

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.

Беркута А.В., к.е.н.

Голоднов О.І., д.т.н., проф.

Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.

Гордеев В.М., д.т.н., проф.

Гуляев В.І., д.т.н., проф.

Єгоров Є.А., д.т.н., проф.

Кваша В.Г., д.т.н., проф.

Корольов В.П., д.т.н., проф.

Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.

Лобанов Л.М., академік НАНУ,
д.т.н., проф.

Мущанов В.П., д.т.н., проф.

Оглобля О.І., д.т.н., проф.

Пасечнюк В.Л.

Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.

Стоянов В.В., д.т.н., проф.

Шимановський О.В., д.т.н., проф.

**МІЖНАРОДНА
РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2012 — 2013 роки**

Абель Д., д.т.н., проф. (США)

Агощ З., д.т.н., проф. (Словаччина)

Белоев М., к.т.н. (Болгарія)

Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)

Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)

Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)

Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)

Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)

Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)

Кульбах В., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Естонія)

Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)

Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)

Новак А., д.т.н., проф. (США)

Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)

Сидорович Є.М., д.т.н., проф. (Білорусь)

Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)

Трошенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)

Тулебаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)

Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)

Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



1'2012

Виходить 4 рази на рік

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

О.В. Шимановський

ВПЛИВ ЗМІЦНЕННЯ НА РОБОТУ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ
ЖОРСТКО-ПЛАСТИЧНИХ НИТОК СКІНЧЕНОЇ ЖОРСТКОСТІ. 2

Л.Н. Филатова, А.П. Иванов, А.И. Голоднов

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ОСТАТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СЕЧЕНИЯХ
СТАЛЬНЫХ БАЛОК ПОСЛЕ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И РЕГУЛИРОВАНИЯ. 5

С.Ф. Пічугін, О.В. Семко, А.В. Гасенко, Ю.В. Дрижирук

ВПЛИВ ПРИБУДОВ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ КОНСТРУКЦІЙ
ЛЕГКОГО ПОКРИТТЯ ВИРОБНИЧОГО ЦЕХУ. 9

О.І. Сіянов

ДОСЛІДЖЕННЯ СХЕМ РОЗТАШУВАННЯ ХРЕСТОПОДІБНИХ В'ЯЗЕЙ
ОДНОШАРОВОГО ЦИЛІНДРИЧНОГО СТРИЖНЕВОГО ПОКРИТТЯ. 13

О.А. Радуть

ОПТИМАЛЬНЕ ПРОЕКТУВАННЯ КОРОДУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ
З ВИКОРИСТАННЯМ ШТУЧНИХ НЕЙРОННИХ МЕРЕЖ. 16

В.В. Морозов

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЛИЦЕВОЙ МЕМБРАНЫ
МЕМБРАННОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ. 19

НОВІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

Г.М. Ремінець

КОНСТРУКЦІЇ ДЛЯ ПЕРЕКРИТТІВ ТА ПОКРИТТІВ БУДІВЕЛЬ
ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ СКЛАДЕНОГО ПРОФІЛЬОВАНОГО ЛИСТА. 23

РЕКОНСТРУКЦІЯ ІНЖЕНЕРНИХ МЕРЕЖ

Д.Ф. Гончаренко, В.М. Атаманчук, Х. Вевелер, С.А. Забелин

ПРИМЕНЕНИЕ ПОЛИЭТИЛЕНОВЫХ ТРУБ ДЛЯ САНАЦИИ
ВОДОВОДНЫХ И КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СЕТЕЙ. 25

ПРОЕКТУВАННЯ З'ЄДНАНЬ

Л.М. Рабер, А.Е. Червинский

АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ СОЕДИНЕНИЙ
НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ. 29

З ІСТОРІЇ МОСТОБУДУВАННЯ

А.В. Перельмутер

ПЕРВЫЙ ЦЕЛЬНОСВАРНОЙ МОСТ. 33

БАШТОВІ КОНСТРУКЦІЇ

Л.О. Кагановский

БАШЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. 36

АБРАЗИВНІ ІНСТРУМЕНТИ

Ю.Д. Абрашкевич, Л.Є. Пелевін, Г.М. Мачишин

УМОВИ БЕЗВІДМОВНОЇ РОБОТИ ПОЛІМЕРНО-АБРАЗИВНОЇ ЩІТКИ. 39

МІЖНАРОДНИЙ ДОСВІД

В.Л. Пасечнюк

ПО МАТЕРИАЛАМ МЕЖДУНАРОДНОЙ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКОЙ КОНФЕРЕНЦИИ
ПО РЕЗЕРВУАРОСТРОЕНИЮ. 43

Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено до переліку наукових фахових видань із технічних наук

УДК 539.3:624.074.04

ВПЛИВ ЗМІЦНЕННЯ НА РОБОТУ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ ЖОРСТКО-ПЛАСТИЧНИХ НИТОК СКІНЧЕННОЇ ЖОРСТКОСТІ

Викладені постановка задачі та основні залежності для визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу нитки скінченної жорсткості, робота матеріалу якої описується моделлю ідеального жорстко-пластичного тіла зі зміцненням. Наведені рівняння кривої граничного стану поперечного перерізу для ідеального рівнополицевого профілю нитки скінченної жорсткості та результати числових досліджень.

Statement of a task is stated and the basic ratio for distribution of the stress and strain caused of cross-section of a cable of finite-stiffness which work of a material is described by model of an ideal rigid-plastic body with hardening are given. The equations of curve of a limiting condition of cross-section for the ideal equal shelf's profile of a cable of finite-stiffness are submitted. Results of numerical researches are resulted.

Ключеві слова: нитка скінченної жорсткості, поперечний переріз, граничний стан, ідеальне жорстко-пластичне тіло зі зміцненням.

Відомо, що методи розрахунку в пружній стадії роботи матеріалу не дозволяють виявити дійсні резерви міцності конструкції. У більшості випадків пластичні деформації призводять не тільки до перерозподілу і вирівнювання напружень в окремих елементах, але й до підвищення несучої здатності всієї конструкції. Крім того врахування пластичних деформацій при розрахунку споруди дає можливість визначити величину фактичного запасу її міцності. Однак такий розрахунок є нелінійною задачею, пов'язаною зі значними математичними труднощами навіть для найпростіших практичних випадків, і призводить до достатньо громіздких розв'язувальних рівнянь. Тому актуальним є розроблення методів розрахунку, в яких поєднується простота та зручність практичного застосування з реальним відображенням специфіки роботи конструкції за межею пружності матеріалу.

