac{A_{k+1} (-1)^{\frac{k-1}{2}} \frac{\pi k \varphi_0 \cos \varphi_0}{2}}{(\pi k / 2)^2 - \varphi_0^2} \right]; \quad (4)$$

$$P^S = 2\tau \left[B_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi_0 \right) + \sum_{k=2,4,6}^k \frac{B_k (-1)^{\frac{k}{2}} \frac{\pi k / 2 \cdot \varphi_0 \sin \varphi_0}{\varphi_0^2 - (\pi k / 2)^2} \right]$$

Итоговые результаты исследования напряженно-деформированного моментного состояния трубы пояса $\Phi 219 \times 5$ мм, нагруженной радиальной нагрузкой P при разных углах ее обхвата кольцевыми ребрами приведены в таблице I. Длина трубы принимается равной длине панели верхнего пояса трубчатой фермы $L = 3000$ мм, что превышает длину $2\tau\sqrt{2/k} = 42\sqrt{2/k}$, при которой теоретическая предпосылка об отсутствии влияния торцов оболочки на решение контактной задачи оказывается справедливой. Изгиб труб, как балки кольцевого сечения не рассматривается, то есть $W_z = 0$,

Таблица I

Угол об- вата	Нагрузка (кН)		Внутренние усилия										Коэффициент концентрации K _σ		Прогиб W _i (см)		
			M _i · 10 ⁻² (кН·м)					T _i (кН)									
			M ₁ ^a M ₁ ^s	M ₂ ^a M ₂ ^s	T ₁ ^a T ₁ ^s	T ₂ ^a T ₂ ^s	G ₁ S ₁	G ₂ S ₂	I ₁₅ I ₁₆	I ₁₇ I ₁₈							
290 рад	P ^a P ^s	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
0	46,25	46,25	16,5	16,5	16,5	16,5	-	-	-	-	-	-	-	0,5	0,5	-	-
π/3	62,32	59,23	8,49	8,55	8,18	8,20	-8,97	-9,07	-11,98	-11,66	89,89	0,222	17,5	0,4627	0,4627	17,5	17,5
	-3,09		0,06		0,02		-0,10		0,32					-0,0297	-0,0297	18,2	18,2
π/2	56,69	56,69	8,42	8,42	8,16	8,16	-8,87	-8,87	-11,74	-11,74	89,54	-	18,2	0,433	0,433	18,2	18,2
	74,80	66,14	5,57	5,67	5,15	5,21	-7,21	-7,36	-11,19	-10,13	39,50	0,501	10,3	0,391	0,391	10,3	10,3
2π/3	-8,66		0,10		0,06		-0,15		1,06					-0,0374	-0,0374	10,3	10,3
	64,77	64,77	5,45	5,45	5,08	5,08	-6,95	-6,95	-10,45	-10,45	38,66	-	10,3	0,3536	0,3536	10,3	10,3
π	80,49	68,74	15	3,88	3,66	3,52	-5,73	-5,62	-10,47	-8,03	23,19	-43,3	7,76	0,2931	0,2931	7,76	7,76
	-11,75		0,27		-0,14		0,11		2,44					-0,0431	-0,0431	7,76	7,76
3π/2	68,15	68,15	3,59	3,59	3,18	3,18	-4,72	-4,72	-8,72	-8,72	20,86	-	7,06	0,25	0,25	7,06	7,06
	15,76	70,85	3,26	1,81	2,86	2,03	-5,09	-5,45	-7,36	-6,42	10,16	-44,2	4,96	0,0769	0,0769	4,96	4,96
π/2	55,09		1,45		-0,8		-0,36		1,12					-0,0769	-0,0769	4,96	4,96
	26,86	70,07	1,63	1,27	1,39	1,21	-3,45	-5,28	-4,66	-5,99	4,994	-0,13	2,46	0,0317	0,0317	2,46	2,46
π/2	43,21		-1,4		-0,2		-1,83		-1,33					-0,0317	-0,0317	2,46	2,46

поскольку пояс трубчатой фермы, как правило, не работает на местный изгиб за счет уравнивания нагрузки P диаметрально противоположным давлением.

Ниже приводится моментное напряженное состояние пояса, полученное с учетом действительного закона распределения контактных нагрузок, выявленных по изложенной методике в предположении вмятия трубчатой стойки на величину толщины оболочки поясной трубы ($\theta_1 = 1$).

Следует отметить достаточно быструю сходимость решения в одних рядах для перемещений, когда оказалось достаточным не более 15 членов ряда. Сравнительно хорошая сходимость наблюдалась и при вычислении внутренних силовых факторов, так что при вычислении моментов удерживалось 50, а поперечных сил 25 членов ряда, в то время как решение задачи в двойных рядах даже при локальном нагружении оболочек требует значительно большего их числа.

На основе численных решений построены сравнительные эпюры контактных нагрузок Q_1 и S_1 , перемещений W , внутренних моментов M_1 и M_2 , а также цепных усилий T_1 и T_2 в кольцевом и продольном направлении оболочки при разных углах обхвата трубы кольцевыми ребрами ($\pi/3; \pi/2; 2\pi/3; \pi$). Некоторые из них представлены на рис. 2. Причем, с целью сравнения решений приводятся эпюры, полученные без учета сдвигающей составляющей контактной нагрузки (штриховые линии).

Как видно из эпюр, в сечении трубы под концом ребра наблюдается неравномерное распределение усилий с быстрым затуханием их в продольном и кольцевом направлениях по мере удаления от места приложения нагрузки. Что касается деформированного состояния, то затухание перемещений стенки оболочки весьма медленное.

Данные приведены для одного и того же значения $\theta_1 = 1$ в предположении отсутствия сдвига в шве соединения ребра с трубой. В последней строке таблицы для угла обхвата $2\varphi_0 = \pi$ приведены уточненные данные расчета.

Меридиональный и кольцевой изгибающие моменты оболочки при $\varphi_0 = 0$ определены по асимптотическому решению для сосредоточенной силы

$$M_1 = M_2 = \frac{1+\mu}{4\pi} P_2 \rho_n \rho, \quad (5)$$

где $\rho = \sqrt{\varphi^2 + \xi^2}$. Принимая при $\xi = 0$ $\varphi = 0,68k$, находим

$$\rho = \frac{0,68k}{2} = 0,0318 \text{ и затем величину усилий (табл. I).}$$

Как видно из таблиц, жесткость соединения оболочка-ребро растет по мере увеличения угла обхвата. При этом закономерно уменьшаются максимальные изгибающие моменты в трубе под концом ребра, а следовательно и напряжения.

При исследовании рассматривался также частный случай приложения радиальной сосредоточенной силы в середине пролета оболочки через так называемое "точечное" кольцевое ребро. В этом случае радиальное перемещение оболочки для любого ее сечения (с силой в начале координат) будет иметь вид

$$W(\gamma, \varphi) = P/\pi Z \sum_{j=1,2}^{\infty} \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{1}{n} \mathcal{F}_{jn}(\xi) \cos n\varphi \quad (6)$$

Когда $\xi = \varphi = 0$ получаем максимальный прогиб оболочки в точке приложения сосредоточенной силы:

$$W_{\max} = P/\pi Z \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{1}{n} \quad (7)$$

Реализовав решение на действие $P = 1 \text{ кгс} = 0,01 \text{ кН}$, величину прогиба $W = 1,08 \cdot 10^{-4} \text{ см}$.

Для сопоставления решений независимо от предыдущего, проведен расчет рассматриваемой трубы на действие сосредоточенной силы, приложенной через продольное "точечное" ребро. Максимальный прогиб в точке, определяемый по формуле $W_{\max} = \frac{2P}{\pi Z} \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{1}{n}$ оказался также равным $W = 1,08 \cdot 10^{-4} \text{ см}$. Следовательно, "сходимость" двух решений для сосредоточенной силы свидетельствует о правильности предлагаемого метода расчета. Что касается сходимости, то для определения радиальных перемещений по выше приведенным формулам достаточно удержать в решении не более 10 членов ряда.

При решении контактной задачи на действие продольного момента, передающегося через пару параллельных кольцевых ребер влиянием сдвигающих сил S при углах обхвата трубы $2\varphi \leq 2\pi/3$ можно пренебречь. Поэтому в решении задачи условие контакта с учетом кососимметричной передачи нагрузки через кольцевые ребра может быть записано в следующем виде:

$$\sum_{j=1,2}^{\infty} \sum_{k=1,2}^{\infty} \sum_{n=1,2}^{\infty} A_k \alpha_{kn} \frac{1}{n} [\mathcal{F}_{jn}(\varphi) - \mathcal{F}_{jn}(2\varphi)] \cos n\varphi + \sum_{k=1,2}^{\infty} A_k \omega_{kn}(\varphi), \quad (8)$$

где $\omega_{jk}(\varphi)$ — прогиб кольцевых ребер, вычисленный для криволинейного консольного стержня длиной $\varphi_0 z$ при действии на него реактивных усилий контактной нагрузки $2 Q_k(\varphi)$ и учитывающий их податливость. Из решения дифференциального уравнения кривого бруса постоянной жесткости найдены выражения прогибов от компонентов контактной нагрузки $Q_k(\varphi)$:

$$\omega_{10}(\varphi) = z^4/EJ \{ (1 - \cos \varphi) + 1/2 [\varphi \sin(\varphi_0 - \varphi) - \sin \varphi_0 \sin \varphi] \};$$

$$\omega_{jn}(\varphi) = \frac{z^4}{EJ} \left\{ \frac{\cos \frac{kx}{2\varphi_0} - \cos \varphi}{\left[\left(\frac{kx}{2\varphi_0} \right)^2 - 1 \right]^2} + \frac{1}{2} \frac{\frac{kx}{2\varphi_0}}{\left[\left(\frac{kx}{2\varphi_0} \right)^2 - 1 \right]} (-1)^{\frac{k-1}{2}} \left[\varphi \cos(\varphi_0 - \varphi) - \sin \varphi_0 \cos \varphi \right] \right\} \quad (9)$$

Здесь, при определении жесткости сечения кольцевых ребер, их момент инерции принимался с учетом совместной работы с цилиндрической оболочкой в предположении недеформируемости сварного шва соединения, так что $J_p = \delta_2 h \varphi / 3$.

Решив контактную задачу методом коллокаций и вычислив коэффициенты A_k , определим НДС трубы от радиальной составляющей контактной нагрузки $Q_k(\varphi)$. В этом случае функции $F_{jn}(\xi)$; $F_{jn}^*(\xi)$; $F_{jn}^{**}(\xi)$; $M_{jn}(\xi)$; $M_{jn}^*(\xi)$; $T_{jn}(\xi)$; $T_{jn}^*(\xi)$ вычисляются для кососимметричной передачи нагрузки на оболочку через кольцевые парные элементы жесткости.

Численное исследование оболочки на кососимметричное нагружение при углах обхвата ее параллельными кольцевыми ребрами $2\varphi_0 = \sqrt{2}/2$; $2\sqrt{2}/3$ и относительном расстоянии между ними $2\xi_0 = 2,2$; $6,6$ (рис. 1), позволило определить несущую способность трубы и коэффициенты концентрации контактной нагрузки $K_p = \frac{2Q_k h}{p}$, как для абсолютно жесткого ребра, так и с учетом их податливости (табл. 2). При указанных параметрах варьировались также размеры кольцевых ребер постоянной жесткости, которые принимались $h_p = 240$; 120 мм, а толщина $\delta_2 = 12$ мм.

Расчетом установлено, что несущая способность оболочки закономерно возрастает с увеличением относительного расстояния между ребрами $2\xi_0$ и с увеличением $2\varphi_0$. При этом пики контактных нагрузок резко затухают.

Анализ полученных результатов (табл. 2) показал, что влияние податливости кольцевых ребер постоянной жесткости при их высоте не менее радиуса оболочки незначительное, то есть ребро конечной жесткости при $h_p \geq z$ можно принимать в решении

Таблица 2

Относительная длина между ребрами $2a/l_2$	Угол обхвата (рад)	Размеры кольцевых ребер (мм)	Коэффициенты контактной нагрузки					Нагрузка $P_{(xH)}; M_{(xH)}$	Посл. теор. коэффициент	Прогноз под кон-том ребра	
			A_0	A_1	A_2	A_3	A_4				
I	24°	r_0	4	5	6	7	8	M	II	W (см)	
	2	3	28973	-33623	12936	-8579	4532	9	10	12	
2,2	$30/2$	абсолютно жесткое	18416	-20081	6920	-4176	2132	591,36	143,11	7,19	0,3536
			240	-19965	6893	-4152	2111	590,79	142,97	7,15	
	$26/3$	абсолютно жесткое	18050	-19576	6775	-4087	2072	588,81	142,49	7,07	0
			120	-14964	5308	-3265	1608	216,57	157,23	10,2	
6,6	$30/2$	абсолютно жесткое	7637	-8218	2960	-1796	918	252,65	183,42	6,98	0
			240	-8205	2956	-1793	917	252,54	183,34	6,96	
	$26/3$	абсолютно жесткое	7560	-8122	2929	-1776	908	251,81	182,81	6,92	0
			120	-8122	2929	-1776	908	251,81	182,81	6,92	

контактной задачи абсолютно жестким. В этом случае погрешность по несущей способности узла составляет меньше 1%.

Учет толщины ребра.

Так как толщина кольцевых ребер δ_2 в решении не учитывалась, то для уточнения несущей способности трубы проведен анализ эпюр напряжений в продольном направлении оболочки для случая передачи нагрузки через поперечные элементы с углами обхвата $2\varphi_0 = 2\pi/3$ и $2\varphi_0 = \pi$.

Исследование показало, что на расстоянии пяти толщин стенки трубы напряжения в ней незначительны. Обозначив это расстояние через $X_0 = 5h$, найдем коэффициент снижения концентрации напряжений при учете толщины кольцевого ребра:

$$\chi_K = (5h - 0,5\delta_2')/5h = 1 - \delta_2'/10h = 1 - \delta_2'/2X_0, \quad (10)$$

где δ_2' — толщина ребра и двух сварных швов. При параметрах рассматриваемой трубы $\varnothing 219 \times 5$ мм и вводимых обозначений $z/h = 22$, выражение (10) можно записать в виде $\chi_K = 1 - 2,2\delta_2'/z$. Следует отметить, что исследование затухания моментного состояния в виде краевого эффекта, который присущ локальным напряжениям, по С.П.Тимошенко [3] дало возможность определить нулевую точку. При этом $X_0 \approx 0,61\sqrt{zh}$. Покажем также на примере кольцевого ребра возможность перехода от базисной оболочки с учетом толщины ребер к произвольной оболочке. Если X_0 — нулевая моментная точка базисной оболочки, то для произвольной оболочки будем иметь:

$$X_0^* = \frac{1}{\Pi} \frac{z^*}{z} X_0 = \sqrt{z^*/h^*} / \sqrt{zh} \cdot X_0 \quad (11)$$

Тогда поправка на толщину ребра запишется:

$$\chi_K^* = 1 - \delta_2'/2X_0^* = 1 - \sqrt{zh}/z^*h^* \cdot \delta_2'/2X_0 = 1 - \delta_2'/10\Pi h^* \quad (12)$$

Так как $\Pi = \sqrt{z^*/h^*} \cdot 1/22 = 1/4,69 \cdot \sqrt{z^*/h^*}$, то $\chi_K^* = 1 - \frac{\delta_2'}{2\sqrt{z^*h^*}} = 1 - \frac{\delta_2'}{2\omega^{1/2}h^*}$. Опуская звездочку, получим выражение поправки на толщину кольцевого элемента жесткости произвольной оболочки:

$$\chi_K = 1 - \delta_2'/2\omega^{1/2}h \quad (13)$$

Разделив значения P (табл. I) на $\chi_K < 1$, найдем величину несущей способности трубы.

Следует отметить, что решение контактной задачи было выполнено с 5-ю коэффициентами нагрузки как радиального, так и

тангенциального направлений ($K=4$), что предопределило выбор системы 10 линейных уравнений совместности перемещений

$$\sum_{j=1,2} \sum_{k=0,1,2} \sum_{n=0,1,2} A_k a_{kn} a_{kn} F_{jn}(0) + \sum_{j=1,2} \sum_{k=0,1,2} \sum_{n=0,1,2} B_k a_{kn} b_{kn} F_{jn}(0) - \theta_1 h a_{01} = 0; \quad (14)$$

$$\sum_{j=1,2} \sum_{k=0,1,2} \sum_{n=0,1,2} A_k a_{kn} a_{kn} F_{jn}^*(0) + \sum_{j=1,2} \sum_{k=0,1,2} \sum_{n=0,1,2} B_k a_{kn} b_{kn} F_{jn}^*(0) + \theta_2 h a_{01} = 0;$$

где A_{kn} принимается по формулам:

$$A_{kn} = \frac{2 (-1)^n \cos n\varphi}{\pi n \frac{\pi(2k-1)}{2n\varphi}}; \quad b_{kn} = \frac{2 (-1)^k \sin n\varphi}{\pi k \frac{\pi k}{\pi k} - \frac{\pi k}{\pi \varphi}} \quad (15)$$

Условие контакта решалось также методом коллокаций, выбирая точки контакта на длине дуги ребра $\pm \varphi_1 z$ в соответствии с числом коэффициентов контактной нагрузки.

Таким образом порядок системы определяется количеством искомых A_k и B_k . Величины коэффициентов контактной нагрузки при разных углах обхвата оболочки кольцевыми ребрами приводятся в таблице 3.

Таблица 3

Угол обхвата $2\varphi_0$ рад.	Коэффициенты контактной нагрузки					Примечание	
	A_0	A_1	A_2	A_3	A_4		
	B_0	B_1	B_2	B_3	B_4		
I	2	3	4	5	6	7	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	
$\pi/3$	8989	-III39	3962	-2547	I49I	с учетом S_1	
	22,2	-83,6	38,4	-26,0	II,4		
	8954	-III35	3945	-25I3	I448	без уч. S_1	
$\pi/2$	3956	-4560	I649	-I0I5	50I	с учетом S_1	
	50, I	-I96,8	89,4	-62,8	29,3		
	3866	-454I	I6I0	-990	488	без уч. S_1	
$2\pi/3$	23I9	-2477	880	-507,3	234	с учетом S_1	
	-4327	2877	-I692	I346	-63I,7		
	2086	-225I	809	-49I	25I	без уч. S_1	
$\pi/2$	$\frac{W_p=0}{G_w} = \infty$	I0I6	-I200	369,3	-I65,8	30,07	с учетом S_1
	$\frac{W_p \neq 0}{G_w} = \frac{E}{6}$	-4420	3234	-I973	I652	-834,9	
	$\frac{W_p \neq 0}{G_w} = \frac{E}{6}$	499,4	-476	I28,6	-77,2	36,36	
	$\frac{W_p \neq 0}{G_w} = \frac{E}{6}$	-I3,27	264,7	-88,22	47,63	-I7,59	

ЛИТЕРАТУРА

1. Ю.В.Соболев, Н.Н.Мурашко. Теоретическое исследование бесфасонного Т-образного узла трубчатой фермы. Изв. вузов, "Строительство и архитектура", №2, 1976.
2. В.З.Власов. Общая теория оболочек. Гостехиздат, 1949.
3. С.П.Тимошенко, С.Войновский-Кригер. Пластинки и оболочки. Госфизматиздат, М., 1963, 635 с.

Николай Мурашко
Брестский инженерно-
строительный институт
Юрий Соболев, Светлана Ращепкина
Московский инженерно-
строительный институт
Веслав Нурек, Веслава Банахевич
Льблинский политехнический
институт

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ТОНКОСТЕННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СИЛОСОВ

I. Общая часть

Металлические цилиндрические силосы находят все более широкое применение во всех передовых странах, в том числе в СССР и ПНР. Металлические силосы по конструктивным особенностям решения стенки можно разделить на бескаркасные, панельно-каркасные, мембранно-каркасные и спирально-навивные. Бескаркасные, в свою очередь, делятся на панельные и рулонизируемые.