Найбільш просто зазначене завдання може бути вирішене шляхом введення додаткових припущень у передумови розрахунку, а саме у діаграму напруження–деформація (). При відмові від врахування пружної стадії роботи матеріалу може бути використана діаграма жорстко-пластичного тіла, що дозволяє спростити залежність між згинальним моментом і кривиною. Ще більш істотно схематизувати вид цієї залежності можна, якщо додатково прийняти, що матеріал є ідеально пластичним. Таким чином, розрахунок конструкції, матеріал якої є ідеальним жорстко-пластичним, дозволяє не тільки знайти її граничне навантаження, але й відіграє визначальну роль при виборі її раціональної схеми. Вказана обставина може дати особливо значний ефект при розрахунку таких нелінійно-деформованих систем, як висячі, оскільки знання величини граничного навантаження дозволяє попередити розвиток різних аварійних ситуацій.



О.В. Шимановський
генеральний директор
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор

Урахування зміцнення в задачах пластичного деформування дозволяє не лише врахувати особливості дійсного характеру роботи матеріалу, але й одночасно дає змогу виявити невраховані раніше запаси міцності конструкції. У низці практичних випадків розрахунку ці запаси можуть бути достатньо великими, тому таке уточнення діаграми призводить до більш достовірних рішень. Робота ниток скінченної жорсткості з матеріалу, що зміцнюється, може бути розглянута з урахуванням припущень і передумов, прийнятих при вивченні роботи ідеально пластичних ниток [3], оскільки ніяких обмежень на характер зв'язку між напруженнями і деформаціями при цьому не накладається. Також зазначимо, що загальна послідовність побудови рішення для ниток скінченної жорсткості з матеріалу, що зміцнюється, практично не відрізняється від аналогічної послідовності для жорстко-пластичних ниток. Однак рішення, як правило, виходить більш складним. У зв'язку з цим розглянемо найбільш просту після ідеально пластичної апроксимацію діаграми роботи матеріалу, тобто прийемо матеріал таким, що зміцнюється лінійно.

Розглянемо роботу нитки скінченної жорсткості, вважаючи матеріал жорстко-пластичним з лінійним зміцненням. У цьому випадку напруження і деформація пов'язані відомою умовою [1, 2]:

$$\sigma = \sigma_0 + E_0 \epsilon, \quad (1)$$

де E_0 – модуль зміцнення.

Ця умова справедлива лише у разі якщо величина напруження перевищує межу пластичності матеріалу σ_T ; у протилежному випадку (при $\sigma < \sigma_T$) розвиток деформацій у жорстко-пластичному матеріалі за визначенням неможливий і $\epsilon = 0$.

Розглянемо напружено-деформований стан поперечного перерізу нитки скінченної жорсткості у вигляді ідеального рівнополицевого профілю, який складається з двох однакових тонких полиць, які, по-перше, віддалені одна від одної на відстань h і, по-друге, мають сумарну площу F (рис. 1,а). При цьому вісь $z-z$ проходить через центр ваги профілю, а вісь $n-n$ є нейтральною.

Для виведення залежності між згинальним моментом M і розпором H спроекуємо діючі в площині перерізу елементарні сили (епюра розподілу яких наведена на рис. 1, б) на вісь $z-z$ і складемо суму моментів цих сил відносно нейтральної осі $n-n$:

$$\int_F dF = H; \quad \int_F y dF = M = H e, \quad (2)$$

де σ_T – межа пластичності матеріалу; y – відстань між волокном і нейтральною віссю; e – відстань між осями $n-n$ та $z-z$.

Зазначимо, що у випадку жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням необхідно розглянути три стадії роботи перерізу: першу – жорстку, другу і третю – пластичні, коли нейтральна вісь проходить всередині (рис. 1,б) і поза межами (рис. 1,в) поперечного перерізу нитки.

Робота поперечного перерізу нитки у першій – жорсткій стадії розглянута в [3]. Тому наразі перейдемо до визначення виду розрахункових залежностей у другій стадії роботи поперечного перерізу нитки (рис. 1,б). Підставляючи в співвідношення (2) умову (1), а також уявляючи площу елемента перерізу dF у вигляді $dF = b(y)dy$, де $b(y)$ – ширина профілю нитки на відстані y від осі $n-n$, отримаємо:

$$\int_{y_1}^{y_2} b(y)dy = \int_{y_1}^{y_2} b(y)dy = E_0 k \int_{y_1}^{y_2} y b(y)dy = H; \quad \int_{y_1}^{y_2} y b(y)dy = \int_{y_1}^{y_2} y b(y)dy = E_0 k \int_{y_1}^{y_2} y^2 b(y)dy = M = H e, \quad (3)$$

причому тут межі інтегрування прийняті рівними $y_1 = -(h - e)$, $y_2 = e$.

Позначаючи граничний згинальний момент перерізу нитки за відсутності розпору через $M_{гр} = \sigma_T W_{гр}$, де $W_{гр}$ – граничний момент опору профілю і граничний розпір нитки, що викликає у її перерізі напруження, дорівнює межі пластичності, через $H_{гр} = \sigma_T F$, а також записуючи параметр e у вигляді $e = h/2 + \delta$, рівняння (3) можна записати так:

$$\frac{H}{H_{гр}} = \frac{2}{F} \int_0^e b(y)dy = \frac{E_0 I k}{M_{гр}} \frac{W_{гр}}{I}; \quad \frac{M}{M_{гр}} = 1 + \frac{2}{W_{гр}} \int_0^e y b(y)dy = \frac{E_0 I k}{M_{гр}} e. \quad (4)$$

Після інтегрування і виключення з виразів (4) величини e , отримаємо співвідношення, що встановлює залежність між значеннями згинального моменту, розпору і кривини, що призводять до граничного стану поперечного перерізу нитки:

$$\frac{M}{M_{гр}} = f \left(\frac{H}{H_{гр}}, \frac{E_0 I k}{M_{гр}} \right). \quad (5)$$

Для розглянутого випадку залежність (5) у розгорнутому вигляді є рівнянням граничної кривої ідеального рівнополицевого профілю нитки у другій стадії його роботи, яке буде мати вид:

$$1 \quad \frac{E_0 I k}{M_{гр}} \frac{M}{M_{гр}} = 0 \quad \text{при} \quad \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}; \quad 2 \quad \frac{E_0 I k}{M_{гр}} \frac{M}{M_{гр}} = \frac{H}{H_{гр}} \quad \text{при} \quad \frac{H}{H_{гр}} > \frac{E_0 I k}{M_{гр}}. \quad (6)$$