Панельные силосы собираются из отдельных гладких или рулонизируемых листов на болтах или сварке. Стенки силосов, собираемых из колец, как правило имеют различную толщину листов панелей в зависимости от номера кольца по высоте сооружения. Стенка рулонизируемого силоса представляет собой цилиндрическую оболочку постоянного или переменного по высоте сечения. Рулонизируемое полотнище состоит из отдельных листов, соединенных между собой на сварке.

Из-за гладких стенок бескаркасные силосы являются наиболее простыми в изготовлении и при монтаже, хотя для увеличения жесткости к стенкам могут прикрепляться стойки из гнутых профилей.

Таким образом, основным по массе элементом (75-80% от общего расхода металла) таких силосов является их стенка. Одним из главных недостатков гладких стенок представляется их сравнительно высокая металлоемкость, вызванная малой устойчи-

востью 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.

В целях снижения металлоемкости рассматриваемых конструкций цилиндрические стенки подкрепляются системой ребер в кольцевом и продольных направлениях, либо по винтовой линии. 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, угловое или зетовое). При этом ребра могут прикрепляться к стенке с помощью сварки, пайки, болтов или образовываться путем вальцовки или дутья*. Большое разнообразие конструктивных решений стенок металлических силосов с ребрами свидетельствует об отсутствии в настоящее время четких нормативных указаний по вопросу оптимального проектирования таких стенок в виде ортотропных цилиндрических оболочек. Анализ 55 патентов разных стран (Польша, СССР, Франция, Великобритания, Австрия, Швейцария и ФРГ), зарегистрированных с 1965 года, показал в то же время явную недостаточность конструктивных работ тонкостенных металлических силосов с усилением стенок ребрами.

В Советском Союзе признано целесообразным массовое строительство спирально-навивных силосов из стальных или алюминиевых лент толщиной 2-4 мм и шириной 495 мм, непрерывно навиваемой по спирали и соединяемой по винтовой линии с образованием фальцевых ребер высотой около 40 мм. В результате из-за малого уклона (около 1°) фальцевые ребра могут рассматриваться в качестве кольцевых ребер слоистой структуры с весьма малым шагом - порядка 360-370 мм. Специфика конструктивного решения заключается в том, что указанные ребра не только повышают жесткость стенки тонкой цилиндрической оболочки (отношение толщины к радиусу оболочки $t/r < 1/1000$) на растяжение, сжатие и из-

* Изготовление и монтаж металлических силосов, подкрепленных объемными дутыми ребрами можно вести индустриальным методом

гиб в кольцевом направлении, но одновременно снижают жесткость вдоль образующей (в вертикальном направлении); малый шаг ребер вызывает возмущение безмоментного напряженного состояния с появлением существенных продольных изгибающих моментов, не имеющих характера затухания краевого эффекта. Из-за недостаточной жесткости стенки в вертикальном направлении внутри оболочки размещаются с определенным шагом вертикальные ребра, часть из которых не доводятся до верхней кромки стенки. Принципиальное конструктивное решение спирально-навивного металлического силоса и фальцевых ребер приведено на рис. 1. Таким образом, возникает вопрос, за счет чего повышается тонкостенность конструкции спирально-навивного силоса по сравнению с гладкостенным? Представляется, что за счет фальцев металлоемкость конструкции должна повыситься на 10-15% и кроме того ухудшается работа стенки при действии вертикальной нагрузки с точки зрения прочности и деформативности.

В действительности толщина стенки цилиндрической оболочки силоса определяется не из соображений прочности, а ее устойчивости главным образом от действия вертикальной сжимающей нагрузки. Поэтому эффективность конструктивного решения стенки силоса определяется тем, насколько возросло критическое напряжение стенки по сравнению с обычным инженерным решением в виде гладкой цилиндрической оболочки.

2. Оценка устойчивости стенки спирально-навивного силоса.

В нормах на проектирование стальных конструкций [1] критические напряжения осевого сжатия гладких цилиндрических оболочек определяются по формуле

$$\sigma_{кр1} = c E t / r, \quad (1)$$

где E - модуль упругости материала оболочки;

t и r - толщина и радиус стенки;

c - коэффициент, принимаемый по табл. 31 [1] или вычисляемый с достаточной степенью точности из выражения

$$c = 1,24 (t/r)^{3/8} \quad (2)$$

При этом по высоте стенки в момент потери ее устойчивости будет наблюдаться волнообразование с расстоянием между точками перегиба l_0 :

$$l_0 = \sqrt{12} \sqrt{r t} \quad (3)$$

Таким образом кольцевые ребра должны повысить критическое напряжение осевого сжатия цилиндрической оболочки благодаря двум обстоятельствам:

1. за счет уменьшения начальных погибей стенки при бандажировании оболочки кольцевыми ребрами;
2. внесением помехи в волнообразование, соответствующее минимальному значению критического напряжения, из-за заземляющего влияния ребер.

Рассматривая стенку ортотропную оболочку с приведенной толщиной в кольцевом направлении

$$t = \left(\frac{12J}{B} \right)^{1/3}, \quad (4)$$

где B - шаг фальцевых ребер;

J - момент инерции фальцевого ребра относительно вертикальной нейтральной оси, который может быть принят равным:

$$J = 0,09 B b^2 t^3 \quad \text{— для двойного стоячего фальца (рис. I, б);}$$

$$J = 0,13 B b^2 t^3 \quad \text{— для фальца с нащельником (рис. I, в);}$$

b - высота фальцевого ребра.

При этом с учетом $b = 10t$ из выражения (4) получим соответствующие значения приведенной толщины $\bar{t} = 4,7t$ и $\bar{t} = 5,1t$.

Тогда коэффициент C (2), учитывающий влияние гибкости оболочки должен быть заменен на коэффициент

$$\bar{C} = 1,24 (\bar{t}/t)^{3/8} = C (\bar{t}/t)^{3/8} \approx 1,8C \quad (5)$$

С учетом заземляющего влияния фальцевых ребер продольное критическое напряжение будет определяться из выражения [2]

$$\sigma_{кр} = \frac{D\lambda^2}{t} + \frac{E}{z^2\lambda^2} + \frac{K_0}{\lambda^2 t}, \quad (6)$$

где $D = \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)}$; $\nu = 0,3$; $\lambda = \pi/l_0$; $K \geq 0$.

Установлено [3], что при отсутствии поворота фальцевых ребер расстояние между нулевыми моментными точками в пределах ширины ленты равно $l_0 = B/3$. Однако с учетом несовершенства конструктивной системы в запас устойчивости примем $l_0 = B/2$.

Тогда дополнительное повышение критического напряжения может быть оценено параметром

$$\beta = 6 \frac{z t}{B^2} + \frac{B^2}{24 z t}, \quad (7)$$

средняя величина которого может быть принята равной $\beta = 1,35$.

Итак, за счет фальцевых ребер устойчивость стенки спирально-навивного силоса может возрасти в $1,8 \times 1,35 = 2,4$ раза. Мож-

но показать [4], что критическое напряжение спирально-навивного силоса в кольцевом направлении возрастает в $(t/t_0)^{3/2} \approx 3,2$ раза по сравнению с гладкостенным

$$\sigma_{кр} = 0,55 \cdot E \cdot \frac{1}{H} \left(\frac{t}{t_0} \right)^{3/2} \quad (8)$$

В результате эквивалентная по устойчивости толщина стенки спирально-навивного металлического силоса может быть принята в продольном направлении в $2,4^{8/11} = 1,88$ раза, а в кольцевом - в $3,2^{2/3} = 2,16$ раза более тонкой, чем в случае гладкостенного силоса.

Практически (из-за градаций толщин листов) спирально-навивной силос может оказаться в 1,5-1,7 раза более тонкостенным, чем силос с гладкими стенками, за счет чего в целом на силос может быть снижен расход стали на 18-24%. Однако на практике заметные экономические и технологические преимущества строительства спирально-навивных силосов не находят должного воплощения из-за низкого качества изготовления конструкций.

3. Обследование металлических силосов

Натурные обследования построенных в СССР металлических силосов, возведенных методом навивки, показали, что основным дефектом в их конструкции является наличие необжатых фальцевых швов, имеющих пустоты и трещины, появившиеся в результате применения стальных лент повышенной твердости и отсутствия надлежащего контроля за работой навивочной машины. Установлено также, что коррозионная устойчивость стальных стенок силосов, особенно фальцованных швов конструкций, в настоящее время в той мере не обеспечивается. Например, натурные обследования состояния защитного лакокрасочного покрытия наружной поверхности металлического силоса элеватора в г.Клин, выполненное ЦНИИПроектстальконструкцией, показали, что к моменту осмотра, после 10 месяцев эксплуатации, в местах соединения листов лакокрасочное покрытие отслоилось и наблюдалась интенсивная коррозия основного металла [5]. Это связано с тем, что несмотря на имеющийся уклон в фальцах задерживается влага атмосферных осадков. Скорость коррозии под фазовой пленкой влаги, толщиной 1 мм составляет 0,15 мм/год. Учитывая, что толщина стенок силоса составляет не более 4 мм, то коррозия металла в местах соединения лент является особенно опасной.

Проведенные институтом ЦНИИПромзернопроект испытания фрагментов фальцевых швов и спирально-навивных силосов показали, что их стены обладают повышенной деформативностью, которая в сочетании с выявленными отклонениями формы силосов и неравномерной жесткостью фундаментов приводит к перераспределению усилий и может существенно отразиться на работе оболочки. В этих условиях внутренние вертикальные стойки силосов являются концентраторами напряжений, что может способствовать потере устойчивости листа между швами в зоне над стойками.

Низкое качество строительства опытных образцов спирально-навивного силоса не позволило до последнего времени в полной мере оценить надежность и прочностные свойства рассматриваемых сооружений листовых конструкций и организовать дальнейшее проектирование и широкое строительство металлических силосов. Тем не менее были высказаны ряд рекомендаций, важнейшими из которых являются следующие:

- в качестве материала лент следует применять стали с повышенной пластичностью, достигаемой специальными металлургическими обработками;
- целесообразно отказаться от установки вертикальных стоек в силосах, возводимых методом навивки, для чего увеличить до полутора раз толщину нижней части оболочки (4-7 мм);
- изменить конструкцию фундаментов с целью обеспечения равномерной передачи вертикальных усилий от оболочки;
- обеспечить коррозиестойкость металлических силосов, для чего наряду с использованием ленты из алюминиевых сплавов использовать защитные покрытия типа комбинированное эпоксидное с верхним фторлоновым слоем, эпоксидная эмаль ЭП-7105, металлизационные покрытия с нанесением на защищаемую поверхность (особенно тщательно в зонах швов как в построечных условиях, так и на заводе при изготовлении рулонной ленты) слоя цинка или алюминия с помощью электродуговых металлизаторов.

Важнейшей рекомендацией является повышение качества изготовления фальцевых швов. Плохо 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 спирально-

навивного силоса перестали удовлетворять даже условию ее герметичности. Поэтому в последнее время плотности (герметичности) фальцевого стыка и способам его усиления уделяется особое внимание.

Одним из мероприятий по повышению плотности фальцевого стыка является введение дополнительных прутковых элементов (с небольшим предварительным напряжением), располагаемых на наружной стороне стенки и примыкающих с одной или с двух сторон фальца (возможно и внутри фальцевого стыка) [6]. Диаметр уплотняющего элемента принимается в 2-3 раза больше, чем толщина ленты, и он способен воспрепятствовать разуплотнению фальца и повысить его жесткость при угловой деформации, за счет чего уменьшается свободная длина обечайки - l_0 и тем самым возрастает устойчивость оболочки силоса. Расчеты устойчивости стенки с усиленными фальцевыми стыками показали возможность существенного улучшения работы спирально-навивного силоса в целом.

4. Экспериментальные исследования металлических силосов.

Для изучения работы фальцевого стыка и характера потери устойчивости спирально-навивного силоса в лаборатории Саратовского политехнического института были проведены модельные испытания четырех образцов, моделирующих в масштабе 1:10 крупногабаритный металлический силос высотой 18 м и диаметром 2,4 м. Модели были изготовлены из латунного листа толщиной 0,3 мм, фальцевые стыки выполнялись без усиления и с усилением навивкой проволоки вплотную с двух сторон фальца. Нагружение оболочек моделей осуществлялось приложением по торцам равномерно распределенного продольного давления, а заполнителем внутреннего пространства являлся песок.

Вертикальные и горизонтальные перемещения характерных точек оболочки замерялись с помощью индикаторов часового типа, а относительные деформации - с помощью проволочных тензодатчиков, которые располагались в середине обечайки, около фальцев и на фальцах. Измерения деформаций производились прибором ЦТМ-5.

В результате модельного испытания установлено, что усиленные фальцевые стыки имеют тенденцию к разуплотнению, в то время как усиленный фалец выполнял роль кольцевого ребра вплоть до потери устойчивости оболочки, что видно и на фото

(рис. 2 а,б). За счет этого уже в начальной стадии нагружения жесткость оболочки с усиленными фальцами по сравнению с оболочкой без усиления возросла на 20-25 %. Сопоставление результатов эксперимента по продольным деформациям оболочки спирально-навивного типа с усиленными и неусиленными фальцами приведено на графиках рис. 3 и 4 соответственно для случая пустой емкости и заполненной сыпучим материалом (песком). Как видно из графиков, влияние усиления фальцев методом навивки усиливающих элементов является существенным, позволяя принципиально решить вопрос герметичности и жесткости стыков. Несущая способность модели с усиленными фальцами по сравнению с оболочкой без усиления возросла в 1,2-1,4 раза, что согласуется с теоретическим представлением о соотношении критических нагрузок, вызывающих потерю устойчивости стенки.

Таким образом частое расположение достаточно жестких кольцевых ребер положительно сказывается на несущей способности оболочки металлического силоса, испытывающего сжатие в продольном направлении. Очевидно, что еще больший эффект следует ожидать от продольно поставленных ребер-стрингеров. При весьма редкой расстановки вертикальных ребер, когда возможность перехода к расчету ортотропной оболочки путем "размазывания" исключена, рассматриваемая задача представляет собой большие трудности для теоретического решения. Поэтому в настоящее время эту задачу пытаются решить экспериментальным путем на цилиндрических оболочках, подкрепленных ребрами. Однако поступающая информация об этих экспериментах затрагивает частные вопросы, что затрудняет разработку обобщенной методики расчета тонкостенных металлических емкостей в виде цилиндрических оболочек [7,8,9,10].

В целях ликвидации указанного пробела в Люблинском НИ была разработана многоэтапная экспериментальная программа исследований несущей способности цилиндрических оболочек с продольными ребрами, моделирующих конструкции легких силосов для сыпучих материалов, широко используемых в сельском хозяйстве ПНР. Ставилась задача по выявлению оптимального числа подкрепляющих ребер, а также влияния формы их поперечного сечения. В настоящее время испытано 42 цилиндрические модели, выполненные из латунного и стального листа разной толщины. Испытывались

как гладкие образцы, так и образцы подкрепленные продольными внутренними ребрами. Ребра, поставленные внутри и прикрепляемые к обшивке с помощью клеболтового или паяного соединения, отличаются друг от друга не только размерами, но и формой поперечного сечения. Диаметр и высота цилиндрических оболочек принимались равными соответственно 40 и 60 см, число продольных ребер принималось 6 и 8 штук. Для выявления совместной работы ребра и обшивки на одной из моделей было установлено 45 тензодатчиков (30 – на ребре и 15 – на обшивке); еще на одной из моделей были размещены 98 тензодатчиков, в том числе 14 – на ребре (расстояние между датчиками 20 мм) и 84 – на обшивке в продольном и кольцевом направлениях по осям смежных ребер и между ними на равных расстояниях 104,7 мм по дуге окружности.

Нагружение моделей осуществлялось с помощью гидравлического пресса типа П-250 в продольном направлении и давлением сыпучего материала изнутри – в радиальном направлении. При этом было предусмотрено большое разнообразие деформированного состояния моделей:

- осевое сжатие одного ребра с фрагментом обшивки;
- изгиб ребра с некоторым участком вовлекаемой в работу обшивки;
- внутреннее давление сыпучего заполнения на обшивку;
- осевое сжатие всех ребер.

С целью выявления оптимальных размеров сечения ребер жесткости было испытано 5 типов моделей общим числом в 25 образцов. Их характерным отличием было процентное отношение площади ребер (A_s) к площади поперечного сечения оболочки (A_0) – соответственно 10, 20, 30, 40 и 50 %. При осевом сжатии модели с помощью гидравлического пресса регистрировалась величина критической нагрузки в зависимости от относительной площади поперечного сечения ребер. Усредненный график этой зависимости представлен на Рис. 5.

На основе результатов выполненных экспериментальных исследований и проведенных расчетов на ЭВМ были запроектированы и построены два головных образца металлических силосов объемом 240 и 150 м³. Обшивка этих емкостей выполнена из оцинкованной листовой стали толщиной 1 мм, а пирамидальные воронки – тол-

щиной 4 мм. Обшивка подкреплена стрингерами зетобразного профиля. Соединения выполнены на болтах М8 и на клею. Поддерживающий опорный каркас силоса состоит из стоек коробчатого сечения из двух швеллеров С 140. Указанные опытные образцы были подвергнуты всесторонним исследованиям, во время которых проводились замеры деформаций конструктивных элементов, обшивки, вертикальных ребер, нижнего опорного кольца и поддерживающих стоек с помощью 109 тензодатчиков и десяти механических тензосметров. Явления при этом кольцевые и продольные напряжения в обшивке представлены на рис. 6.

В результате модельных и натуральных экспериментальных исследований были сформулированы следующие выводы:

- для емкостей цилиндрической формы с соотношением размеров $\frac{D}{t} = 1-1,5$ и гибкостью стенки (обшивки) $\frac{z}{t} = 2000-3000$ оптимальным видом подкрепления оболочек являются вертикальные ребра в количестве 6-8 штук;
- площадь поперечного сечения ребер не должна превышать 30% от общей площади поперечного сечения оболочки, а их шаг - не превышать 3000 толщина листа стенки (обшивки);
- осевое сжатие на 85% воспринимается ребрами, а внутреннее давление в основном воспринимает обшивка;
- совместная работа ребер и обшивки определяется главным образом способом соединения этих элементов (при соединении сваркой и пайкой достигается максимальный эффект).

Литература

1. СНиП П-23-84*. Нормы проектирования. Стальные конструкции. М., Госстрой СССР, 1987. 24с.
2. Гольденберг Л.И. Устойчивость круговых цилиндрических оболочек силосов. Строительная механика и расчет сооружений. М., 1985, №1, с.60-64.
3. Расщепкина С.А. К расчету оболочек металлических спирально-навивных силосов. М. ВНИИТИ, деп. № 6868-1387, 1987, с.61-68.
4. Лессиг Е.Н., Лилеев А.Ф., Соколов А.Г. Листовые металлические конструкции. Стройиздат, М., 1970, 487 с.

5. Волкова Т.С. Рекомендации по защите от коррозии металлоконструкций зданий и сооружений сельскохозяйственного назначения. Заключительный отчет. № гос.регистрации 81080159, ЦНИИПСК, М., 1980, 232с.

6. Соболев Ю.З., Ращепкина С.А., Денисова А.П. Металлические силосы. Современное состояние и опыт строительства. Учебное пособие. СНИ. Саратов, 1988, 52с.

7. Амиро Н.А., Заруцкий В.А., Поляков П.С. Ребристые цилиндрические оболочки. Наукова думка, Киев, 1973.

8. Тишаев С.А. Устойчивость подкрепленных оболочек. Стройиздат, М., 1974.

9. Budiansky B. Compressive buckling of simply supported plates with transverse stiffeners. NASA T.M.X-1004, 1974.

10. Card W.F. Preliminary results of compression tests on cylinders with eccentric longitudinal stiffeners. NASA T.M.X-1004, 1974.

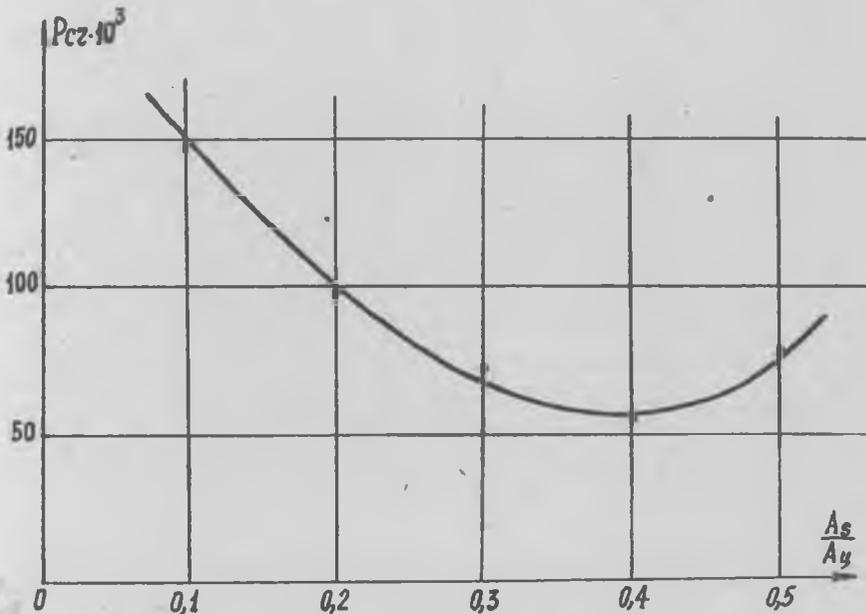


Рис. 5. График экспериментальной зависимости критической нагрузки (Н) от относительной площади поперечного сечения ребер

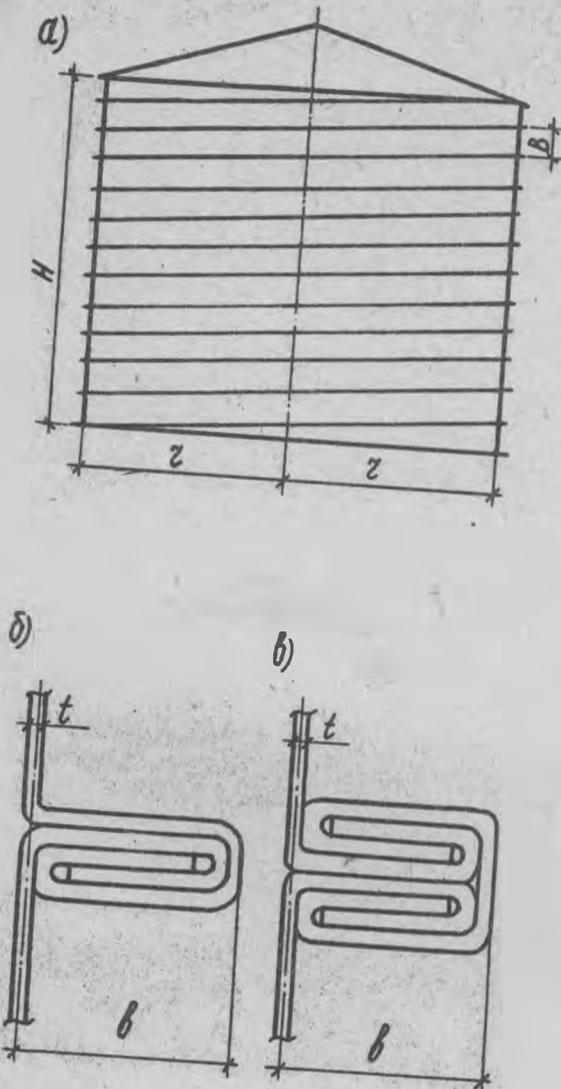


Рис. 1. Спирально-навивной силос

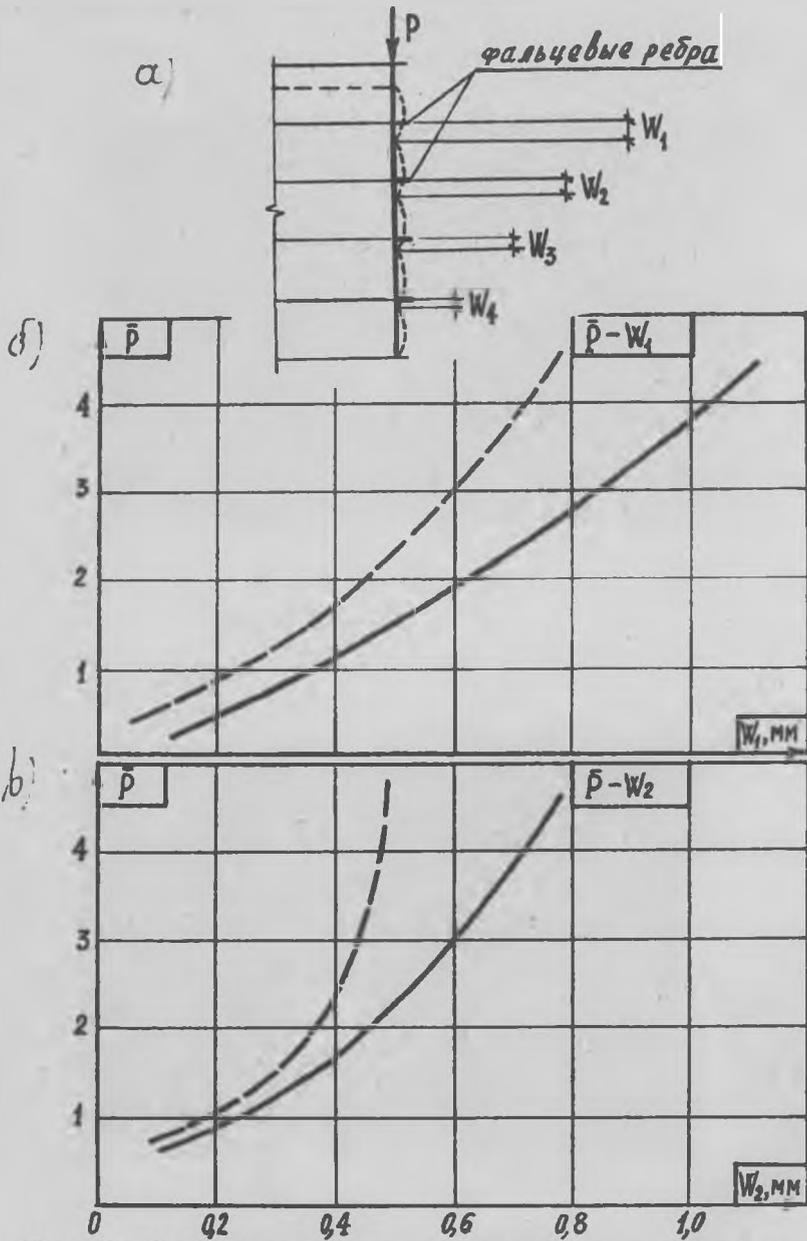
а)



б)



Рис. 2. Фрагменты модельных испытаний стыков силосов:
а) разуплотнение неусиленного фальцевого ребра;
б) усиленное фальцевое ребро



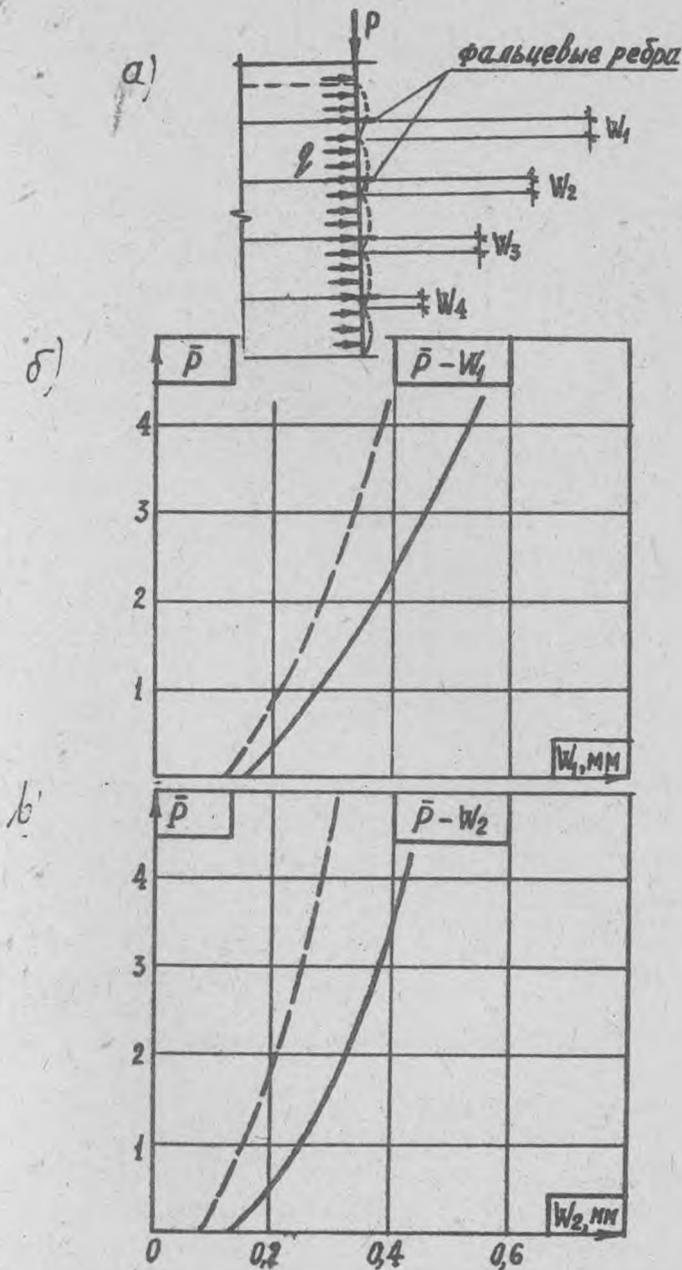


Рис. 4. Экспериментальные данные продольных деформаций оболочки, заполненной песком:

- при неусиленных фальцах;
 - - - со специальным усилением

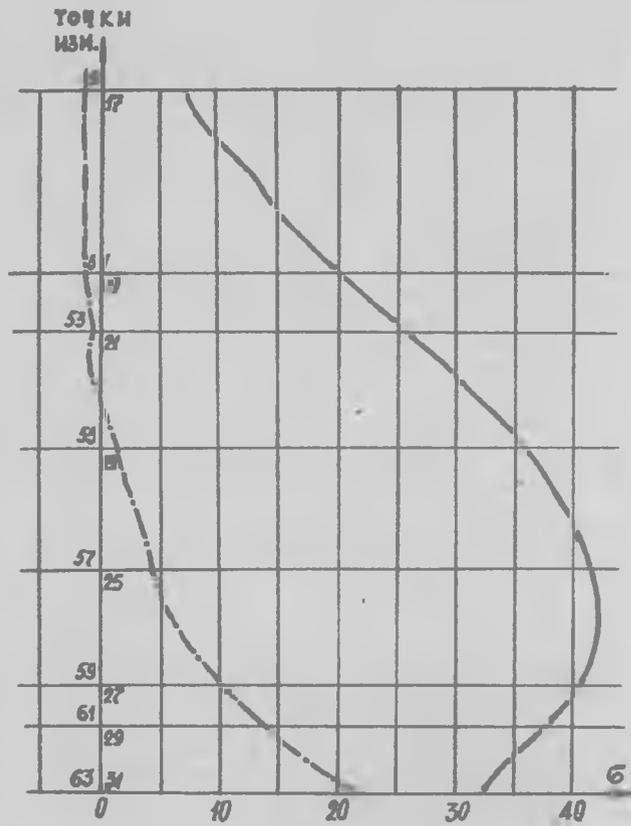


Рис. 6. Кольцевые и продольные напряжения (МПа) в обшивке оболочки:

————— в кольцевом направлении;
 - - - - - в продольном направлении

Анатолий Мухин, Вячеслав Черноиван
Брестский инженерно-
строительный институт

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ТИПА "САНДВИЧ" В УЗЛАХ ИХ КРЕПЛЕНИЯ

Легкие бескаркасные панели типа "сэндвич" с металлическими обшивками широко применяются в качестве стенового ограждения. Однако следует отметить, что в СССР действительная работа таких конструкций изучена не в полном объеме.

В частности, особенности действительной работы узлов крепления стеновых панелей типа "сэндвич" к фахверку практически не изучалось. В настоящей работе рассматривается наиболее технологичный, и поэтому часто встречающийся узел крепления панелей - на сквозных болтах (рис.1).

Изучение действительной работы узлов крепления панелей к ригелям фахверка выполнялось в зданиях из легких металлических конструкций: типа "Кисловодск" (типовой проект 400-0-20.83) с покрытием из структурных конструкций, типа "Орск" (типовой проект 400-0-21.83) из рамных конструкций.

В качестве стенового ограждения данных зданий применяются трехслойные панели толщиной 61,6 мм с утеплителем из пенополиуретана и обшивками из стального холодногнутого оцинкованного листа толщиной 0,7 мм (серия ПТС 718.ПС16.71-С).

Стеновые панели в обследованных зданиях работают по неразрезным трехпролетной и двухпролетной схемам. К каждому швеллеру панель крепится болтами М7х90 + М10х90 (ГОСТ 7802-72) с гайками М7 + М10 (ГОСТ 5916-70). Под головки болтов устанавливаются шайбы 7 + 10 мм (ГОСТ 6402-70).

Действующие нормативные документы допускают наличие в панелях некоторых дефектов [1]. Однако, не допускается ослабление обшивок, вмятины на их поверхности, повреждение утеплителя по торцам на глубину более 5 мм [1].

Принятая в настоящее время технология монтажа фахвер-

ка обеспечивает высокую производительность и включает следующие операции.

На шпальной клетке собирается каркас стенового ограждения: ригеля, стойки фехверка. Далее укладываются панели типа "сэндвич". Электродрелями сверлятся сквозные отверстия в панелях и ригелях каркаса. Устанавливаются болты и шайбы, гайки в них затягиваются, как правило, вручную. Собранные блоки стенового ограждения устанавливаются краном в рабочее положение.

Обследования показали, что основным дефектом, смонтированного ограждения имеющими систематический характер, являются: погиб наружной обшивки под головкой болта с шайбой в узле крепления панели с ригелем; отрыв обшивки от среднего слоя.

На обследованных объектах были выполнены замеры погиби наружной обшивки по окружности шайбы и под головкой болта. Измерение величины погиби выполнялось для узлов крепления на трех объектах. Замеры производились специально изготовленным прибором, оснаненным индикатором часового типа ИЧ-10 МН с ценой деления 0,01 мм.

Среднестатистические значения погиби обшивки по окружности шайб в узлах крепления для обследованных объектах находятся в пределах 4,18+5,19 мм.

На одном из объектов была определена величина погиби обшивки в момент сборки стенового ограждения и после установки его в рабочее положение. Среднестатистическое значение величины погиби составило 4,18 мм и 4,88 мм. Кроме того, на данном объекте были выполнены замеры погиби обшивки в узлах: после сверления отверстия; после установки и затягивания болтов; после откручивания гаек. Все измерения были проведены при горизонтальном положении карт фехверка и выполнялись без выдержки во времени. Установлено, что среднее значение величины упругой деформации обшивки составляет 1,3 мм.

Величина остаточных деформаций по кромке шайбы составила около 0,36 мм. Величина остаточных деформаций по кромке отверстия под болтом составила около 0,48 мм.

С целью определения напряженно-деформированного состоя-

ния обшивки панели в зоне крепления к ригелю фахверка были выполнены экспериментальные исследования фрагмента панели марки ПТС 718.Ю16.61-С. Погиби в обшивке осуществлялись затягиванием болтов ϕ 7мм, которые устанавливались в отверстия с диаметром 9 мм. Перемещения головки болта фиксировалось индикатором часового типа ИЧ 10-МН с пеной деления 0,01 мм. Напряженно-деформированное состояние обшивки в зоне крепления болта выполнялось методом тензометрирования для чего использовались фольговые тензорезисторы 2Ф КПА 5-200В по ТУ 25-06. 1382-78 с синтетической подложкой. Тензорезисторы устанавливались радиально с углом между каждым 30° . Расстояния от центра отверстия до центра тензорезистора составляло в среднем 13 мм.

Величина погиби обшивки при экспериментальных исследованиях соответствовала среднему значению величины погиби под болтом обшивки панелей фахверка в зоне крепления к ригелю обследованных объектов.

Установлено, что нелинейные деформации в зоне тензорезистора, которым соответствует предел текучести материала обшивки, появляются при погиби обшивки близкой ее толщине, т.е. равной 0,7 мм на исследованном фрагменте.

Запас упругих деформаций обшивки после месяца выдержки составляет величину равную двойной толщине обшивки. Величина напряжений в зоне крепления тензорезистора соответствующих данной деформации составляет величину от $45 \div 70$ МПа до $0,25 R_u$.

ВЫВОДЫ

Существующая технология монтажа панелей приводит к появлению недопустимых дефектов в обшивках в виде погиби.

Наличие погиби приводит к ускорению коррозионных процессов и деструкции материала среднего слоя.

В обшивке панели, в узлах ее крепления к ригелю, имеет место пластическое деформирование стали.

С течением времени, за счет релаксионных процессов в обшивке и среднем слое, имеет место снижение фибровых напряжений в обшивке до $0,25$, а также ослабление натяжения болтов в несколько раз.

ЛИТЕРАТУРА

I. Технические условия. Типовые решения металлических ограждающих конструкций промышленных зданий. М., ЦНИИПромзданий, 1980, 256 с.

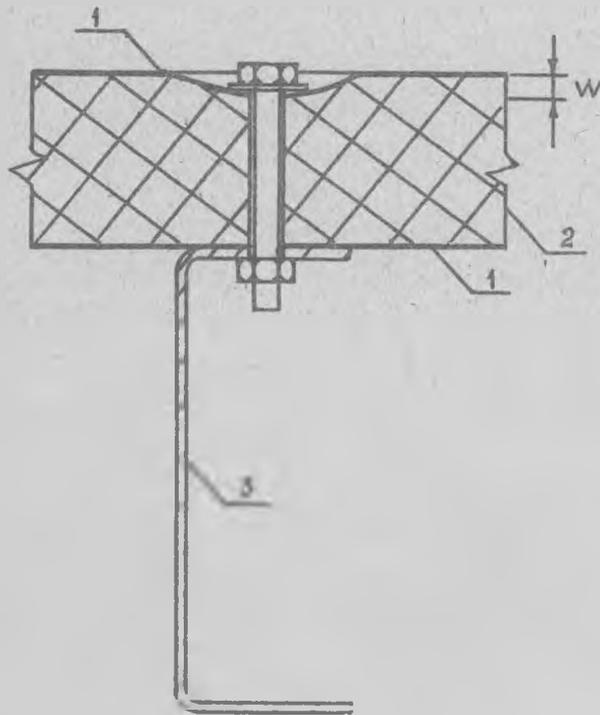


Рис. 1. Узел крепления панели к ригелю фахверка:
 1 - стальная обшивка; 2 - утеплитель;
 3 - ригель фахверка; w - погиб обшивки

Вячеслав Уласевич
Брестский инженерно-
строительный институт

АНАЛИТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ ОБ ИЗГИБЕ КРУГОВОГО КОНТУРНОГО КОЛЬЦА

В практике проектирования и строительства большепролетных зданий широкое применение находят пологие гибкие радиально-стержневые системы покрытий, пролетная часть которых представляет собой радиальную сетку из гибких стержней шарнирно соединенных одним концом в общий узел, а другим - с упругим контурным кольцом [1]. При расчете таких систем по деформированной схеме их напряженно-деформированное состояние сильно зависит от поперечных деформаций контурного кольца [2]. Аналитическое решение задачи об изгибе кругового контурного кольца совместно с методом расчета пологих гибких стержней [3] дает возможность сформировать систему разрешающих уравнения для прочностного расчета радиально-стержневых систем по деформированной схеме. Поэтому такое решение представляет на наш взгляд актуальную задачу.