Якщо вважати, що матеріал нитки скінченної жорсткості не має лінійного зміцнення

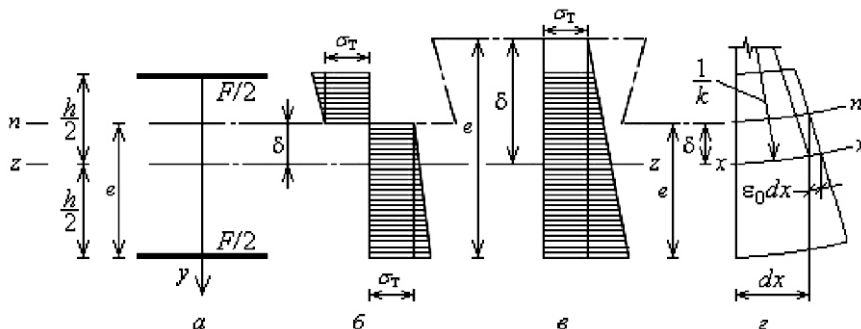


Рис. 1. Робота поперечного перерізу ідеального рівнополицевого профілю нитки скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням:

а – поперечний переріз нитки; б, в – епюри напружень у другій і третій стадіях роботи профілю; г – деформований елемент нитки

(тобто $E_0 = 0$), то з другого рівняння (6) випливає формула, яка визначає криву граничного стану ідеального рівнополицевого профілю нитки з ідеального жорстко-пластичного матеріалу [3].

Аналогічним чином можна отримати вираз, що визначає відносне подовження осі нитки ϵ_0 в разі роботи її перерізу у другій стадії. Якщо з першого рівняння системи (4) знайти відстань між нейтральною віссю $n-n$ і віссю нитки $x-x$, а також врахувати, що $\epsilon_0/k = \dots$, то для ϵ_0 отримаємо:

$$\frac{E_0 \epsilon_0}{T} \frac{H}{H_{гр}} = 0 \text{ при } \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}; \quad (7)$$

$$\frac{E_0 \epsilon_0}{T} \frac{E_0 I k}{M_{гр}} = 0 \text{ при } \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}.$$

Друга стадія роботи перерізу триває до тих пір, поки нейтральна вісь проходить всередині поперечного перерізу нитки, яка при ще більшому зростанні внутрішніх зусиль досягне верхньої полиці. Складемо умову закінчення другої стадії роботи поперечного перерізу. Для цього використаємо перший з виразів (3), враховуючи, що $e = h$. Тоді після інтегрування і деяких перетворень матимемо:

$$\frac{H}{H_{гр}} = 1 - \frac{E_0 I k}{M_{гр}}. \quad (8)$$

Розглянемо третю стадію роботи поперечного перерізу, коли нейтральна вісь проходить поза межами нитки (рис. 1,в). Рівняння рівноваги (2) у цьому випадку запишуться так:

$$\int_{y_2}^{y_1} b(y) dy = E_0 k \int_{y_2}^{y_1} y b(y) dy = H; \quad (9)$$

$$\int_{y_1}^{y_2} y b(y) dy = E_0 k \int_{y_1}^{y_2} y^2 b(y) dy = M = H e,$$

де межі інтегрування, як і раніше, дорівнюють $y_1 = -(h - e)$, $y_2 = e$.

Виконуючи далі перетворення, подібні тим, що були проведені з наведеними вище рівняннями для другої стадії роботи перерізу, замість співвідношень (4) отримаємо:

$$\frac{H}{H_{гр}} = 1 - \frac{E_0 I k}{M_{гр}} \frac{W_{гр}}{I}; \quad (10)$$

$$\frac{M}{M_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}.$$

Останнє із співвідношень (10) є рівнянням граничної кривої ідеального рівнополицевого профілю нитки у третій стадії роботи її поперечного перерізу; при цьому вираз, що визначає відносне подовження осі нитки ϵ_0 в третій стадії роботи, запишеться так:

$$\frac{E_0 \epsilon_0}{T} \frac{H}{H_{гр}} = 1 - 0. \quad (11)$$

Таким чином, розглянуті усі можливі стадії роботи ідеального поперечного перерізу нитки скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням, а також отримані залежності, які пов'язують згинальний момент і розпір, що діють у нитці, з кривиною і відносним подовженням її осі.

На рис. 2 наведена гранична крива для ідеального рівнополицевого поперечного перерізу при значенні $E_0 I k / M_0 = 1$. У правому квадранті показана крива, розташована в області додатних значень згинального моменту і розпору. За необхідності ця крива може бути продовжена в область від'ємних значень як згинального моменту, так і розпору, про що свідчить лівий квадрант на рис. 2, на якому гранична крива продовжена в область від'ємних значень розпору. При цьому межа між стадіями роботи поперечного перерізу жорстко-пластичної нитки з лінійним зміцненням матеріалу відповідає точкам зламу графіка.

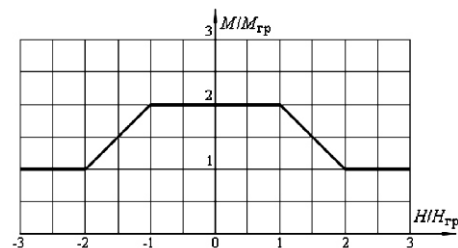


Рис. 2. Гранична крива для ідеального рівнополицевого профілю нитки скінченної жорсткості в області додатних і від'ємних значень розпору

Гранична крива, як і у випадку жорстко-пластичного матеріалу без зміцнення [3], симетрична щодо координатних осей. Однак, на відміну від кривої для нитки з жорстко-пластичного матеріалу без зміцнення, у даному випадку гранична крива за визначенням не може бути замкнутою. Тому вона заповнює всю площину $M/M_{гр} - H/H_{гр}$ і охоплює усі можливі сполучення згинального моменту і розпору. Саме тому нитка скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням може сприйняти будь-яку величину навантаження, якою б великою вона не була. Кривина і відносне подовження осі нитки при цьому завжди будуть скінченними.

[1] Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. – М.: Высшая школа, 1968. – 512 с.
 [2] Постнов В.А. Теория пластичности и ползучести. – Л.: ЛПИ, 1975. – 266 с.
 [3] Шимановський О.В. Граничні стани поперечних перерізів несучих елементів висячих систем // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 4. – С. 2–5

Надійшла 15.02.2012 р.

УДК 624.072.002.2

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ОСТАТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СЕЧЕНИЯХ СТАЛЬНЫХ БАЛОК ПОСЛЕ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И РЕГУЛИРОВАНИЯ

Изложены результаты исследований остаточного напряженного состояния, возникающего в двутавровых балках после предварительного напряжения вытяжкой нижнего пояса и регулирования. Экспериментальные исследования выполнялись разрушающим методом.

The results of researches of the residual stresses state which arises up in flange beams after preliminary tension by extraction of bottom belt and adjusting are expounded. Experimental researches were executed by a destroying method. In the places of determination of deformations on a geared-up surface the lines of tensions sensors were glued on.

Ключевые слова: двутавровая балка, предварительное напряжение, вытяжка нижнего пояса, остаточные напряжения, разрушающий метод.

Как известно, сварные конструкции характеризуются наличием остаточного напряженного состояния (ОНС), появлению которого способствуют технологические процессы изготовления, сопровождающиеся локальным термическим разогревом (сварка, резание с применением высокотемпературного нагрева, локальный разогрев и т.п.). В результате таких воздействий возникают локальные пластические деформации и остаточные сварочные напряжения [1].

Требования к несущей способности, деформативности, долговечности и надежности элементов и конструкций при одновременном уменьшении металлоемкости возрастают и вызывают необходимость анализа их ОНС с учетом технологии изготовления и условий эксплуатации. Несмотря на достижения в развитии современных методов строительной механики, теории упругости и пластичности, механики разрушения и численных методов, число задач, имеющих точное решение, ограничено и не удовлетворяет запросам инженерной практики.

Предварительное напряжение в металлических конструкциях применяется с целью создания напряжений и деформаций обратного знака к основным, возникающим при эксплуатации, и увеличения за счет создания обратного выгиба жесткости конструкции, что способствует повышению эффективности таких конструкций по сравнению с ненапрягаемыми при равном расходе материалов.

С целью получения данных о характере распределения остаточных напряжений (ОН) в сечениях прокатных и сварных двутавровых балок для последующего сравнения с данными расчетов по разработанным методикам [2, 3] были проведены экспериментальные исследования на образцах, изготовленных на ДЗМК им. И.В. Бабушкина в 1981 г.

Первая партия образцов – сварные балки (БСУ), предварительно напряженные вытяжкой



Л.Н. Филатова
аспирантка Донбасского государственного технического университета (г. Алчевск)



А.П. Иванов
доцент Донбасского государственного технического университета, к.т.н. (г. Алчевск)



А.И. Голоднов
ООО «Украинский институт стальных конструкций имени В.Н. Шимановского», д.т.н., профессор

нижнего пояса способом упреждающего разогрева, была изготовлена для:

- получения экспериментального обоснования предложений по расчету изгибаемых элементов стальных конструкций;
- исследования возможности изготовления предварительно напряженных изгибаемых элементов путем упреждающего разогрева в условиях заводов металлических конструкций.

Для выполнения предварительного напряжения методом упреждающего разогрева к исходному тавру приваривался нижний пояс, который перед сваркой поясных швов разогревался газовыми горелками до заданной температуры. После сварки поясных швов и остывания нижнего пояса балка получала обратный выгиб. Распределение ОН в сечении балки было обратным к основным: верхний участок стенки

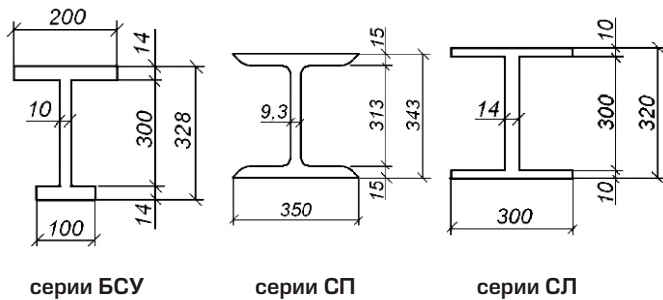


Рис. 1. Сечения экспериментальных образцов

и верхний пояс были растянуты, а участок стенки, примыкающий к нижнему поясу, сжат. Нижний пояс балки, изготовленный из стали более высокой прочности, чем исходный тавр, оставался предварительно растянутым [2].

Подбор сечений балок производился на основе разработанных расчетных методик и предложений, изложенных в работе [3].

Вторая партия образцов представляла собой сварные (серии СЛ) и прокатные (серии СП) двутавровые элементы длиной 1400 мм.

Образцы серии СП были изготовлены путем разрезки ствола из широкополочного двутавра 35К1 на мерные длины. В образцах серии СЛ пояса приняты из стали марки СтЗсп5, стенка – из стали марки 16Г2АФ-12. После изготовления стволов длиной 6 м производилась разрезка на мерные длины.

Сечения образцов различных партий приведены на рис. 1.

Для получения экспериментальных данных была разработана методика проведения исследований, которая включала выбор способов регулирования ОНС и определения характера распределения ОН в сечениях балок. Для определения характера распределения ОН были использованы неразрушающий и разрушающий методы. В качестве неразрушающего выбран электромагнитный метод, в соответствии с которым в каждом экспериментальном образце в поясах и стенке с помощью коэрцитиметра КИФМ-1 определялась коэрцитивная сила. По величине и характеру ее распределения в отдельных точках поясов и стенок делались выводы об однородности стали образцов и принимались точки для последующего определения прочностных характеристик стали методом «среза резьбы» с помощью прибора ИПМ-23 [4]. Согласно этому методу характеристики прочности стали определялись по усилиям, которые необходимо было приложить к испытываемому

винту для разрушения резьбы в исследуемом материале. При этом прочность материала испытываемого винта должна быть больше прочности материала образцов не менее чем в 1,8 раза.

ОНС определялось путем разрезки образцов в поперечном или продольном направлении. В соответствии с принципами механики сплошной среды можно отбросить часть тела и приложить по плоскости сечения усилия, которые равны действующим в теле напряжениям. Тогда оставшаяся часть тела окажется в условиях равновесия. При разрезке образцы были освобождены от напряжений. Можно считать, что к плоскости сечения приложены внешние усилия, равные по величине, но противоположные по знаку тем ОН, которые существовали до разрезки в этом сечении.

Регулирование ОНС в образцах серий СЛ и СП осуществлялось локальными термическими воздействиями (ЛТВ) путем разогрева двух кромок поясов шириной 20 мм газовым резаком с последующим остыванием на воздухе в такой последовательности:

- образец помещался на стенд, устанавливались приборы и проверялась их работоспособность. Схема размещения приборов приведена на рис. 2;
- снимались начальные отсчеты по приборам;
- производился разогрев на одной из кромок пояса шириной 20 мм газовым резаком до температуры выше критической точки A_{c3} (850...950 °С) по всей длине (или на части длины) образца. Контроль температуры выполнялся с помощью термопар, подключенных к регистрирующей аппаратуре;
- после остывания пояса снимались промежуточные результаты;
- выполнялся аналогичный разогрев другой кромки пояса.