При отыскании решения приняты следующие допущения:

пренебрегаем тангенциальной составляющей расщеплений вследствие малости горизонтальных перемещений общего узла в сравнении с радиусом кольца;

полагаем, что радиальная сетка воздействует на круговое контурное кольцо сплошной упругой средой произвольной интенсивности $P(\varphi)$ (рис. 1);

ось кругового контурного кольца считаем несжимаемой.

Для отыскания функций изгибающих моментов, поперечных и продольных сил воспользуемся дифференциальными зависимостями изгиба плоского криволинейного стержня [4], которые при воздействии только сплошной радиальной нагрузки $P(\varphi)$ запишем соответственно так:

$$\frac{d^2 M}{d\varphi^2} + M = c - \rho^2 P(\varphi), \quad (1)$$

$$Q = -\frac{1}{\rho} \frac{dM}{d\varphi}, \quad (2)$$

$$N = -\frac{1}{\rho} \frac{d^2 M}{d\varphi^2} - \rho P(\varphi), \quad (3)$$

где: ρ - радиус кольца; C - константа.

Общее решение уравнения (1) ищем методом вариации постоянных. При условиях (рис. 1), что

$M/\rho_0 = M_0$; $Q/\rho_0 = Q_0$; $N/\rho_0 = N_0$
общее решение уравнения (1) имеет вид

$$M(\varphi) = M_0 - N_0 \rho (1 - \cos \varphi) - Q_0 \rho \sin \varphi - \rho^2 \int P(\psi) \sin(\varphi - \psi) d\psi \quad (4)$$

Функция (4) позволяет воспользоваться уравнением Буссине

$$\frac{d^2 u}{d\varphi^2} + u = \frac{\rho^2}{EY} M(\varphi) \quad (5)$$

Общий интеграл уравнения (5) с учетом функции изгибающих моментов (4) отыскивался методом вариации произвольных постоянных и, после вычисления кратных интегралов по формуле Дирихле и некоторых упрощений, имеет вид:

$$u = C_1 \cos \varphi + C_2 \sin \varphi + \frac{\rho^2}{EY} (M_0 - \rho N_0) (1 - \cos \varphi) + \frac{\rho^2}{2EY} N_0 \varphi \sin \varphi - \frac{\rho^2}{2EY} Q_0 (\sin \varphi - \varphi \cos \varphi) - \frac{\rho^2}{2EY} \int P(\psi) \sin(\varphi - \psi) d\psi + \frac{\rho^2}{2EY} \int (\varphi - \psi) P(\psi) \cos(\varphi - \psi) d\psi \quad (6)$$

Функция (4) состоит из слагаемых изгибающих моментов в кольце от внутренних сил M_0, Q_0, N_0 и внешней нагрузки $P(\varphi)$:

$$M_0 = M_0; \quad M_2 = -N_0 \rho (1 - \cos \varphi); \quad M_3 = -Q_0 \rho \sin \varphi; \quad (7)$$

$$M_\rho = \rho^2 \int P(\psi) \sin(\varphi - \psi) d\psi.$$

Для определения M_0, Q_0, N_0 , входящих в (4) составим следующую систему канонических уравнений:

$$\begin{cases} \delta_{11} M_0 + \delta_{12} N_0 = -\Delta_1 p; \\ \delta_{21} M_0 + \delta_{22} N_0 = -\Delta_2 p; \\ \delta_{33} Q_0 = -\Delta_3 p. \end{cases} \quad (8)$$

Коэффициенты и свободные члены определяем по формуле Мора с использованием слагаемых (7) при: $M_0 = 1$; $Q_0 = 1$; $N_0 = 1$.

В результате решения системы (8) относительно внутренних сил M_0, Q_0, N_0 и подстановки их значений в (4), а также в (2) и (3), получим:

$$M(\varphi) = \rho (s_1 + s_2 \cos \varphi - s_3 \sin \varphi) - \rho^2 \int P(\psi) \sin(\varphi - \psi) d\psi, \quad (9)$$

$$Q(\varphi) = \frac{1}{2\pi} (S_2 \sin \varphi - S_3 \cos \varphi) + \rho \int_0^{2\pi} P(\psi) \cos(\varphi - \psi) d\psi, \quad (I0)$$

$$N(\varphi) = \frac{1}{2\pi} (S_2 \cos \varphi - S_3 \sin \varphi) - \rho \int_0^{2\pi} P(\psi) \sin(\varphi - \psi) d\psi. \quad (II)$$

$$\text{Здесь: } S_1 = \rho \int_0^{2\pi} P(\psi) d\psi; \quad S_2 = \rho \int_0^{2\pi} P(\psi) \psi \sin \psi d\psi; \quad (I2)$$

$$S_3 = \rho \int_0^{2\pi} P(\psi) \psi \cos \psi d\psi.$$

Для определения постоянных интегрирования C_1 и C_2 входящих в (6), нами приняты следующие условия замкнутости кольца:

$$\int_0^{2\pi} u \sin \varphi d\varphi = 0; \quad \int_0^{2\pi} u \cos \varphi d\varphi = 0 \quad (I3)$$

Условия (I3) получены из предпосылки о несмещаемости центра масс кругового контурного кольца.

Условия (I3) совместно с (6) позволили получить функцию перемещений в замкнутом виде, которую удобно представить так

$$u = \frac{\rho^2}{4\pi E \gamma} (2S_1 + S_2(\cos \varphi + \pi \sin \varphi + \varphi \sin \varphi) - S_3(\sin \varphi - \pi \cos \varphi - \varphi \cos \varphi) - \frac{1}{2}(S_4 \sin \varphi + S_5 \cos \varphi)) - \frac{\rho^2}{2E \gamma} \left(\int_0^{2\pi} P(\psi) \sin(\varphi - \psi) d\psi - \int_0^{2\pi} (\varphi - \psi) P(\psi) \psi^2 \cos \psi d\psi \right), \quad (I4)$$

где:

$$S_4 = \rho \int_0^{2\pi} P(\psi) \psi^2 \sin \psi d\psi; \quad S_5 = \rho \int_0^{2\pi} P(\psi) \psi^2 \cos \psi d\psi. \quad (I5)$$

Пользуясь формулой (I6) [3] квадратуры функций (9), (I0) и (I4) со сплошной нагрузкой $P(\psi)$ легко заменить на дискретную форму с массивами распоров H_k радиальной сетки. Тогда функции перемещений (I4), изгибающих моментов (9), поперечных (I0) и продольных (II) сил можно представить в такой форме:

$$u_i = \frac{\rho^2}{4\pi E \gamma} (2S_1 + S_2(\cos \varphi_i + \pi \sin \varphi_i + \varphi_i \sin \varphi_i) - S_3(\sin \varphi_i - \pi \cos \varphi_i - \varphi_i \cos \varphi_i) - \frac{1}{2}(S_4 \sin \varphi_i + S_5 \cos \varphi_i)) - \frac{\rho^2}{2E \gamma} \left(\sum_{k=1}^{n\gamma} H_k \sin(\varphi_i - \psi_k) - \sum_{k=1}^{n\gamma} H_k (\varphi_i - \psi_k) \cos(\varphi_i - \psi_k) \right). \quad (I6)$$

$$M_i = \frac{\rho}{2E} (S_1 + S_2 \cos \varphi_i - S_3 \sin \varphi_i) - \rho \sum_{k=1}^{n\gamma} H_k \sin(\varphi_i - \psi_k); \quad (I7)$$

$$Q_i = \frac{1}{2\pi} (S_2 \sin \varphi_i + S_3 \cos \varphi_i) + \sum_{k=1}^{n\gamma} H_k \cos(\varphi_i - \psi_k); \quad (I8)$$

$$N_i = \frac{1}{2\pi} (S_2 \cos \varphi_i - S_3 \sin \varphi_i) + \sum_{k=1}^{n\gamma} H_k \sin(\varphi_i - \psi_k). \quad (I9)$$

$$\text{Здесь: } S_1 = \sum_{k=1}^n H_k;$$

$$S_2 = \sum_{k=1}^n H_k \psi_k \sin \psi_k;$$

$$S_3 = \sum_{k=1}^n H_k \psi_k \cos \psi_k;$$

$$S_4 = \sum_{k=1}^n H_k \psi_k^2 \sin \psi_k;$$

$$S_5 = \sum_{k=1}^n H_k \psi_k^2 \cos \psi_k.$$

Таким образом получено аналитическое решение задачи об изгибе кругового контурного кольца при воздействии на него произвольной радиально направленной уравновешенной системы сосредоточенных сил. Это решение позволяет совместно с системой разрешающих уравнений для гибкого стержня [3] сформулировать и решить нелинейную контактную задачу о взаимодействии контурного кольца и радиальной сетки из гибких стержней, а следовательно, создает условия для разработки общего метода расчета пологих радиально-стержневых систем по деформированной схеме.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шимановский В.Н. Висячие системы. - Киев: БудІвельник, 1984, 208 с.

2. Москалев Н.С. Конструкции висячих покрытий. - М.: Стройиздат, 1980, 331 с.

3. Уласевич В.П. Деформационный расчет и исследования напряженно-деформированных состояний пологих однопоясных распорных систем. Автореферат диссертации. ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. - М., 1984, 24с.

4. Ржаницы А.Р. Строительная механика. - М.: Высшая школа, 1982, 400 с.

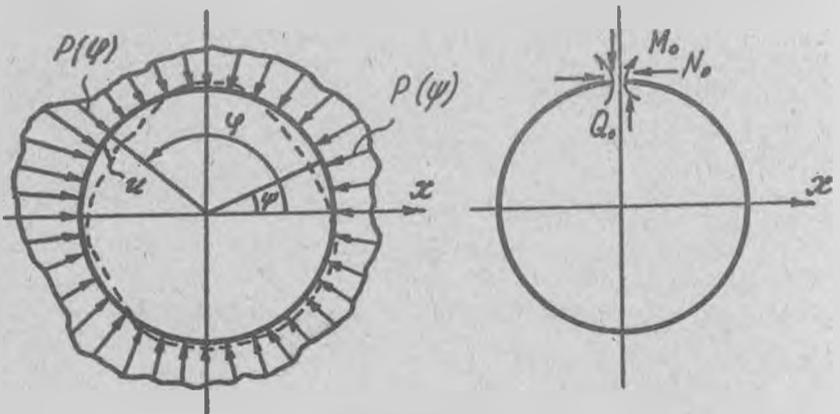


Рис. 1

Александр Хамутовский
Брестский инженерно-
строительный институт

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОЛОНН МИНИМАЛЬНОГО ОБЪЕМА

Рассматриваются колонны ступенчато-переменного сечения, для которых известны геометрия системы, форма поперечного сечения ($J_n = \kappa_n A_n^{m_n}$), механические свойства материала, величины осевых внешних сил, приложенных в местах изменения сечений. Отыскивается такое распределение материала вдоль оси стержня, при котором объем колонны минимален и выполняются условия устойчивости, прочности и конструктивные требования. Решается задача с помощью необходимых условий оптимальности дискретного принципа максимума [1,2], для которого уравнения преобразований записываются в виде

$$X_i^n = T_i^n (X^{n-1}; \theta_j^n) \quad \begin{matrix} i = 1, 2, 3, \dots, S \\ j = 1, 2, 3, \dots, k \end{matrix}$$

где X_i^n - вектор переменных состояния на n -ом этапе (фазовые координаты).

θ_j - вектор управляющих переменных.

Этому условию соответствуют уравнения упругой линии стержня, записанные в формуле метода начальных параметров (3), где за переменные состояния принимаются прогибы X_1^n , углы поворота X_2^n , изгибающие моменты X_3^n , недеформационная поперечная сила X_4^n . За управляющие переменные принимаются критические параметры ν_n и погонные жесткости стержней L_n . Для сжатого стержня эти уравнения после преобразований записываются в виде:

$$\begin{cases} X_1^n = X_1^{n-1} + X_2^{n-1} \frac{L_n}{\nu_n} \sin \nu_n - X_3^n \frac{L_n}{f_n} (1 - \cos \nu_n) - X_4^n \frac{L_n^2}{f_n \nu_n} (\nu_n - \sin \nu_n) \\ X_2^n = X_2^{n-1} \cos \nu_n - X_3^{n-1} \frac{\nu_n}{f_n} \sin \nu_n - X_4^n \frac{L_n}{f_n} (1 - \cos \nu_n) \\ X_3^n = X_2^{n-1} \frac{f_n}{\nu_n} \sin \nu_n + X_3^{n-1} \cos \nu_n + X_4^{n-1} \frac{L_n}{\nu_n} \sin \nu_n \\ X_4^n = X_4^{n-1} \end{cases} \quad (I)$$

Если на участке продольная сила равна нулю, то уравнения будут иметь вид:

$$\begin{cases} X_1^n = X_1^{n-1} + X_2^{n-1} l_n - X_3^{n-1} \frac{l_n}{2l_n} - X_4^{n-1} \frac{l_n^2}{6l_n} \\ X_2^n = X_2^{n-1} - X_3^{n-1} \frac{l_n}{l_n} - X_4^{n-1} \frac{l_n}{2l_n} \\ X_3^n = X_3^{n-1} + X_4^{n-1} l_n \\ X_4^n = X_4^{n-1} \end{cases} \quad (2)$$

Здесь $l_n = E J_n / l_n$, $f_n = l_n N_n$, $\nu_n = (l_n f_n / E J_n)^{1/2}$
 N_n - продольная сжимающая сила на n -ом участке; l_n - длина участка.

Целевая функция $V = \sum l_n A_n$, приведенная к стандартному виду дискретного принципа максимума запишется в виде: для сжатых участков $X_5^n = X_5^{n-1} + l_n / \nu_n^{2/m_n}$; для участков, где $N=0$ $X_5^n = X_5^{n-1} + a_n l_n^{1/m_n}$

Здесь $b_n = l_n (l_n f_n / K_n E)^{1/m_n}$, $a_n = l_n (l_n / K_n E)^{1/m_n}$

Для нахождения оптимального управления необходимо составить функцию Гамильтона H_n и ввести сопряженный вектор \mathcal{L}^n

$$H_n = \sum_{i=1}^5 \mathcal{L}_i^n T_i^n(X^{n-1}; \theta_n); \quad \mathcal{L}_i^{n-1} = \partial H_n / \partial X_i^{n-1} \quad (3)$$

Оптимальное управление находится из условий:

$$\partial H_n / \partial \theta_n = 0 \quad (4)$$

Используя граничные условия для фазовых координат, сопряженного вектора и исключив их из уравнений (1) - (4) приходим к системе нелинейных трансцендентных уравнений, которая при наличии сжимающей продольной силы на последнем участке имеет вид:

$$\begin{cases} A = 0 \\ \frac{\partial A / \partial \nu_n}{\partial A / \partial \nu_s} = \frac{m_s b_n \nu_s^{2/m_s+1}}{m_n b_s \nu_n^{2/m_n+1}} \\ \frac{\partial A / \partial l_k}{\partial A / \partial \nu_s} = \frac{m_s a_k}{2 b_s m_k} i^{1/m_{k-1}} \nu_s^{2/m_{k-1}} \end{cases} \quad (5)$$

При отсутствии продольной силы на последнем участке система примет вид:

$$\begin{cases} \frac{\partial A / \partial V_n}{\partial A / \partial i_n} = - \frac{2 m_n B_n}{m_n a_s L_s^{1/m_n-1} V_n^{2/m_n+1}} \\ \frac{\partial A / \partial L_k}{\partial A / \partial L_s} = \frac{m_s a_k L_k^{1/m_k-1}}{m_k a_s L_s^{1/m_s-1}} \end{cases} \quad (6)$$

Здесь $A = f(V, l)$ — уравнение устойчивости.

Решив систему уравнений (5) или (6) находят оптимальные критические параметры и погонные жесткости, которые должны удовлетворять конструктивным ограничениям и условиям прочности

$$V_n \leq (E_n^{m_n+1} \sigma_0^{m_n} / K_n E f_n^{m_n-1})^{1/2}$$

Если эти условия не выполняются на каких-то участках, то размеры поперечных сечений последних назначаются исходя из этих требований. Учитывая, что условия устойчивости будут заведомо выполняться, то управляющие переменные этих участков исключаются из числа варьируемых параметров, а оставшиеся находятся путем составления и решения новой системы нелинейных уравнений вида (5) или (6).

В этом случае V_s или L_s — управляющая переменная последнего участка с варьируемой переменной,

Часто в проектной практике необходимо для оценки эффективности принятого решения сравнить его с оптимальным. Получать и решать в этом случае систему уравнений (5) или (6) не рационально. Поэтому на основе численного эксперимента получены для колонн на жестких опорах простые выражения для определения минимального объема. При этом считается, что материал работает в упругой стадии и продольная сила по длине колонны постоянна:

$$V = \ell^c (0,1F)^{1/2} V_0 f(n)$$

где F — продольная сжимающая сила в кН, ℓ — длина колонны; n — число участков постоянной жесткости равной длины; V_0 —

объем колонны длиной $\ell = 1$ м и сжатой силой $F = 1$ кН при числе участков $n = 2$.

Функции $f(n)$ и V_0 для круглого поперечного сечения и модуле упругости материала $E = 2,1 \cdot 10^5$ мПа имеет вид для шарнирно-опертой колонны $f(n) = 1,014 - 0,05716 (n - 1,94)^{1/2}$
 $V_0 = 2,462 \cdot 10^{-4}$ м³; консольной $V_0 = 4,5771 \cdot 10^{-4}$ м³ $f(n) =$
 $= 1 - 0,0271 (n - 2)^{1/2}$; защемленной с двух концов $f(n) =$
 $= 1,065 - 0,065 (n - 1)^{1/2}$, $V_0 = 1,231 \cdot 10^{-4}$ м³; шарнирно-опертой на одном конце и защемленной на другом
 $f(n) = 1 - 0,008 (n - 2)^2$. $V_0 = 1,6992 \cdot 10^{-4}$ м³

Выбор структуры формул производился эвристическим методом а оценка параметров велась методом наименьший квадратов.

Изложенная выше методика позволяет найти оптимальные размеры поперечных сечений, а следовательно минимальную массу конструкций при учете ограничений по устойчивости, прочности, конструктивных.

ЛИТЕРАТУРА

1. Болтянский В.Г. Оптимальное управление дискретными системами. - М.; Наука, 1973. - 408 с.
2. Фан Лянь-цень, Вань Чу-сен. Дискретный принцип максимума.- М.: Мир, 1967. - 215 с.
3. Снитко Н.К. Строительная механика, - М.: Высшая школа, 1980. - 482 с.

Иван Сыроквашко
Брестский инженерно-
строительный институт

ОПТИМИЗАЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ФЕРМ ПРИ УЧЕТЕ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК И ОГРАНИЧЕНИЙ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Ставится задача при заданной геометрии фермы и действующих на нее постоянных по величине и направлению, а также изменяющихся по гармоническому закону нагрузках подобрать площади поперечных сечений стержней при соблюдении следующих требований:

- 1) теоретический объем стержней фермы должен быть минимальным;
- 2) напряжения во всех стержнях не должны превышать допустимых значений;
- 3) частота собственных колебаний системы должна быть не менее заданной величины;
- 4) максимальный прогиб любого из узлов не может превосходить допускового значения;
- 5) гибкость каждого стержня не превышает предельной величины.

При решении задачи приняты следующие допущения:

1. Система линейно деформируема.
2. Учитываются только вертикальные перемещения узлов.
3. Форма колебаний основного тона соответствует форме статического прогиба от постоянной нагрузки.

Задачу можно сформулировать в виде общей задачи нелинейного математического программирования:

минимизировать целевую функцию

$$V = \sum_{i=1}^n F_i l_i \quad (1)$$

при ограничениях

$$\psi_1(F) = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^n \frac{N_i \cdot N_i \cdot l_i}{F_i} - [f] \leq 0; \quad (2)$$

$$\psi_2(F) = \omega - [\omega] \geq 0; \quad (3)$$

$$\psi_j(F) = \frac{|N_i^0 + m \cdot N_i^p|}{F_i} - [G] \leq 0; \quad (4)$$

$$\psi_\kappa(F) = F_i - [F] \geq 0; \quad (5)$$

($l = 1, 2, \dots, n$); ($j = 3, \dots, 3 + n$); ($\kappa = n+4, \dots, 2n+3$),
где n — число стержней фермы;

V — объем материала;

F_i , l_i — площадь поперечного сечения и длина l -го стержня;

N_i — полное усилие в l -ом стержне;

\bar{N}_i — усилие в l -ом стержне от единичной силы, приложенной в узле, перемещение которого ограничивается;

ω — основная частота собственных колебаний фермы;

N_i^0 — усилие в стержне от постоянной нагрузки;

N_i^p — усилие в стержне от амплитудных значений возмущающих сил;

m — динамический коэффициент;

$[F]$, $[\omega]$, $[F]$, $[G]$ — соответственно предельные допустимые значения полного прогиба, частоты собственных колебаний системы, конструктивной площади сечения стержня и напряжения в стержне.

Для растянутых стержней $[G] = R$, для сжатых $[G] = \varphi R$, где φ — коэффициент продольного изгиба, R — расчетное сопротивление материала.

Для учета собственного веса системы массу каждого стержня можно привести к его концам поровну или другим каким-либо способом.

Так как площади поперечных сечений стержней являются переменными параметрами и заранее неизвестны, то для определения частоты собственных колебаний системы с конечным числом степеней свободы точным способом пришлось бы раскрывать в общем виде детерминант n -го порядка, что практически представляет собой задачу трудноразрешимую. В данной работе основная частота определяется по приближенной формуле Граммеля [1].

$$\omega^2 = \sum_{j=1}^m m_j y_i^2 \left| \sum_{l=1}^n \frac{N_l^2 l_l}{EF} \right|$$

где m_j и U_i — масса и перемещение j -го узла фермы от статической нагрузки;

N_i — усилие в i -ом стержне, вызванное условной нагрузкой $m U$.

В такой постановке сформулированная нелинейная задача математического программирования может быть выпуклой и невыпуклой. Как показали теоретические исследования гессианов функций ограничений задачи невыпуклость имеет место в направлении переменных параметров, соответствующих слабонапряженным стержням решетки и оказывающих малое влияние на величины перемещений узлов.

Основная трудность при решении задач нелинейного математического программирования заключается в том, что задача может оказаться многоэкстремальной, и решение приведет к одному из локальных экстремумов. Перебор же всех локальных экстремумов совершенно неэффективен, так как требует не только их отыскания, но и удачного выбора исходных точек, из которых можно было бы попасть в новые локальные экстремумы, а не в обнаруженные ранее.

В настоящей работе предлагается решение находить методом возможных направлений Зойтендейка [2]. При этом алгоритм расчета имеет следующий вид:

1. Вначале необходимо задаться предельными гибкостями всех стержней и определить коэффициенты продольного изгиба. По предельной частоте собственных колебаний определяется динамический коэффициент.

2. Нахождение опорного решения.

Принимаются произвольные значения неизвестных площадей сечений, заведомо удовлетворяющие любому из ограничивающих неравенств. Из данной точки n -мерного пространства осуществляется спуск на границу области допустимых решений в направлении антиградиента целевой функции до встречи с первой ограничивающей поверхностью в точке

$$F^0 = F^* - \bar{\nabla} t$$

где $\bar{\nabla}$ — градиент целевой функции в исходной точке, t — наименьший положительный корень уравнений

$$\psi_j(F_i^* + \nabla_i t) = 0; \quad (j=1, \dots, m);$$

m - число ограничивающих неравенств.

В полученной таким образом точке определяется значение целевой функции V^0 .

3. Отыскание направления нового спуска.

Прежде всего необходимо установить, которым из ограничивающих неравенств с заданной точностью δ удовлетворяет точка F^0 . Пусть оказалось, что

$$-\delta < \psi_k(F^0) < \delta$$

Для определения направления спуска решается задача линейного программирования:

минимизировать форму $u \cdot \tau$
при ограничениях:

$$\frac{\partial \psi_k}{\partial F_1^0} \tau_1^0 + \dots + \frac{\partial \psi_k}{\partial F_n^0} \tau_n^0 - \tau \leq 0;$$

$$\frac{\partial V}{\partial F_1^0} \tau_1^0 + \dots + \frac{\partial V}{\partial F_n^0} \tau_n^0 - \tau \leq 0;$$

$$|\tau_i^0| \leq 1; (i=1, \dots, n)$$

Решение этой задачи с помощью симплекс-метода дает искомые направления $\tau_1^0, \dots, \tau_n^0$.

4. Определение шага спуска.

Решаются уравнения

$$\psi_j(F_i^0 + \tau_i^0 t) = 0$$

и вычисляется наименьший положительный корень этих уравнений.

Далее находится новая точка $\bar{F}^1 = \bar{F}^0 + \bar{\tau}^0 \cdot t$ и новое значение целевой функции V^1 .

Если разность $(V^1 - V^0)$ больше наперед заданной величины, то весь процесс вычислений, начиная с п. 3, повторяется.

После нахождения оптимального при первоначальных условиях решения можно приступить к следующему циклу расчетов. Для этого необходимо уточнить собственный вес фермы, определить частоту собственных колебаний и вычислить динамический коэффициент для полученной системы. Коэффициенты продольного изгиба

уточняются по подобранным из сертаменту сечением стержней. Рекомендуется для ускорения сходимости итерационного процесса принимать новые значения динамического коэффициента и коэффициентов продольного изгиба равными средним значениям между ранее принятыми и полученными в конце предыдущего цикла.

Расчет оканчивается, когда значения объема материала, полученные в конце двух соседних циклов будут совпадать с заданной точностью.

Описанный алгоритм включает в себя ряд однотипных вычислительных операций, использует метод линейного программирования и эффективен при применении ЭВМ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бицено К., Граммель Р. Техническая динамика, Госстройиздат, 1950, т. I.
2. Зойтендейк Г. Методы возможных направлений. М., Изд-во иностр. лит., 1963.

Sławomir Matyaszewski
 Politechnika Lubelska

STALOWE PRZEKRYCIA STRUKTURALNE.
 ZABEZPIECZENIE OGNIOSCHRONNE KONSTRUKCJI
 ORAZ ICH ODPORNOŚĆ OGNIOWA.

1. Metody zabezpieczeń ogniochronnych stalowych przekryć strukturalnych.

W przeciwieństwie do obiektów o tradycyjnej konstrukcji stalowych przekryć dachowych /tworzonych przez układ płaskich wiązarów dachowych i płatwi/ w obiektach o przekryciach strukturalnych obok powszechnych środków biernej ochrony przeciwpożarowej można także stosować instalacje wodne mające na celu schładzanie konstrukcji lub nawet jej gaszenie w przypadku pożaru.

1.1 Instalacje wodne zakładane w obrębie konstrukcji przekrycia.

Przy montowaniu tych instalacji wykorzystuje się przestrzeń pomiędzy górną i dolną warstwą pretów. W przypadku przekryć strukturalnych jest to możliwe bez żadnej straty użytkowej kubatury budynku, a co więcej instalacje te mogą być rozlokowane równomiernie na całej powierzchni przekrycia /na to szczególne znaczenie w przypadku zagrożenia pożarowego całej konstrukcji/. Jest to oczywiście możliwe wówczas gdy wspomniane instalacje nie są zbyt ciężkie /np. instalacje miedziane/ bowiem wtedy mogą być podwieszane praktycznie w dowolnych węzłach konstrukcji.

Stosowanie tego zabezpieczenia przeciwogniowego przyjęło się najbardziej wśród grupy tzw. trójkierunkowych przekryć strukturalnych /systemy: Pyramitec, Tridimatec oraz Unibat autorstwa Stéphan'a Du Château/ a to dzięki ich uniwersalnej konstrukcji. W systemach tych opracowano instalowanie sieci wodnej zasilanej bądź to z miejskiej sieci wodociągowej bądź też z wewnętrznego zamkniętego obiegu wody.

Użycie tego rozwiązania znacznie opóźnia dojście konstrukcji do stanu awaryjnego w wypadku pożaru, jednakże wiąże się ono ze znacznymi kosztami. W praktyce aby obniżyć

wysokie koszty montażu instalacji wodnej na całej powierzchni przekrycia, ogranicza się jej lokalizację tylko do pewnych stref sieci struktury. Montuje się ją mianowicie w tych strefach, w których elementy /pręty i węzły/ ściśle decydują o zachowaniu stateczności całej zmontowanej konstrukcji, o ile pracuje ona przenosząc obciążenia zgodne z tymi na jakie była projektowana. [8]

1.2 Nakładanie ogniochronnych farb pęczniejących.

Farby pęczniące wchodzi w skład zestawów malarskich, w których podkład ma właściwości antykorozyjne, a warstwa pęczniąca oraz nawierzchniowa zapewniają szczelność powłoki malarskiej. Wyłącznie zestawy malarskie z farbą pęczniącą tworzą skuteczne powłoki ogniochronne i antykorozyjne i zatem tylko takie mogą być stosowane. [2.4.5]

a/ Warunki stosowania farb pęczniejących.

Farby pęczniące mogą być stosowane jako skuteczne zabezpieczenie antykorozyjne zarówno dla elementów narażonych na działanie czynników atmosferycznych jak i dla elementów eksploatowanych wewnątrz pomieszczeń o ile przewidywana wilgotność względna pomieszczenia nie przekracza 70 % , a ponadto pomieszczenie to pozbawione jest czynników agresywnych chemicznie tzn. agresywnych korozyjnie par i gazów. Dokładne warunki stosowania polskich farb pęczniejących z zestawu "Ceniokor" określone zostały przez ITB w tzw. świadectwie dopuszczenia do powszechnego stosowania w budownictwie /nr 28-77/. [2.4]

b/ Powszechnie stosowane marki zestawów farb pęczniejących.

W Polsce powszechnie stosuje się zestaw farb pęczniejących krajowej produkcji typu "Ceniokor". Natomiast spośród stosowanych powszechnie w Europie Zach. farb ogniochronnych do najskuteczniejszych zalicza się: "Cridofeu" i "Unither" /Francja/ oraz "Viedokohl" /RFN/. [2]

c/ Charakterystyka zestawu malarskiego "Ceniokor".

- I warstwa - nakładany jedno lub dwukrotnie podkład antykorozyjny /na powierzchnię oczyszczoną uprzednio przez śrutowanie/ , dopuszcza się zastąpienie tego podkładu cynkowaniem lub nakładaniem farb gruntowych na bazie żywio

ftalowych /typu UIC-3/ lub farby miniowej 60 %.

- II warstwa - nakładana dwiema warstwami pędzlem lub jedną warstwą pneumatycznie biała farba poliwinylowa ogniochronna pęczniejąca w temp. 150-200°C

- III warstwa - наносzona podobnie jak warstwa II żółta farba poliwinylowa ogniochronna pęczniejąca w temp. 150°C

- IV warstwa - наносzona jednokrotnie zewnętrzna biała farba nawierzchniowa ogniochronna, stanowiąca zabezpieczenie przed wpływami atmosferycznymi wcześniej nałożonych warstw

Stosowanie farb pęczniejących podnosi odporność ogniową elementów konstrukcji z klasy "N" do klasy "0,5 godz."

[2,4,5]

1.3 Wykonanie ogniochronnych sufitów podwieszonych.

Równie dobre efekty jak w przypadku stosowania farb ogniochronnych uzyskuje się poprzez zabezpieczenie konstrukcji przekrycia strukturalnego podwieszonym do niej ogniochronnym sufitem tzw. podsufitką. [2,6] Te ogniochronne podsufitki wykonywane są z materiałów płytowych.

a/ Rodzaje ogniochronnych podsufitek.

Do najpowszechniej stosowanych należą:

- płyty suchego tynku zbrojonego ciętym włóknem szklanym

- płyty z gipsu i włókna szklanego

- porowate płyty azbestowo-cementowe /np. francuskie "Marinite" i "Asbestolux" o gęst. ok. 600kg/m³

- płyty z wełny mineralnej na lepiszczu syntetycznym o gęst. ponad 300kg/m³

- płyty z wełny mineralnej z dodatkiem tworzyw perlitopodobnych o gęst. j.w.

- twarde płyty z wełny mineralnej o gęst. 150kg/m³

Wszystkie z wymienionych materiałów płytowych są w zasadzie niepalne, a ponadto nie pękają i nie odkształcają się w wysokich temperaturach. Każdy z nich podnosi odporność ogniową elementów konstrukcyjnych z klasy "N" do klasy "0,5 godz." przy jednej warstwie płyt /o grub. 12,5mm dla płyt z suchego tynku/.

W zależności od rodzaju stosowanych płyt mogą być one

przymocowywane do konstrukcji przekrycia strukturalnego albo za pomocą specjalnych wkrętów albo techniką zgrzewania lub spawania szpilek stalowych. [2,4,8]

b/ Warunki stosowania ogniochronnych sufitów podwieszonych.

- nie zaleca się stosować w.w. podsufitek w budynkach o wysokości ponad 15m

- nie należy przerywać ciągłości podsufitki oprawami urządzeń oświetleniowych, wylotami przewodów wentylacyjnych itp., chyba że w przypadku specjalnego zabezpieczenia opraw oraz zamocowania klap odcinających w przewodach wentylacyjnych

- każde rozwiązanie technologiczne ogniochronnej podsufitki powinno być poddawane badaniom ogniowym przeprowadzanym w warunkach zalecanych przez odpowiednie normy [2,8]

2. Odporność ogniowa budynków o konstrukcji stalowej z przekryciami strukturalnymi.

2.1 Odporność ogniowa budynków o konstrukcji stalowej z przekryciami strukturalnymi w świetle polskich norm i przepisów z zakresu biernej ochrony przeciwpożarowej budynków o konstrukcji wykonanej ze stali.

Zgodnie z normą polską i normami ISO /International Steel Organisation/ odporność ogniową budynku oraz odporność ogniową elementów budynku dzieli się na klasy. W zależności od stopnia niebezpieczeństwa pożarowego i wymaganej klasy odporności ogniowej budynku, wymaga się od poszczególnych elementów budynku pewnej minimalnej klasy odporności ogniowej /Odporność ogniowa konstrukcji stalowej jest to czas jej nagrzewania do temp. krytycznej w warunkach znormalizowanej próby ogniowej/. [2,3,6]

Według krajowych norm klasa odporności ogniowej budynku zależy od:

- średniego obciążenia ogniowego w kg drewna przeliczeniowego na m² podłogi /dla budynków produkcyjnych i magazynowych/

- kategorii zagrożenia ludzi uzależnionej od przeznaczenia obiektu, liczby kondygnacji lub wysokości budynku /dla budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej/

Wymagane klasy odporności ogniowej elementów stalowej konstrukcji budowlanej podaje poniższa tabela:

Klasa odporności ogniowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementu konstrukcji		
	Elementy konstr. mogące wywołać katastrofę postępującą np. słupy, podciąg	Elem.nośne przekryć niewym.w kol.2	Elem.nośne przekryć stropodach
A	4	2	0,5
B	2	1	0,5
C	1	1	0,25
D	0,5	0,5	N
E	0,5	N	N

Ponieważ w Polsce w oparciu o istniejące normy przyjęto w budynkach o konstrukcji stalowej z przekryciami strukturalnymi klasę odporności ogniowej "E", narzuca to konieczność podniesienia odporności ogniowej elementów z klasy "N" do klasy "0,5 godz.". Z przedstawionej tabeli wynika, iż aby spełnić ten warunek, nie jest konieczne zabezpieczenie przeciwogniowe całej konstrukcji przekrycia strukturalnego. Może być ono pominięte o ile zabezpieczone zostaną przed skutkami pożaru:

a/ słupy nośne budynków

b/ kratowe belki obwodowe [4,5]

poprzez:

- nałożenie powłok malarskich z zestawu farb pęczniejących

- stosowanie natrysków ogniochronnych na bazie włókna azbestowego, mineralnego lub ceramicznego

- stosowanie otuliny ogniochronnej z materiałów płytowych /materiały jak w p.1.3a/ [2,3,6]

2.2 Badania odporności ogniowej przekryć strukturalnych.

Słuszność takiego sklasyfikowania odporności ogniowej budynków o konstrukcji stalowej z przekryciami strukturalnymi oraz odporności ogniowej ich elementów potwierdziły badania dotyczące zachowania się przekrycia strukturalnego w czasie pożaru, przeprowadzone w 1975 roku we Francji pod kierunkiem Stéphan'a Du Château. [4,8]

a/ Cel badań.

Początkowo przedmiotem badań miała być objęta struktura przestrzenna typu Pyramitec o module 0,90m /modułem jest przekątna podstawy elementu ostrosłupowego/, a podjęte prace badawcze miały być realizowane przez firmę "Tetra" na zlecenie organizacji "Ceca" w ramach otwartego konkursu na "Dom z prefabrykatów stalowych roku 1965". Jednakże autor badań /S.Du Château/ odszedł od pierwotnego zamierzenia postanawiając kontynuowanie badań nad strukturą o znacznie szerszych możliwościach prefabrykacji. Taką uniwersalną strukturę modułarną uzyskał on na drodze selekcji elementów charakteryzujących się optymalną geometrią, spośród różnorodnych /często prototypowych/ elementów systemu Unibat. [8]

Zakres badań stawiał sobie dwa cele:

- wykazać, że bezpieczeństwo konstrukcji przekrycia może być zapewnione przez podwieszenie do niej ogniochronnej podsufitki

- potwierdzić, że hiperstatyczna /tzn. statycznie niewyznaczalna/ struktura przestrzenna wykazuje korzystniejsze zachowanie w warunkach bezpośredniego oddziaływania ognia aniżeli konstrukcja tradycyjna /tzn. wykonana z płaskich wiązarów dachowych i płatwi/ [8]

b/ Warunki badań.

- rodzaj struktury: przekrycie stropowe typu "Unibat" wg. projektu S.Du Château [8,9]

- wymiary segmentu: 8,40 x 8,40 m, skonstruowany z ostrosłupów o module 1,20 m i wysokości 0,60 m

- podparcie segmentu: oparty na obwodzie na słupach o rozstawie 2,40 m

- górna siatka segmentu: zespolona z płytą żelbetową

i obciążona dodatkowo obciążeniem równomiernie rozłożonym o wielkości 250 kg/m^2 to jest ok. $2,50 \text{ kN/m}^2$

- siatka dolna segmentu: obciążona jedynie podwieszoną do niej podsufitką

- komora ogniowa: zlokalizowana w narożu segmentu o powierzchni $3,56 \times 3,60 \text{ m}$ tj. $12,816 \text{ m}^2$ /w przybliżeniu stanowi to $1/5$ powierzchni segmentu/ [4,8]

c/ Wyniki badań.