В ходе испытания определялись прогибы в шести точках по длине и абсолютные перемещения на базе 200 мм в среднем сечении. Общий вид одного из образцов серии СП после регулирования ОНС приведен на рис. 3.

Для каждого образца принималась индивидуальная схема регулирования ОНС. Разогрев кромок поясов осуществлялся как по всей длине образца (СЛ-20/3, СП-20/3), так и на участке длиной 800 мм в центральной части (СЛ-20/1, СП-20/4). Величины кривизны определялись как отношение разности относительных деформаций на кромках поясов к высоте образца. Полученные результаты приведены в таблице.

Результаты испытаний образцов серий СЛ и СП

| Серия и номер образца | Деформации поясов, е.о.д. | | Кривизна 10^{-5} см $^{-1}$ | Прогибы кромок поясов, мм | | |
|-----------------------|---------------------------|-------------|-------------------------------|---------------------------|--------|----------|
| | сжатого | растянутого | | левой | правой | середины |
| СЛ-20/3 | 74,7 | 27,3 | 3,18 | 0,59 | 1,28 | 0,94 |
| СЛ-20/1 | 79,1 | 27,0 | 3,37 | -0,02 | 1,06 | 0,52 |
| СП-20/4 | 68,3 | 13,4 | 2,38 | 0,18 | 0,72 | 0,45 |
| СП-20/3 | 58,1 | 13,5 | 2,06 | 0,38 | 0,75 | 0,57 |

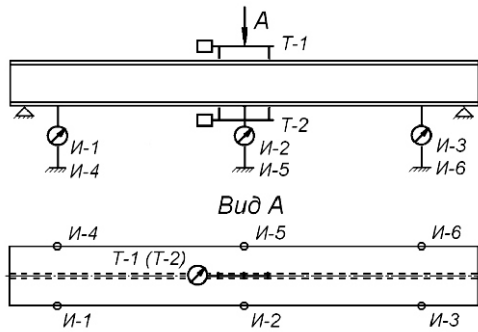


Рис. 2. Схема размещения приборов на образцах:
Т-1, Т-2 – приборы ИГМ-10 для измерения деформаций;
И-1, ..., И-6 – приборы ИЧ-10МН для измерения прогибов

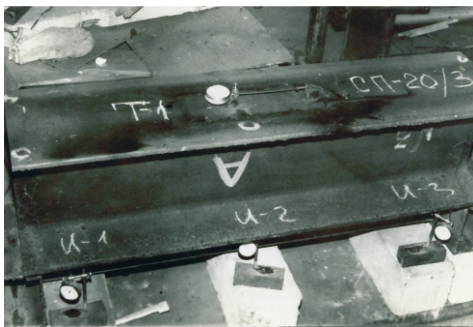


Рис. 3. Общий вид образца серии СП-20/3 после регулирования ОНС

В процессе изготовления образцов БСУ, СЛ и СП в заводских условиях от каждого листа и профиля брались пробы и определялись физико-механические характеристики металлов в заводской лаборатории. Исследования свойств сталей производились с целью: определения механических свойств сталей для уточнения данных сертификата завода-изготовителя; проведения химического анализа и использования полученных данных для последующих расчетов при проверках разработанного аналитического аппарата.

Деформации образцов определялись в такой последовательности.

1. В местах определения деформаций наклеивались проволочные тензорезисторы сопротивления (рис. 4).

2. Тензорезисторы подключались к регистрирующей аппаратуре – системе тензометрической СИИТ-3 – и снимались начальные результаты (при этом за основу схемы и соединения тензорезисторов принята полумостовая схема с двумя компенсационными сопротивлениями при поочередном подключении активных датчиков).

3. Выполнялась разрезка участка пояса (при поперечной разрезке) с одной стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с ОН в пределах одного наклеенного тензорезистора, и снимались показания по прибору СИИТ-3. При продольной разрезке выполнялась поэтапная разрезка участка стенки в пределах одного наклеенного тензорезистора посередине высоты профиля.

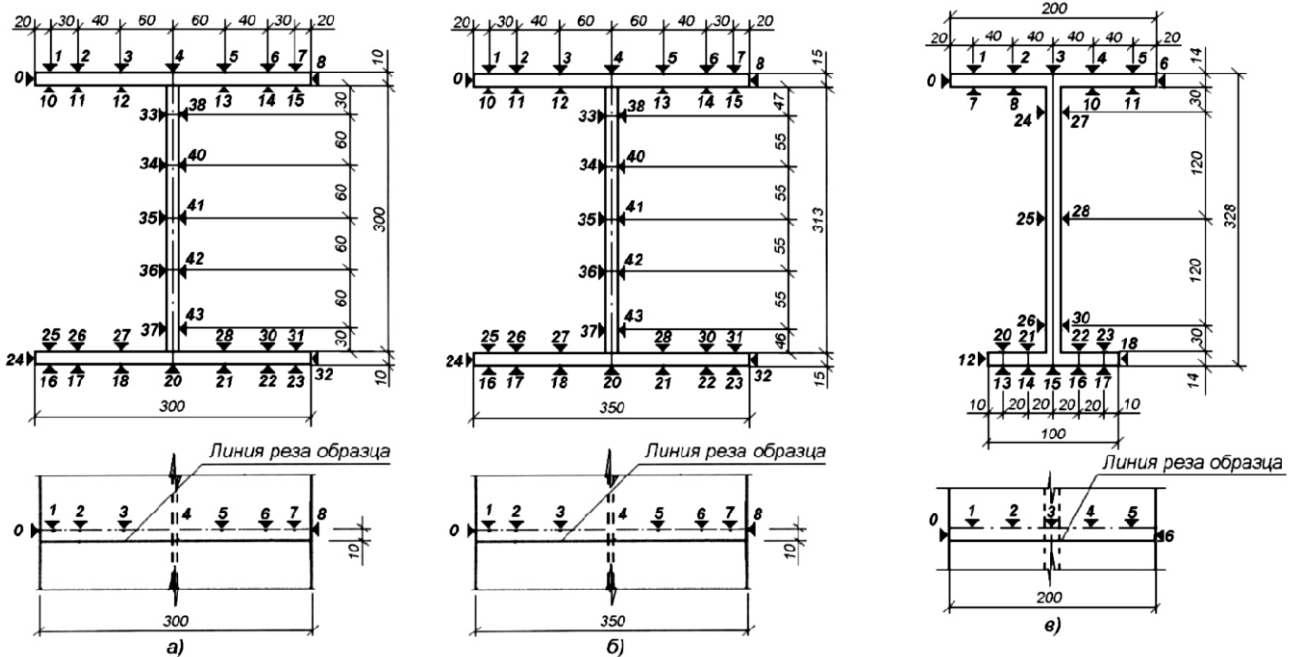


Рис. 4. Схема наклейки тензорезисторов

4. Таким же образом производилась разрезка участка пояса другой стороны образца и снимались последующие показания.