- całkowity czas badania tzn. obserwacji zachowania się konstrukcji przekrycia: 260 minut /w tym czasie konstrukcja nie uległa zawaleniu/

- całkowity czas dokonywania pomiarów ugięć segmentu: 202 minuty

- zniszczenie pierwszych elementów podsufitki: zaobserwowane w 143 minucie badania

- szybki wzrost temperatury stali: zaobserwowany w 172 minucie badania tj. po zniszczeniu ok. 3 m^2 podsufitki

- pomierzone ugięcia segmentu:

- w 143 min. w środku strefy obciążonej ogniem wyniosło 13 mm

- w 172 min. w środku strefy obciążonej ogniem wyniosło 20 mm

- w 202 min. w środku strefy obciążonej ogniem wyniosło 400 mm

- w 202 min. w środku całego segmentu wyniosło 9 mm czyli w przybliżeniu $1/1000$ rozpiętości segmentu /czyli po 3 godz. i 20 min. obciążania ogniem prawie $1/4$ powierzchni segmentu/

- utrzymywanie się konstrukcji niezabezpieczonej ogniochronnie: miało miejsce przez ok. 1 godz. 30minut tj. od chwili zniszczenia ok. 3 m^2 powierzchni podsufitki do czasu zakończenia próby ogniowej segmentu /czyli pomiędzy 172 i 260 minutą badania/ [4,8]

d/ Wnioski.

- Ponieważ pomiędzy 172 min. /zniszczenie znaczącej części podsufitki/, a 202 min. badania/osiągnięciem stanu przedawaryjnego/ konstrukcja przekrycia nie była już w pełni

zabezpieczona przed ogniem, a mimo to nie uległa zawaleniu, określono jej klasę odporności ogniowej na "0,5 godz.". Próba wykazała, że niezabezpieczona konstrukcja była zdolna znieść dalsze obciążenie ogniem przez bezmała następną godzinę. Z uwagi na fakt, że powierzchnia obciążana ogniem nie przekraczała 1/4 pow. całego segmentu, porzeczano na przyjęciu klasy odporności ogniowej "0,5 godz." [4,8]

- Porównanie klas odporności ogniowej niezabezpieczonych ogniochronnie stalowych konstrukcji przekryć o budowie strukturalnej i tradycyjnej wygląda zatem następująco. Przekrycia strukturalne posiadają klasę odporności ogniowej "0,5 godz.", natomiast przekrycia o układzie płaskich wiązań i płatwi kwalifikowane są do klasy "N". [4,5,8]

- Badanie potwierdziło możliwość długotrwałego zachowania stateczności przekrycia strukturalnego w warunkach pożaru. Przekrycia strukturalne będąc z reguły ustrojami hiperstatycznymi tj. wielokrotnie statycznie niewyznaczalnymi nie są podatne na lokalne zniszczenie jako, że nie powoduje ono w nich łańcuchowej reakcji w rozszerzaniu się awarii. Hiperstatyczne struktury przestrzenne można zatem dodatkowo obciążać lokalnie bez większej obawy poważnego ich przeciążenia. Wykazując znaczną rezerwę ponad wartość wyznaczoną z warunku wytrzymałości sprężystej /tj. w zakresie odkształceń sprężystych, bez osiągnięcia R_e / oraz wysoką odporność na lokalne uszkodzenia, przekrycia tego typu nigdy nie ulegają gwałtownemu zniszczeniu. Nawet w warunkach pożaru, przez stosunkowo długi okres czasu, zachowują one stateczność.

[1,4,7,8,9]

L I T E R A T U R A

- [1] Augustyn J., Śledziwski E. - "Awarye konstrukcji stalowych" Arkady, Warszawa 1976
- [2] Bogucki W. - "Poradnik projektanta konstrukcji metalowych. Część 1" Arkady, Warszawa 1980
- [3] Bogucki W. - "Budownictwo stalowe" Arkady, Warszawa 1965

- [4] Bródka J. - "Przekrycia strukturalne" Arkady, Warszawa 1985
- [5] Bródka J. - "SHS Mostostal - System konstrukcyjno - montażowy stalowych hal o przekryciach strukturalnych" Arkady, Warszawa 1979
- [6] Bródka J., Łubiński M. - "Lekkie konstrukcje stalowe" Arkady, Warszawa 1978
- [7] Buttner O., Stenker H. - "Lekkie budownictwo metalowe. Przestrzenne ustroje prętowe." Arkady, Warszawa 1975
- [8] Du Chateau S. - "Evolution des structures tridimensionnelles", "Recherche CEE, CECA - TETRA - SDC", "Structures spatiales, un bilan" - "Techniques et Architecture" No 309, mai 1976
- [9] Matyaszewski S. - "Przegląd i ocena systemów prefabrykacji i rozwiązań konstrukcyjnych strukturalnych przekryć dachowych", praca dyplomowa, Instytut Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Politechniki Lubelskiej, Lublin 1983

Zygmunt Pancewicz

Politechnika Warszawska

Wiesława Banachewicz

Wiesław Nurek

Politechnika Lubelska

O LEKKICH STALOWYCH PRZEKRYCIACH STRUKTURALNYCH

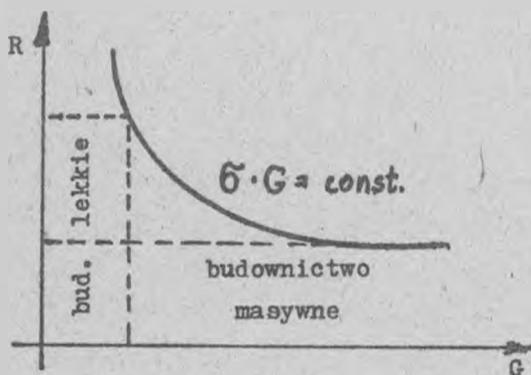
Określenie "lekkie budownictwo stalowe" jest zwrotem używanym dość często, lecz wobec braku powszechnie akceptowanej definicji tego pojęcia, autorzy wielu prac naukowych wiążą z nim różne treści. I tak, obszerna praca [1] podaje, że budownictwo lekkie to "rozwiązanie optymalne, wymagające najmniejszego nakładu materiałów, o najwyższej wydajności i w stosunku do niej o najniższym koszcie". Nieco inne stanowisko reprezentują autorzy monografii [2], już na wstępie sugerując zastosowanie profilowanych na zimno kształtowników jako podstawową cechę lekkich konstrukcji. Z myślą tą zgodni są autorzy pracy [3], którzy podkreślają, że już sam proces walcowania stali na zimno wywołuje podwyższenie granicy plastyczności nawet o kilkadziesiąt procent. W konsekwencji stosowanie wyrobów z tak ulepszanego materiału musi prowadzić do zmniejszenia jego zużycia. Pogląd, jaki reprezentują radzieccy autorzy pracy [4] - kwestii lekkich konstrukcji jest zbliżony z opiniami panującymi w NRD. Poświęcając bowiem wiele miejsca problematyce projektowania z profili zimnogiętych zajmują się także konstrukcjami z profili ciepłogiętych, które racjonalnie zastosowane dają w efekcie obiekty charakteryzujące się niskim wskaźnikiem zużycia stali.

Dynamiczny rozwój budownictwa lekkiego w krajach umiarko-

słowionych odbywa się w następujących kierunkach:

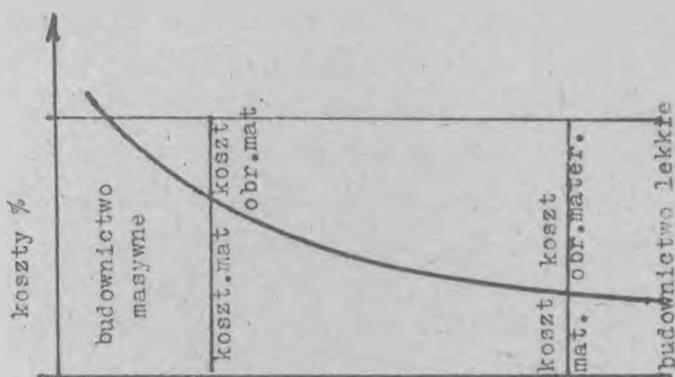
- zmniejszenie ciężaru konstrukcji przez wprowadzenie materiału o większej efektywności tj. większym stosunku wytrzymałości do ciężaru własnego,
- tworzenia nowych form konstrukcyjnych, w których przez odpowiednie rozmieszczenie materiału w przekroju uzyskuje się możliwie największą nośność,
- ograniczenie ciężaru obudowy stanowiącej obciążenie konstrukcji nośnej,
- dążenia do maksymalnego uprzemysłowienia procesów wytwarzania poprzez unifikację rozwiązań oraz automatyzację procesów technologicznych.

Rys.1. ilustruje zależność między ciężarem wbudowanego materiału a jego wytrzymałością na rozciąganie. Z ekonomicznego punktu widzenia istnieje jednak granica poniżej której nie można osiągnąć żadnych znaczących oszczędności materiałowych drogą zwiększania wytrzymałości materiału przez wzmocnienie stali na zimno i zastosowanie stali o wysokiej wytrzymałości.



Rys.1.

Rys.2. przedstawia natomiast zależność między nakładami na materiał i jego obróbkę przy stałym poziomie rozwoju technicznego i ekonomicznego.



Rys.2.

Rozwój lekkich konstrukcji daje w perspektywie możliwość uzyskiwania wielu pozytywnych efektów, z których jako najważniejsze należy uznać :

- skrócenie cyklu budowy w wyniku uprzemysłowienia metod wytwarzania i montażu,
- obniżenia ciężaru konstrukcji,
- ograniczenie pracochłonności produkcji w wytwórni oraz na placu budowy dzięki zastosowaniu linii technologicznych dających elementy w dużej mierze wykończone,
- łatwość adaptacji i modernizacji obiektów o lekkiej konstrukcji stalowej.

Należy tu nadmienić, że ekonomiczne lekkie budownictwo nie jest w pierwszym rzędzie kwestią materiałową, ponieważ istotnym czynnikiem jest tu obniżenie kosztów, a nie tylko ciężaru. Dlatego wskazać można wiele dróg prowadzących do tego efektu.

Jedną z możliwych dróg zmierzających do upowszechnienia lekkiego budownictwa stalowego jest stosowanie profili zimnogiętych. Daje to wprawdzie zmniejszenie zużycia stali o 25÷50% w

stosunku do konstrukcji zwykłych, lecz z uwagi na wyższą cenę jednostkową wyrobów zimnokształtowanych, globalne oszczędności kształtują się na poziomie 5÷20 %.

Innym korzystnym rozwiązaniem jest stosowanie ustrojów zespolonych, w których stal współpracuje z betonem lub tworzywami sztucznymi. Wydaje się, że znaczne rezerwy tkwią w powszechniejszym zastosowaniu konstrukcji hybrydowych, pozwalających na takie kształtowanie przekrojów, aby stal o podwyższonej wytrzymałości znajdowała się w obszarach najbardziej wyteżonych.

Niezależnie od stosowanych materiałów / stal, aluminium, tworzywa sztuczne/ czy też typów profili występujących w budowlach / tradycyjne, rurowe, zimnogięte/, dających oszczędności materiałowe, drogą do racjonalnego wykorzystania tworzywa konstrukcyjnego są bardziej precyzyjne metody wymiarowania konstrukcji stalowych. Wyrazem tych dążeń są zarówno kolejne istotne zmiany podstawowych norm projektowania, a w szczególności ostatniej wersji PN-89/B-03200, jak również innych opracowań np[5], [6] ukazujących już przed laty na konieczność innego spojrzenia na pracę ustrojów stalowych. Realizacja takiego programu wymaga skoordynowanych wysiłków hutnictwa, przemysłu chemicznego i materiałów budowlanych, a także efektywnej pracy naukowców i projektantów.

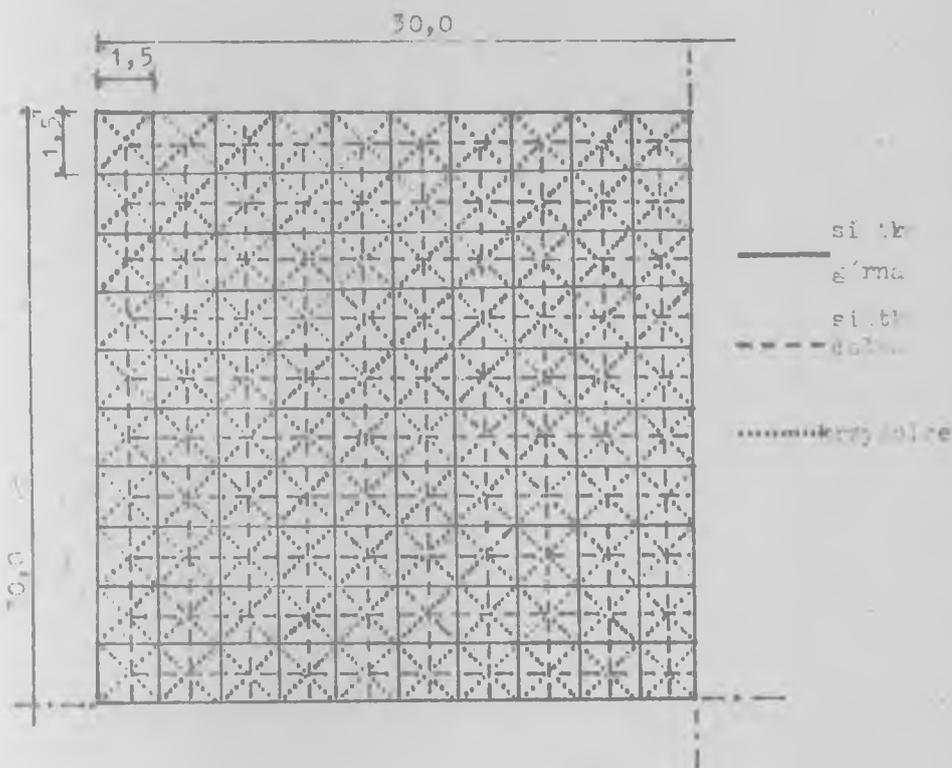
Wyrazem poszukiwań w tworzeniu nowoczesnych, lekkich konstrukcji stalowych jest szereg systemów budowy hal, a zwłaszcza ich przekryć dachowych. Dokonując krótkiego przeglądu najbardziej rozpowszechnionych w Polsce systemów konstrukcyjnych strukturalnych przekryć dachowych wymienić należy :

- CRS-900 ,
- "Mostostal",
- "Zachód".

Rozwiązania konstrukcji węzłów i sposób prefabrykacji wzorowano na opracowanych przez Stefana Du Chateau systemach "Unibat"

i "Piramitec".

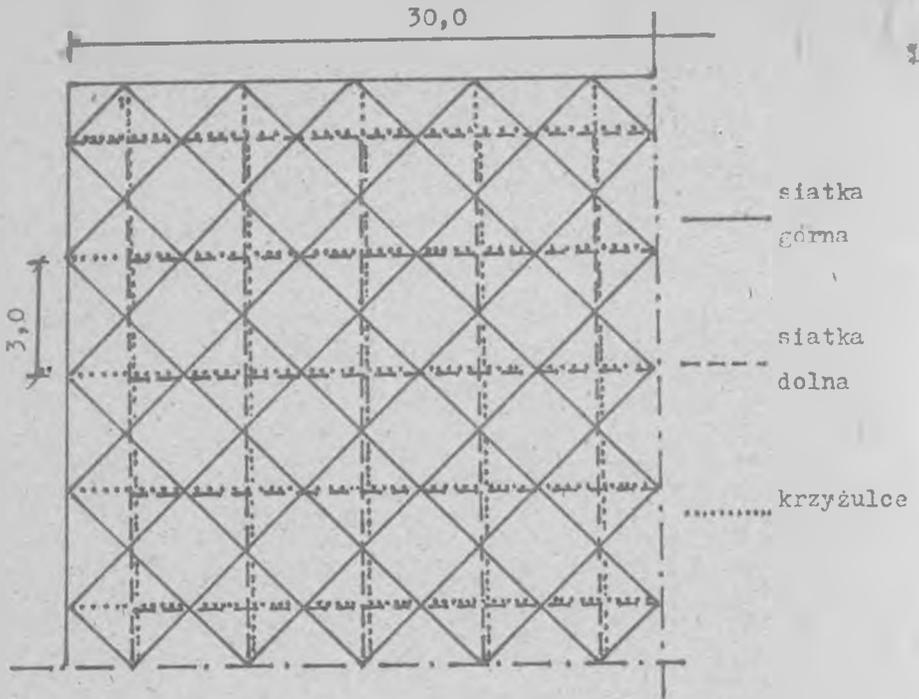
W CRS-900 elementem podstawowym jest ostrosłup na bazie kwadratu $1,5 \times 1,5$ m /Rys.3./. Pręty warstwy górnej tworzą podstawy odwróconych ostrosłupów, zaś pasy dolne o układzie równoległym do górnych wykonane są z prętów okrągłych stykających przy zastosowaniu śrub rzymskich. Konstrukcja dachu tworzy jednospa-dową poład o wymiarach $30,0 \times 30,0$ m.



Rys.3.

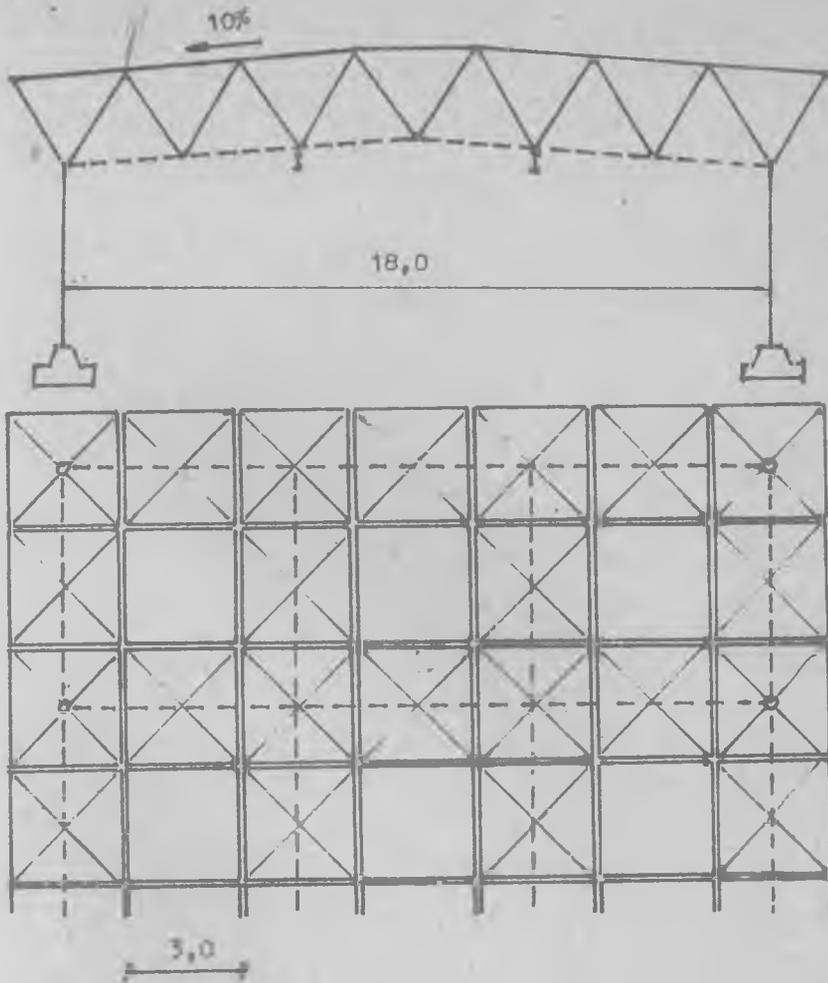
W systemie "Mostostal" obejmującym budowę hal wielonawowych i pawilonów przewidziano wymiary segmentów przekryś od $12,0 \times 18$ do $36,0 \times 36,0$ m przy podstawowym module $6,0$ m. Ostrosłupy mają wysokość $1,5$ m zaś długość prętów warstwy górnej $2,08$ m przy sia-

tce diagonalnej i 1,96 m przy siatce ortogonalnej. Rys.4. przedstawia schemat przekrycia dachu w systemie "Mostostal".



Rys.4.

System "Zachód" bazuje na ostrosłupie o większych wymiarach, podstawa 3,0x3,0 m przy wysokości 2,4 m. Węzeł dolny ostrosłupa ma postać czaszy sferycznej ukształtowanej przez tłoczenie blachy na gorąco, zaś węzeł górny /połączenie krzyżulca z ramką / uzyskuje się przez rozcięcie węzła dolnego na 4 części. W systemie "Zachód" dwuwarstwowa struktura zaprojektowana jest o siatce z pustymi oczkami. Przewidziano możliwość podwieszenia wciągników jednoszynowych o udźwigu do 10kN przy rozpiętościach naw 18, 24, 30, 36 m. Na Rys.5. przedstawiono schemat konstrukcji przekrycia hali o szerokości nawy 18,0 m w systemie "Zachód".



Rys.5.[7]

Osiągnięte dotychczas wyniki w zakresie rozwoju lekkich konstrukcji stalowych są obiecujące, ale stan obecny można ocenić następującym stwierdzeniem: "praktyka wykazała, że możliwości konstrukcji metalowych nie są jeszcze wyczerpane" [8].

Piśmiennictwo.

- [1]. O. Büttner, H. Stenker - Lekkie budownictwo metalowe, Arkady, Warszawa 1975.
- [2]. J. Bródka, M. Łubiński - Lekkie konstrukcje stalowe, Arkady, Warszawa 1978.
- [3]. H. Górski, S. Hojarczyk - Zarys ekonomiki konstrukcji stalowych, Arkady, Warszawa 1970.
- [4]. E. Kituchtin, W. Spiridonow, Ju. Chromiec - Legkije konstrukcii odnoetażnych proizwodstwiennych zdaniij, Stroiizdat Moskwa 1988
- [5]. S. Jastrzębski, J. Kasiński, Z. Pancewicz - Projektowanie konstrukcji stalowych metodą plastycznego wyrównania momentów, Praca BSPKS "Mostostal", Warszawa 1961.
- [6]. J. Mutermilch, E. Olszewski, M. Łubiński - Wymiarowanie konstrukcji stalowych. Nowe metody - Budownictwo i Architektura, Warszawa, 1965.
- [7]. J. Bródka i inni - Przekrycia strukturalne, Arkady, Warszawa 1985.
- [8]. J. Augustyn - Konstrukcje stalowe u progu XXI wieku, Inżynieria i Budownictwo 7,8/1988

Elżbieta Przesnycka
Akademia Rolnicza
Lublin

LEKKIE TUNELOWE BUDOWNICTWO INWENTARSKIE.
NOWE TENDENCJE W BUDOWNICTWIE INWENTARSKIM
EUROPY ZACHODNIEJ

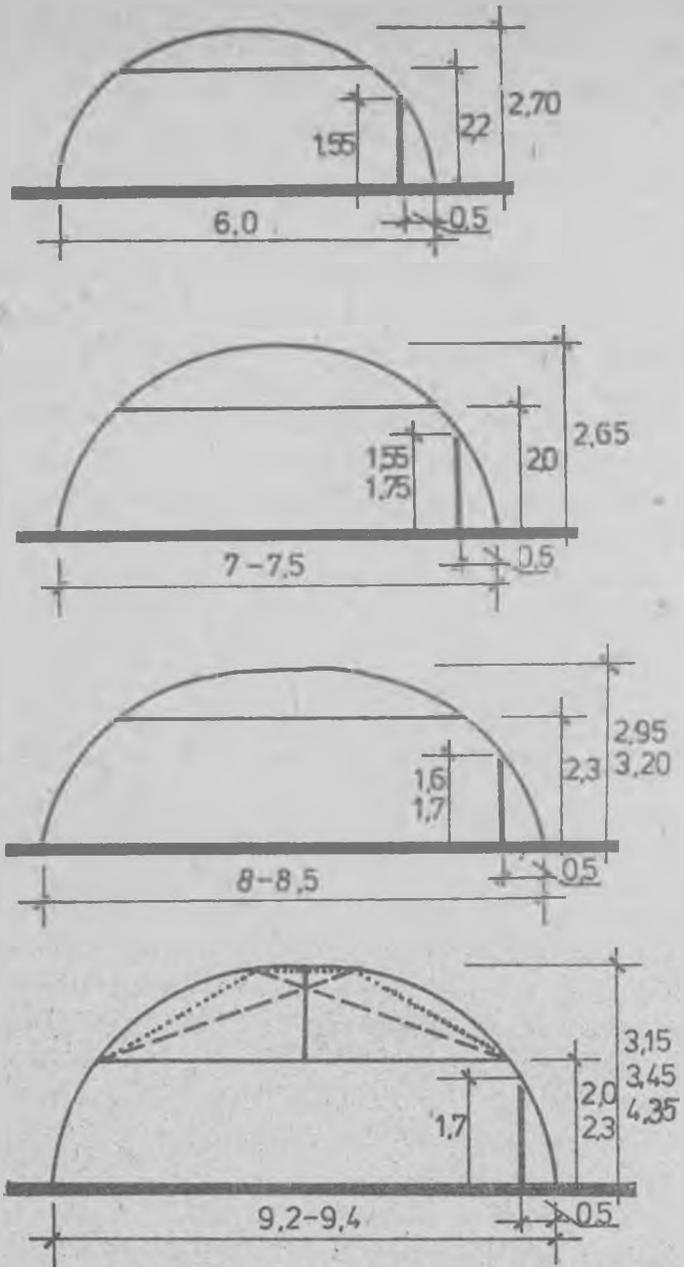
Podstawowymi kryteriami, które decydują o wyborze konstrukcji budynku inwentarskiego są koszty wzniesienia obiektu oraz koszty amortyzacji. Z powyższych przyczyn użytkownicy zaczęli się interesować możliwością adaptacji typowych tuneli foliowych stosowanych w produkcji ogrodniczej do produkcji zwierzęcej. Pierwsze tego typu lekkie budynki inwentarskie o strukturze szkieletowej powstały we Francji w latach 1965-1967 /1965 - kurnik w Loire - Atlantique/. Od 1972 r. rozpoczęto badania nad zastosowaniem tych obiektów w hodowli owiec, w różnych warunkach klimatycznych. W latach 1973-1974, w Instytucie Badań w Braunschweig-Völknerot /RFN/, rozpoczęto badania nad zastosowaniem lekkich tunelowych konstrukcji w hodowli bydła i drobiu. W tym czasie rozpoczęto również tego typu badania we Francji. Mimo wielu początkowych trudności, duża część wzniesionych w tym okresie obiektów nadal funkcjonuje. W latach 1979-1980, w I.N.R.A. rozpoczęto szeroko zakrojone badania nad możliwością przemysłowej hodowli w tunelach foliowych innych rodzajów zwierząt, jak: króliki, kaczki, trzoda chlewna, owce.

Od 1982 r. w konstrukcji budynków inwentarskich o strukturze wywodzącej się z formą od tunelu ogrodniczego, daje się zauważyć 2 tendencje w stosowaniu materiału przekryć dachowych:

- materiał sztywny,
- materiał elastyczny

W 1986 r. ocenia się iż we Francji było eksploatowanych 1700 tuneli hodowlanych z czego 1400 posiadało przykrycia elastyczne.

Na coraz większą popularność tego typu obiektów wpływa fakt, iż w warunkach francuskich tunelowe - foliowe budynki inwentarskie są o 2-3 razy tańsze niż budynki wzniesione



Rys.1. Schematy konstrukcji lekkich inwentarskich tuneli metalowych

według tradycyjnych technologii. Prostota montażu konstrukcji budynku pozwala na duży, bądź też całkowity udział inwestora /rolnika indywidualnego/ w jego budowie, co znacznie zmniejsza koszty inwestycji. Montaż tunelu o powierzchni 100 m^2 realizowany tylko przez 1 robotnika wymaga 10 dni pracy.

Tę samą konstrukcję tunelu inwentarskiego można łatwo adaptować do hodowli innego typu poprzez zastosowanie wyposażenia ruchomego, bądź też adoptować do hodowli innego gatunku zwierząt. Budynki są rozbieralne i można je szybko zdemontować i przenieść w inne miejsce przy czym łatwo jest je adaptować do innych warunków topograficznych /owczarnie w terenach górskich/.

W warunkach francuskich przeciętny czas zwrotu nakładów poniesionych na inwestycję wynosi dla budynków inwentarskich wzniesionych techniką tradycyjną 12 lat, zaś dla lekkich budynków szkieletowych o formie tunelu co najwyżej 7 lat, zależnie od funkcji obiektu i zastosowanej technologii wykonania.

Zalecane wymiary tuneli inwentarskich wg badań I.N.R.A. dla różnych grup zwierząt przedstawiono w poniższej tabeli

Rodzaj produkcji	Liczba zwierząt	Powierzchnia / m^2 /	Szerokość /m/	Długość /m/	Wysokość /m/
owce	200-220	255-372	8,5-9,30	30-40	3,3-3,6
młode bydło rzeźne	25-30	170-196	8,5-9,30	20	4,35
trzoda chlewna /prosięta/	400-480	250	9,30	26-32	3,5
drób	4000-8000	306-517	9-9,40	34-55	3,2-4,35

Najczęściej realizowane typy tuneli przedstawiono na rys.1.

OPIS TYPOWYCH KONSTRUKCJI

1. Konstrukcja nośna

Szkielet tych budynków stanowią najczęściej lekkie łuki lub inne elementy o zbliżonej formie geometrycznej, wykonane z rurek stalowych o grubości ścianek 1,5 mm. Łuki te ustawiane są w odległościach 1-2 m wzdłuż osi budynku i stężane prętami podłużnymi rozmieszczonymi w odpowiednich miejscach.

Przekroje rurkowych elementów konstrukcyjnych przedstawione są na rys.2.



Rys. 2. Przekroje elementów konstrukcyjnych

Zastosowanie elementów o przekroju owalnym zwiększa wytrzymałość tunelu na obciążenie śniegiem i wiatrem o ok. 6-11%.

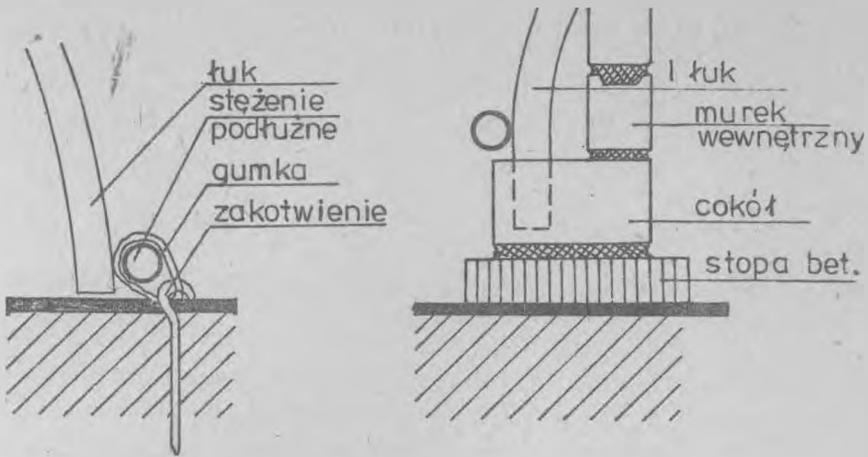
Stężenie przeciwwietrzne umieszcza się w skrajnych przęsłach między ścianą szczytową a 2-3 najbliższymi łukami.

Dodatkowym usztywnieniem konstrukcji, koniecznym zwłaszcza przy większych rozpiętościach są pręty ściągające umieszczone w górnych częściach łuków /rys.1/.

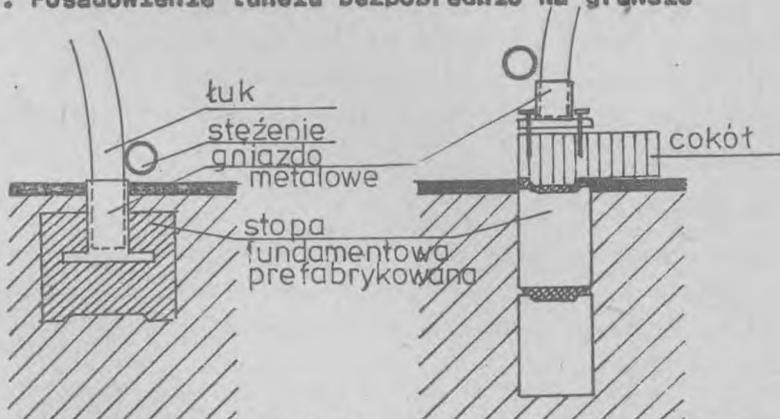
Wszelkie elementy metalowe są 2-krotnie galwanizowane na gorąco /725 g cynku/m²/, co dostatecznie zabezpiecza konstrukcję przed działaniem agresywnego środowiska powstającego wewnątrz budynku inwentarskiego.

2. Posadowienie tunelu

Elementy nośne mogą być posadowione bezpośrednio na gruncie /rys.3a/, bądź za pośrednictwem stóp fundamentowych /cokoła/, o różnych rozwiązaniach konstrukcyjnych w zależności od przeznaczenia i wyposażenia obiektu /rys.3b/.



Rys.3a. Posadowienie tunelu bezpośrednio na gruncie



Rys.3b. Posadowienie tunelu za pośrednictwem fundamentu

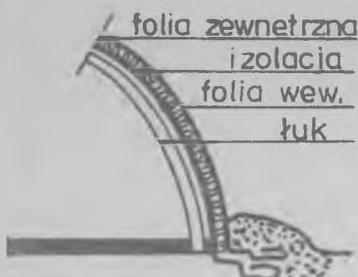
3. Przekrycie konstrukcji

Schemat typowego przekrycia przedstawiono na rys.4.

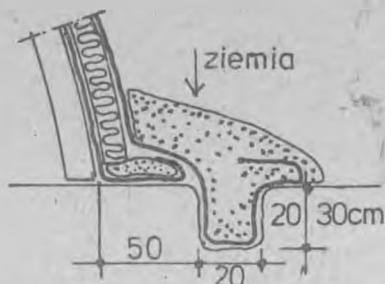
Przekrycie składa się z trzech warstw:

- zewnętrznej osłonowej - sztywnej lub elastycznej,
- izolacyjnej typu "sandwich",
- wewnętrznej elastycznej /folia polietylenowa/.

Warstwa izolacyjna wykonana jest najczęściej z elementów z wełny mineralnej, waty szklanej lub pianki poliuretanowej grubości 6 cm, pokrytych z obu stron folią polietylenową. Wymiary tych elementów dostosowane są do rozstawu łuków.



Rys.4. Schemat typowego przekrycia tunelu inwentarskiego



Rys.5. Sposób zamocowania przekrycia foliowego

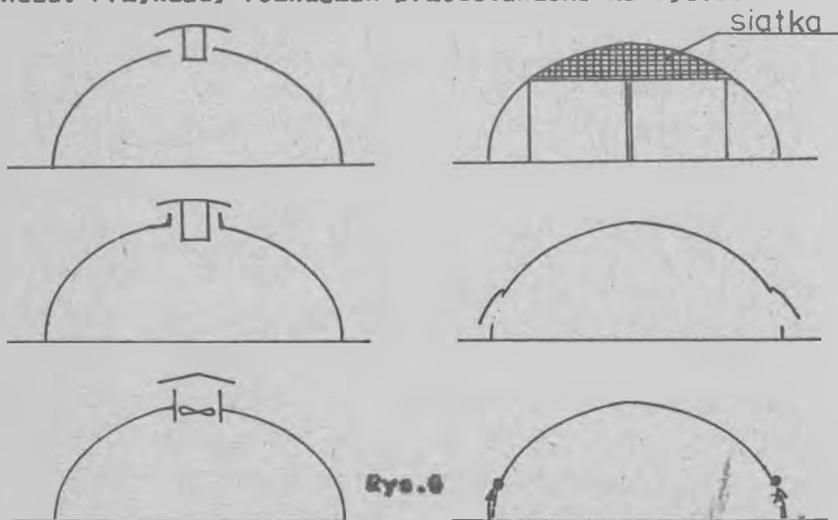
Zewnętrzna osłona elastyczna tunelu i osłona wewnętrzna wykonane są z folii polietylenowej o dużej wytrzymałości i odporności na promieniowanie ultrafioletowe /grubości 200-300 μm /. Na zewnętrzne pokrycie tunelu stosuje się najczęściej folię w kolorze czarnym, której czas normalnej eksploatacji przewidziany jest na 4-6 lat /folia biała - 3-4 lata/.

Sposób zamocowania folii przedstawia rys.5.

Ściany szczytowe tuneli wyposażone są w drzwi z odpowiednią izolacją.

5. Wentylacja

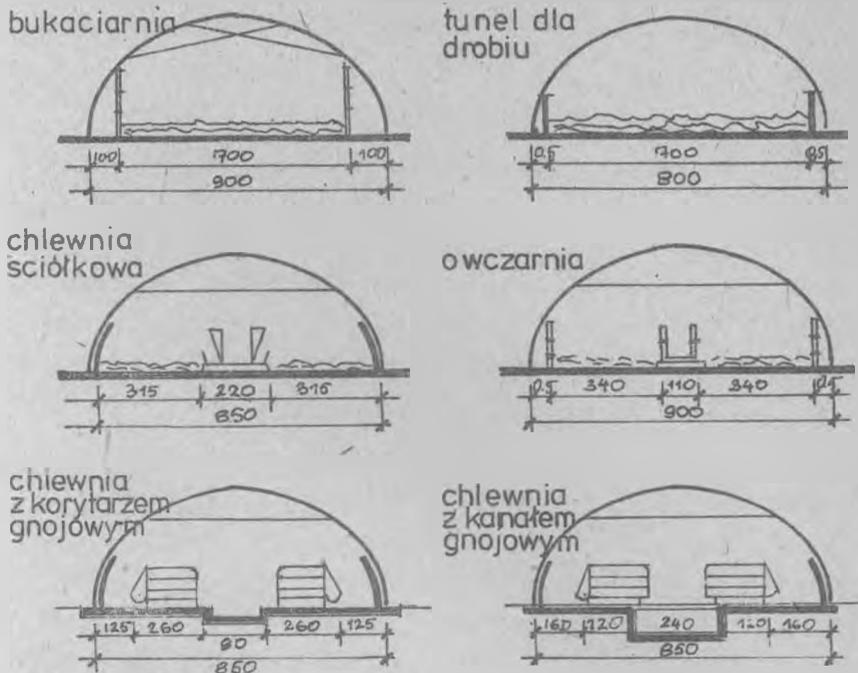
Spotyka się różne sposoby rozwiązania wentylacji pomieszczeń. Otwory wentylacyjne umieszczane bywają w zależności od potrzeb w ścianach szczytowych, ścianach bocznych i kalenicy tunelu. Przykłady rozwiązań przedstawiono na rys.6.