5. После роспуска поясов (при поперечной разрезке) выполнялась поперечная разрезка стенки двутавра с поэтапным снятием отсчетов по прибору СИИТ-3 в пределах одного тензорезистора.

После каждого этапа выдерживалась пауза продолжительностью 15–20 мин, а затем брались отсчеты по всем тензодатчикам сопротивления исследуемого образца.

Окончательное снятие показаний было осуществлено после полной разрезки образцов и выдержки в течение 24 часов.

Распределение ОН в сечениях образцов после поперечной разрезки показано на рис. 5.

Продольная разрезка образцов серий СЛ и СП выполнялась этапами с помощью ручного механизированного инструмента («болгарки») таким образом, чтобы температура в месте разрезки изменялась незначительно. После каждого этапа разрезки перед снятием показаний тензодатчиков выдерживалась пауза в 20 мин для охлаждения места разрезки до температуры окружающей среды.

Выводы. На основании проведенного экспериментального исследования ОНС, возникающего в стальных двутавровых балках после изготовления и регулирования, получены следующие результаты.

- Разработана методика экспериментальных исследований ОНС в двутавровых балках после изготовления и различных видов регулирования.

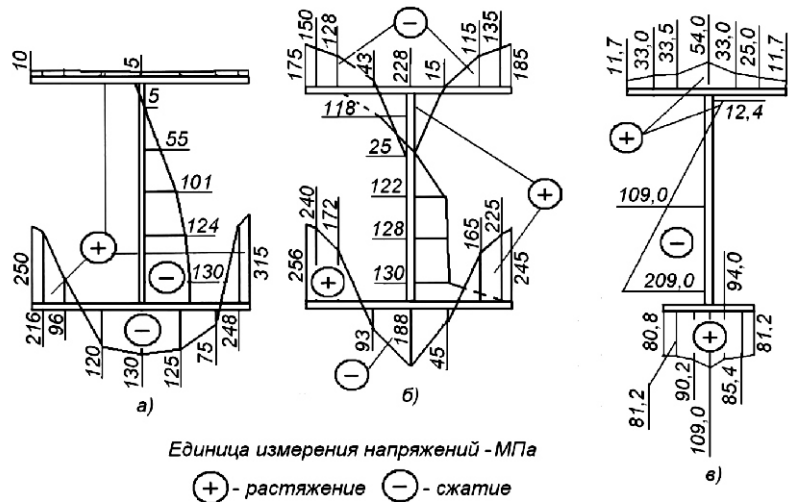


Рис. 5. Распределение ОН в сечениях образцов после поперечной разрезки

- Выбранные методы исследований (неразрушающий и разрушающий) позволили получить экспериментальные данные о характере распределения ОН в сечениях стальных балок после изготовления и регулирования.
- Получено экспериментальное подтверждение работоспособности и надежности способа предварительного напряжения вытяжкой нижнего пояса методом упреждающего разогрева, положенного в основу разработки заводской технологии предварительного напряжения.
- Экспериментально подтверждена возможность регулирования ОНС в стальных балках путем разогрева кромок поясов. После такого вида регулирования изменяется характер распределения ОН в сечениях балок, а сами балки получают обратный выгиб.

[1] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.

[2] А.с. 1527393 СССР, МКИ Е04 С 3 / 10. Способ изготовления предварительно напряженной металлической балки / А.И. Голоднов, Е.П. Лукьяненко, И.И. Набоков (СССР); Опубл. 07.12.89, Бюл. №45. – 2 с.

[3] Голоднов А.И. Принципы компоновки составных двутавровых сечений изгибаемых элементов из сталей различных марок / А.И. Голоднов, Л.Н. Филатова, И.И. Набоков // Современ. проблемы стр-ва: Ежегод. науч.-техн. сб. / Донецкий ПромстройНИИпроект. – Донецк: ООО «Лебедь», 2001. – С. 234–239.

[4] Иванов А.П. Методика визначення характеристик міцності металу за допомогою локального руйнування у конструкціях, що експлуатуються / А.П. Иванов, Ю.А. Отрош // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво) / ПолтНТУ. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – Вип. 3(25). – Т. 3. – С. 97–103.

Надійшла 13.02.2012 р.

УДК 624.014.2:624.042.4

ВПЛИВ ПРИБУДОВ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ КОНСТРУКЦІЙ ЛЕГКОГО ПОКРИТТЯ ВИРОБНИЧОГО ЦЕХУ

Розглянуто вплив прибудов нових цехів до існуючої будівлі виробничого цеху на несучу здатність конструкцій легкого покриття за рахунок зміни снігового навантаження. Внаслідок прибудови цеху з однієї сторони із покрівлю в одному рівні, утворюється єндова; прибудови цеху з другої сторони із вищою покрівлю – перепад висот покрівлі. У таких умовах утворюються снігові мішки, що спричиняють додаткове навантаження на покрівлю, а отже і зміну внутрішніх зусиль у елементах ферм покриття.

In the article influence of the built on buildings is examined to the existent production workshop on bearing strength of constructions of easy coverage due to the change of the snow loading. Because of annex of workshop from one side to existent building with a roof in one the levels, there is endova. The annex of workshop from other side with a higher roof causes the overfull of heights of roof. There are snow in such terms, that causes the additional loadings on a roof, and changing of internal efforts in the elements of farms of coverage.

Ключові слова: виробничі будівлі, легкі сталеві конструкції покриття, снігове навантаження, несуча здатність.

Основним навантаженням на сталеві конструкції легких покриттів промислових та цивільних будівель є снігове, яке згідно з діючими нормами [2] складає для території України близько 50–70 % від загального навантаження, що включає і власну вагу конструкцій покриття [3, 5]. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) залежить від району, в якому буде зводитися будівля, форми конструкцій покриття (ухилу покрівлі, наявності перепадів висот, розжолобоків, парапетів), а також терміну та особливостей режиму експлуатації будівлі. Тому створення раціональних форм конструкцій легких покриттів промислових і цивільних будівель, що протидіють утворенню т.з. «снігових мішків» та, як наслідок, збільшенню місцевого навантаження на покрівлі, є актуальним [1, 3].