Rys.6

6. Wyposażenie

Wyposażenie techniczne obiektów zależy od przyjętego systemu hodowli i rodzaju zwierząt /przykłady - rys.7/.



Rys.7. Wyposażenie techniczne tuneli

W zależności od rodzaju zwierząt przewidzianych do hodowli tunele wyposaża się w odpowiedniej wysokości drewniane bądź murowane przegrody osłaniające powłokę foliową /od wewnątrz, a czasami i od zewnątrz budynku/ przed mechanicznym uszkodzeniem.

Przydatność przedstawionych rozwiązań do warunków środkowo-europejskich pod względem konstrukcyjnym i eksploatacyjnym jest niewątpliwa. Badania prowadzone w I.N.R.A. potwierdziły celowość stosowania tego typu konstrukcji zarówno w strefach klimatu nadmorskiego jak też i warunkach alpejskich. Oddzielnym zagadnieniem, które ogranicza rozwój tego typu konstrukcji w naszych warunkach, jest brak odpowiedniej jakości materiałów konstrukcyjnych oraz brak i wysoki koszt nowoczesnych materiałów izolacyjnych.

LITERATURA

- [1] Abrant F., Coffinieres P., Lavoinne M., Rousseau G. - Logement des animaux: des structures légères couvertes de plastique. C8teaux de Gascogne, 6, 1983, s.27-35
- [2] Choseon C., Coffinieres P., Le Coz M. - Les porcheries tunnels. L'Élevage porcin, n°145,12 1984, s.25-27
- [3] Delannoy R. - Structures légères et logement des bovins. ITEB, n°43, 2,1985
- [4] Delannoy R. - Perspectives offertes au logement des bovins sous structures légères et couvertures plastiques. Memoire,ITEB, 2, 1987, ss.14
- [5] Itovic. - Des abris à couverture plastique pour les ovins. Service bâtiments, 3, 1983,ss.127
- [6] Przesmycka E. - Bâtiments-tunnels plastiques. Ministère de L'Agriculture, Paryz 1987, Memoire de fin de stage.

Wiesława Banachewicz
Politechnika Lubelska

NOWE ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE W LEKKICH STALOWYCH ZBIORNIKACH NA MATERIAŁY SYPKIE

Problem przechowywania niezbędnych do produkcji surowców lub półproduktów sypkich występuje w prawie każdej dziedzinie rozwijającego się przemysłu. Istotnym jest szczególnie wtedy, gdy dotyczy materiałów sypkich, z natury rzeczy wrażliwych na zmiany atmosferyczne oraz zanieczyszczenie środowiska. Zagadnienie to w dużej mierze jest więc związane z rolnictwem, gdzie zboże na drodze między producentem i elewatoorem powinno być składowane w warunkach zapewniających jego właściwą konserwację.

Względy technologiczno-ekonomiczne zadecydowały, że tradycyjne formy składowania zbóż u producentów pod prowizorycznym zadaszeniem lub w wielokondygnacyjnych magazynach zastępuje się koncepcją bardziej nowoczesną - magazynowaniem w lekkich metalowych silosach.

Rosnące zapotrzebowanie na lekkie i funkcjonalne magazyny dla rolnictwa stało się bodźcem dla ośrodków naukowo-badawczych do podjęcia prac w tej dziedzinie. Nowe rozwiązania miały na celu uzupełnienie już istniejącej oferty, obejmującej głównie silosy o mniejszej pojemności /do 50 m³/, wyposażone wprawdzie w niezbędne urządzenia do konserwacji zboża, lecz przeznaczone głównie dla indywidualnego odbiorcy.

W Centralnym Ośrodku Badawczo-Projektowym "Mostostal" opracowano koncepcję metalowych silosów na zboża oraz nasiona roślin strączkowych i oleistych.

Zbiorniki te o pojemności 200 m³, mają średnicę i wysokość części walcowej równe odpowiednio 6 m i 5,68 m.

Konstrukcję nośną płaszcza stanowi 8 podłużnie wzmocnionych w połowie wysokości żebrami poziomymi. Poszycie przewidziano z taśm aluminiowych o grubości 1,5 mm.

Pozostałe części składowe zbiornika, wykonane ze stali St3S są typowe, - natomiast na uwagę zasługuje sposób łączenia poszczególnych ciał cienkiego poszycia.

Ze względu na grubość poszycia spawanie oraz zgrzewanie wykluczono, stosując opatentowane złącze zatraskowe

/Rys.1/

Składa się ono z dwóch różnych aluminiowych kształtowników, zawałcowanych na obrzeżach ciał. Połączenie uzyskuje się przez włożenie jednego elementu w drugi i zaciśnięciu za pomocą odpowiedniego przyrządu. W trakcie tej operacji zaciskanie odbywa się stale z tego samego miejsca, natomiast dach ze zmontowanymi ciałami obraca się stopniowo wokół masztu montażowego.

Po zmontowaniu wszystkich ciał wykonuje się śrubowe połączenie pionowe płaszcza, a następnie łączy się go z podłużnicami. Część cylindryczną silosu wraz z dachem i pierścieniem podporowym osadza się za pomocą dźwigu samochodowego na słupach.

Według autorów koncepcji [2], zaproponowane połączenie zastraskowe umożliwia szybkie i dokładne scalenie elementów poszycia w warunkach budowy /proces łączenia sąsiednich ciał trwa około 20 minut/, bez konieczności użycia dodatkowych skomplikowanych urządzeń. Przedstawione złącze działające na zasadzie zatrasku i mogące przenosić siły działające wzdłuż tworzącej jest jednak nierozłączne, co wyklucza możliwość demontażu i przenoszenia fragmentów poszycia.

Poszukiwanie nowych rozwiązań konstrukcyjnych i technologicznych dało efekt w postaci tzw. żebra dzielonego, oryginalnego połączenia pozwalającego nie tylko na skuteczny styk fragmentów wiotkiego poszycia, lecz także usztywnienia całości [3].

Żebro pasmowe ma budowę skrzynkową i składa się z dwóch rozłącznych elementów /Rys.2/

łączą się one ze sobą poprzez wzdlużne zaczepy usytuowane na końcach półek. Pracę połączenia zapewniają śruby dociskające, rozmieszczone wzdluż żebra.

Blachy poszycia mocowane są za pośrednictwem ciągłych zacisków wspornikowych umieszczonych na zewnątrz żebra /Rys.3/

Elementy, żebra łączone są z fragmentami poszycia w segmenty. Pomysł konstrukcji żebra został zarejestrowany w Urzędzie Patentowym pod numerem P-113125.

Nowe rozwiązania zanotowano również w kwestii ochrony konstrukcji zbiorników przed dynamicznymi wpływami w trakcie opróżnienia.

W okresie eksploatacji walcowe silosy obciążone są siłami poziomymi, wywołanymi parciem składowanego materiału, jak również pionowymi, powstającymi w efekcie tarcia materiału o pobocznice.

Wartość tych ostatnich zależy od porowatości ścian i współczynnika tarcia materiału. Przy znacznych siłach ściskających istnieje niebezpieczeństwo wyboczenia poszycia, zwłaszcza przy braku parcia wewnętrznego.

Zjawisko to może wystąpić w przypadku przesklepienia się części składowanego materiału i równoczesnym opróżnieniu zbiornika. Wytworzone w ten sposób niekorzystne warunki powodują ściskanie wiotkiego poszycia, które pozbawione stabilizującego parcia wewnętrznego ulec może znacznym odkształceniom a nawet zniszczeniu.

Obserwacja eksploatacji silosów zbożowych pozwala stwierdzić, że najczęściej pojawiającymi się problemami są:

- przesklepienie się składowanego materiału
- segregacja i nierównomierny wpływ składowanego produktu
- strefy stałego zalegania materiału u nasady leja, korygujące niejako założony profil

Przyczyny wiążą się nie tylko z naturalnymi cechami składowanego surowca, lecz także z kształtem komory oraz sposobem opróżniania.

Do w miarę prostych i skutecznych zabezpieczeń przeciwdziałających wymienionym wcześniej zjawiskom należy zaliczyć przewody odciążające. /Rys.4/ Są to perforowane rury o odpowiednio dobranym przekroju /średnica ich stanowi 3+4% średnicy walca /, przymocowane sprężysto do konstrukcji nośnej zbiornika.

W przypadku zbiorników opracowanych a następnie badanych w Politechnice Lubelskiej rury te miały kształt ośmiokąta zaś prostokątne otwory umieszczone były w linii spiralnej. Rura ta spełniająca też istotną rolę masztu montażowego, całkowicie wyeliminowała wpływy dynamiczne w trakcie opróżniania silosów zbożowych co potwierdzone zostało badaniami poligonowymi jak również wieloletnią bezawaryjną eksploatacją. [1]

Innym rozwiązaniem konstrukcyjnym skutecznym i znajdującym duże zastosowanie w silosach na materiały o znacznych skłonnościach do zestalania się i przesklepienia są pionowe przepony w leju /Rys.5/ Wykonane z blachy o grubości 5 mm, przymocowane są punktowo do masztu w formie rury perforowanej oraz na obwodzie do żeber pionowych.

W trakcie napełniania silosu powodują rozdzielenie strumienia materiału na trzy mniejsze, zmniejszając niebezpieczeństwo wytworzenia się przesklepienia oraz czyniąc przepływ bardziej płynnym.

Ciekawym rozwiązaniem jest zaproponowana w [4] koncepcja noży drgających. Urządzenie to, składające się ze sztywnej rury środkowej oraz układu cięgien, może wykonywać drgania pionowe i poziome o znacznych amplitudach.

Układ ten drga przy ruchu materiału wypełniającego, przeciwdziałając możliwości powstawania przesklepień. Zastosowanie przedstawionych prostych zabezpieczeń w postaci przewodów odciążających, przepon oraz noży drgających ma na celu podwyższenie niezawodności eksploatacyjnej konstrukcji silosów bez stosowania skomplikowanych urządzeń.

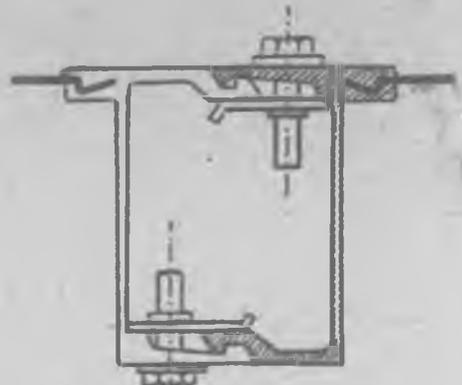
Pierwsze dwa z wymienionych tu urządzeń zostały zastosowane w silosach produkowanych przez Mechaniczne Zakłady Produkcyjne WZSR w Lubartowie i sprawdzone w okresie ponad dziesięcioletniej eksploatacji.

Literatura

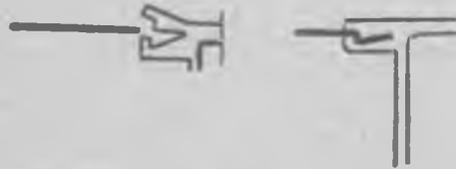
- [1] W. Banachewicz - "Nowe cienkościenne silosy dla
Z. Pancewicz rolnictwa" - X Krajowa Konferencja
Naukowo-Techniczna PZITB - Toruń 1985
- [2] W. Wojnowski - "Metalowe cienkościenne silosy na
ziarna zbóż o pojemności 200 i 400 m³".
- [3] W. Miśkiewicz - "Żebro dzielone jako nowy element
W. Włodarczyk konstrukcji lekkich silosów dla
rolnictwa" - Konferencja Naukowa
KILiW PAN, KTR PAN, KKM PZITB
Olsztyn 1983
- [4] " Silosy-badania, projektowanie, budowa, użytkowanie ".
Prace naukowe Instytutu Budownictwa
Politechniki Wrocławskiej 1985



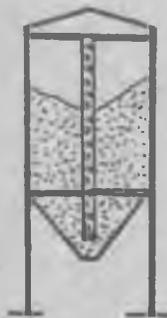
Rys. 1.



Rys. 2.



Rys. 3.



Rys. 4.



Rys. 5.

Wiesław Nurek

Politechnika Lubelska

O KONSTRUKCJI STRUKTUR SYSTEMU SPHEROBAT

Jednym z kierunków unowocześniania lekkich przekryć strukturalnych jest dążenie do eliminacji procesów spawalniczych wykonywanych na placu budowy. System SPHEROBAT charakteryzuje się m.in. tą zaletą, że przy scalaniu konstrukcji używa się jedynie śrub co w istotnym stopniu uniezależnia montaż od warunków klimatycznych, zwłaszcza niskich temperatur.

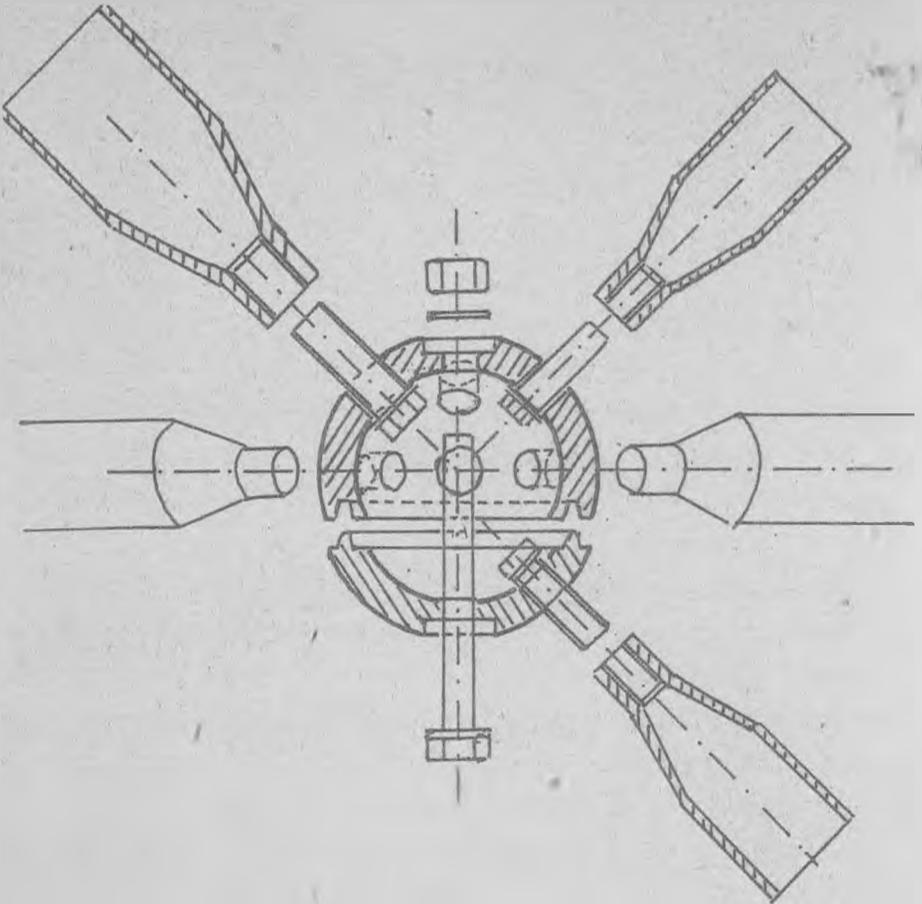
Przekrycia strukturalne systemu SPHEROBAT od 1984 roku są konstrukcjami rozpowszechnionymi na zachodzie Europy a także w Stanach Zjednoczonych. Dzięki swoim zaletom w 1985 roku system ten został wyróżniony przez francuskie Ministerstwo Urbanistyki Budownictwa i Transportu wpisaniem do "Złotej Księgi". Koncepcję nowej, oryginalnej konstrukcji opracował Stefan Du Chateau, znany jako autor wcześniej stosowanych systemów Pyramitec i SDC.

Elementami konstrukcyjnymi w systemie SPHEROBAT^m, z których tworzy się przestrzenne ustroje kratownicowe są:

- węzły utworzone przez dwie cząstki kuliste,
- pręty rurowe wychodzące promieniście z węzłów,
- śruby o wysokiej wytrzymałości łączące nawintowane końcówki prętów z węzłami.

Na Rys.1. przedstawiono w przekroju konstrukcję węzła tego systemu.

Stalowe węzły SPHEROBAT w przemysłowej produkcji mają standardowe wymiary, ich średnica wynosi 90, 125, 180, 280 mm.



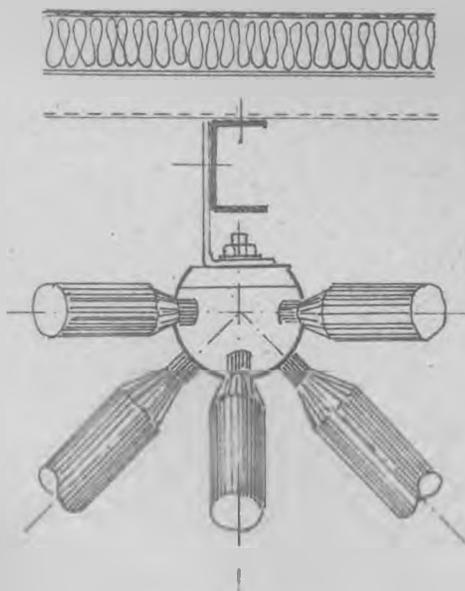
Rys.1.

Przez odpowiedni dobór wzajemnego położenia prętów i ich długości możliwe jest konstruowanie przekryć o różnych kształtach. Obciążenia zewnętrzne przekazywane są na kuliste węzły /Rys.2/ a dzięki przegubowemu połączeniu w prętach struktur występują jedynie osiowe siły ściskające lub rozciągające ; praktycznie momenty zginające w prętach nie występują.

System charakteryzuje się wieloma zaletami, z których jako główne wymienić należy :

- prostota konstrukcji,

- niskie koszty transportu z wytwórni na plac budowy,
- możliwość scalania fragmentów lub całości konstrukcji na poziomie terenu a następnie podnoszenia na miejsce wbudowania,
- możliwość demontażu bez konieczności cięcia,
- niewielkie zużycie jednostkowe stali,
- możliwość wykonywania w wersji aluminiowej.



Rys.2.

Z licznych obiektów których konstrukcję przekrycia zrealizowano w systemie SPHEROBAT jako przykładowe wymienić można:

- kompleks biurowy I.B.M. w Nowym Jorku,
- przekrycia trybun stadionu w Cagnes-sur-Mer,
- fabryka samochodów w Fianarantsoa na Madagaskarze,
- parking portu lotniczego w Las Vegas w USA,
- dworzec kolejowy w Lyonie.

W latach 1980-81 w Głównym Biurze Studiów i Projektów Budownictwa ZSR "Samopomoc Chłopska" w Warszawie opracowano projekt systemu konstrukcyjnego uniwersalnych struktur przestrzennych. Głównym autorem tego projektu jest Władysław Ignaciuk. Ogólna koncepcja zbliżona była do omówionego powyżej systemu SPHEROBAT. Nieco odmienny był kształt węzłów. Tworzyły je dwie części : podstawowy kołpak kulisty z fragmentem walca i w węzłach podporowych kołpak uzupełniający w formie przykrywki. Wykonana seria próbna takich węzłów o trzech wymiarach / \emptyset 80mm z blachy 6 mm, \emptyset 100 z blachy 10mm i \emptyset 150 z blachy 12 mm / była badana w laboratorium Wydziału Inżynierii Budowlanej i Sanitarnej Politechniki Lubelskiej. Projekt systemu W. Ignaciuka nie został do chwili obecnej wdrożony.