Метеорологічні дослідження величини снігового навантаження на території України ведуться вже більше століття. Спершу врахування цього навантаження на будівельні конструкції мало детерміністичний підхід і лише останні десятиріччя набув поширення імовірнісний підхід [4, 6]. Але детерміністичний підхід зберігається до теперішнього часу при визначенні надлишкового снігового навантаження в місцях перепаду висот будівель. При цьому не враховується інтенсивність здування снігу вітром.

Метою роботи є виконання порівняльного аналізу впливу прибудов, що мають різну висоту, на зміну внутрішніх зусиль в елементах сталевих конструкцій легкого покриття виробничого цеху промислового підприємства за рахунок зміни величини снігового навантаження.



С.Ф. Пічугін

завідувач кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, д.т.н., професор



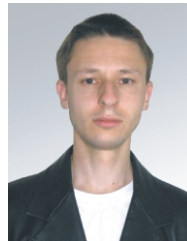
О.В. Семко

завідувач кафедри архітектури та міського будівництва Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, д.т.н., професор



А.В. Гасенко

доцент кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, к.т.н.



Ю.В. Дрижирук

аспірант кафедри організації і технології будівництва та охорони праці Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка

Досліджувалась каркасна одноповерхова будівля з габаритними розмірами 180 45 м, основною несучою конструкцією якої є поперечні комбіновані рами з прогонами 45 м, встановлені з кроком 6 м.

Колони рам виконані із залізобетону двотаврового поперечного перерізу з жорстким защемленням в фундаменті, елементи покриття (ферми, прогони, затяжки) – із сталевих прокатних профілів. Ферми покриття опираються верхнім поясом безпосередньо на залізобетонні колони. Покрівля цеху утеплена та оснащена зенітними ліхтарями. Виділення теплоти під час виробничого процесу може спричиняти підтавання снігу. Ухил покрівлі – близько 15°.

На рис. 1 зображений загальний план розташування цехів, дослідний цех знаходиться між цехами, які планується споруджувати. У зв'язку з цим змінюється розрахункова схема збору снігового навантаження на сталеві конструкції покрівлі існуючого цеху. З однієї сторони планується добудувати цех прогоном 36 м із покрівлею в одному рівні з існуючим, з іншої – цех прогоном 24 м із вищою на 5 м покрівлею. Для запобігання передачі ваги «снігового мішка» на існуючий 45-метровий цех запроєктовано «снігозбірний» 6-метровий цех із висотою в одному рівні з існуючим. На рис. 2 показаний поперечний розріз виробничих цехів, на якому відображено утворення розжолобка та перепади висот на межах виробничих цехів.

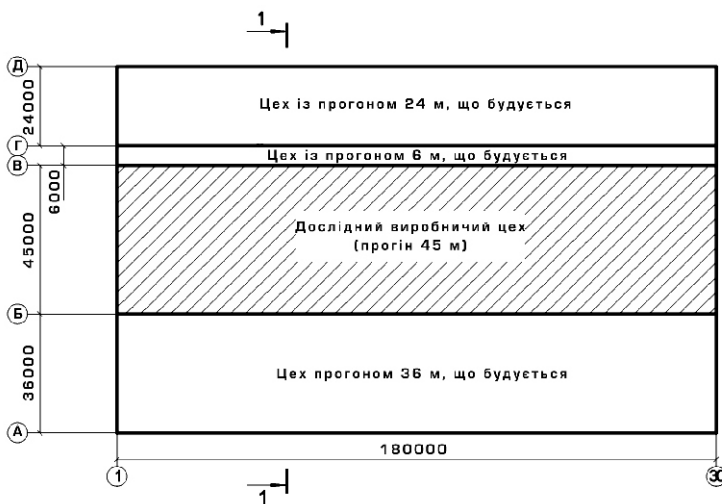


Рис. 1. Загальний план розташування виробничих цехів промислового підприємства

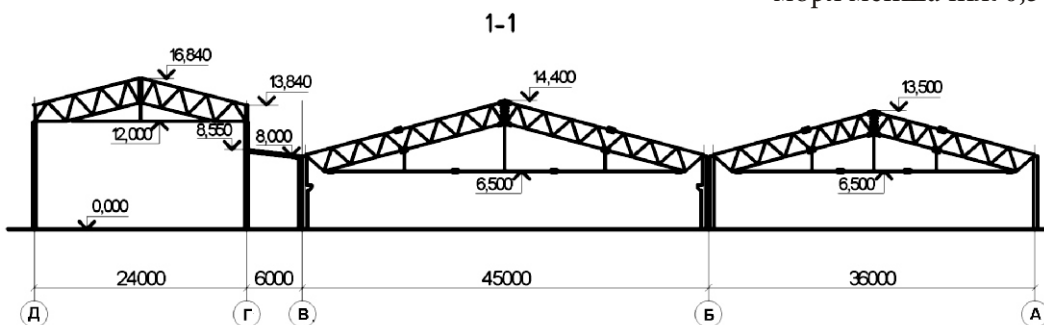


Рис. 2. Поперечний розріз 1-1 виробничих цехів

Ферма покриття прогоном 45 м виконана з прокатних швелерів із двох відправних марок (половин) із паралельними поясами. Відстань між поясами – 1750 мм. Верхній пояс ферм виконаний із двох швелерів № 22, розкоси, нижній пояс та затяжка – із швелерів № 14.

Збір навантажень на верхній пояс кроквяної ферми та визначення напружень у її елементах для зручнішого порівняння виконувався у табличній формі. Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проєкцію покриття (конструкції) згідно з [2] обчислюється за формулою

$$S_m = f_m S_0 C, \quad (1)$$

де f_m – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається згідно з п. 8.11. Оскільки будівля відноситься до виробничих, то термін її експлуатації становить 60 років за Додатком В, тому $f_m = 1,04$ (табл. 8.1); S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що визначається згідно з п. 8.5, дорівнює вазі снігового покриву на 1 м² поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років; C – коефіцієнт, що визначається за вказівками п. 8.6:

$$C = C_e C_{alt}, \quad (2)$$

де C_e – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлі, який визначається за пп. 8.7, 8.8. Визначаємо далі за схемою 5 Додатка Ж (рис. 1), оскільки в даному випадку маємо плоскі покриття з 15°; C_e – коефіцієнт, що враховує особливості режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі і визначається за п. 8.9. Приймаємо $C_e = 1$, крім розрахунку типу Д, де враховується можливість підтавання снігу на зенітних ліхтарях, і за цим типом розрахунку приймаємо $C_e = 0,8$ тільки над зенітними ліхтарями; C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за п. 8.10. Оскільки висота розміщення будівлі над рівнем моря менша ніж 0,5 км, то $C_{alt} = 1$.

Розроблено п'ять варіантів розрахунку, які відрізняються за типом врахування снігового навантаження (наявності прибудов різної висоти до існуючого дослідного цеху)[2]:

- тип А – снігове навантаження рівномірне 1 – виробнича будівля без прибудов (схема 1 Додатка Ж) (рис. 3, а);
- тип Б – снігове навантаження із врахуванням розжолобка між існуючим 45- та прибудованим 36-метровими прогонами, коли 1,4 на одній половині 45-метрового прогону, а на іншій – 0,6 (схема 5 Додатка Ж) (рис. 3, б);
- тип В – снігове навантаження із врахуванням снігового мішка від вищого 24-метрового прогону, що прибудовується, 4..0,5 (схема 8 Додатка Ж) (рис. 3, в);
- тип Г – снігове навантаження із врахуванням розжолобка між існуючим 45- та прибудованим 36-метровими з однієї сторони прогонами, де 1,4, та із врахуванням снігового мішка від вищого 24-метрового прогону, що прибудовується з іншої сторони, 4..0,5 (схеми 5 і 8 Додатка Ж) (рис. 3, г);
- тип Д – снігове навантаження із врахуванням розжолобка між існуючим 45- та прибудованим 36-метровими з однієї сторони прогонами, де 1,4, та з урахуванням снігового мішка від вищого 24-метрового прогону, що прибудовується з іншої сторони, 4..0,5 та з урахуванням можливості підтавання снігу на зенітних ліхтарях цеху (схеми 5 і 8 Додатка Ж та п. 8.9) (рис. 3, г).

На рис. 4 показана схема завантаження та закріплення досліджуваної кроквяної ферми. Зосереджене навантаження від власної ваги конструкції покрівлі та снігового навантаження на верхній пояс кроквяної ферми передається через прогоны, які встановлені з кроком 1550 мм.

Результатом статичного розрахунку ферм є значення внутрішніх зусиль в елементах ферм покриття. Найбільш небезпечними виявилися елементи верхнього поясу, у яких крім стискальної поздовжньої сили виникає ще й згинальний момент від позавузлового прикладення навантаження. Перевірка несучої здатності елемента верхнього поясу, що працює на стиск зі згином, виконувалася за наближеною формулою

$$\frac{N}{A_{\min}} \frac{M_{\max}}{W_x} R_{y c} . \quad (3)$$

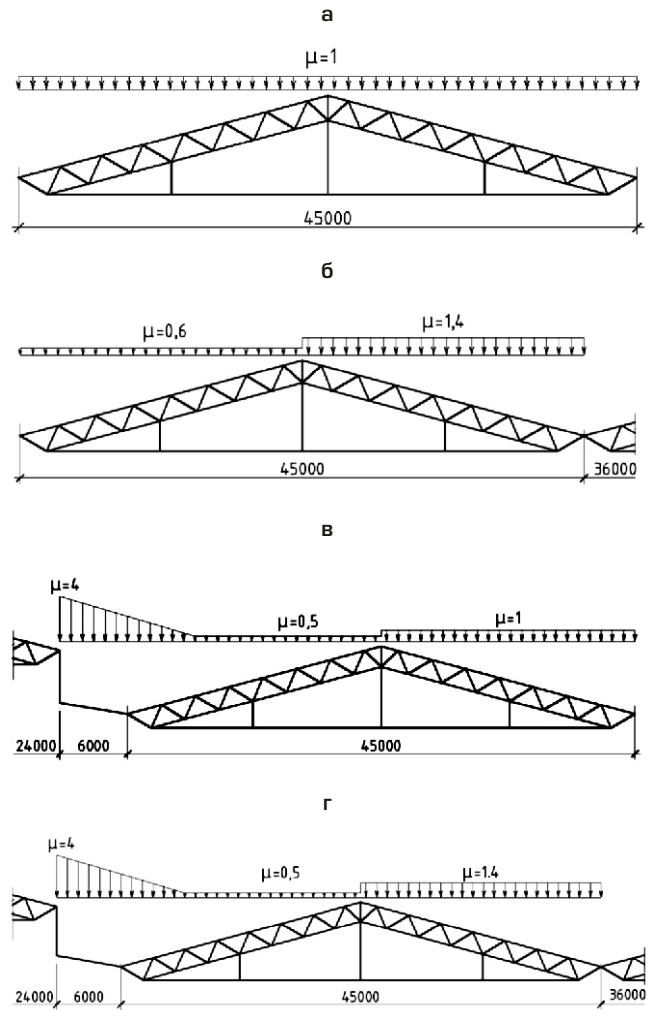


Рис. 3. Схеми врахування снігового навантаження на сталеві ферми покриття

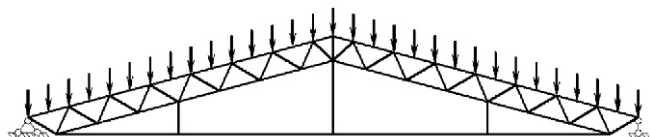


Рис. 4. Схема завантаження та закріплення кроквяних ферм

Точна перевірка стійкості елемента верхнього поясу кроквяної ферми, що працює на стиск із згином, виконувалася згідно з [7] за формулою

$$\frac{N}{e A} R_{y c} ; \quad (4)$$

де e – коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається в залежності від приведеної умовної гнучкості та приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} за табл. 74 [7].

Напруження в елементах ферми при різних типах врахування снігового навантаження

| Елемент ферми | Напруження в елементах ферми, в МПа, за типом розрахунку: | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|---|----|------------|-----|----|------------|-----|----|------------|-----|----|------------|-----|----|------------|
| | А | | | Б | | | В | | | Г | | | Д | | |
| | N | M | заг | N | M | заг | N | M | заг | N | M | заг | N | M | заг |
| в.п. | 131 | 47 | 178 | 155 | 60 | 215 | 125 | 48 | 173 | 154 | 60 | 214 | 148 | 55 | 203 |
| н.п. | 101 | – | 101 | 125 | – | 125 | 90 | – | 90 | 114 | – | 114 | 117 | – | 117 |
| з | 183 | – | 183 | 188 | – | 188 | 161 | – | 161 | 185 | – | 185 | 177 | – | 177 |
| p_2 | 140 | – | 140 | 159 | – | 159 | 131 | – | 131 | 158 | – | 158 | 149 | – | 149 |
| p_2 | 79 | – | 79 | 97 | – | 97 | 78 | – | 78 | 97 | – | 97 | 94 | – | 94 |
| p_1 | 90 | – | 90 | 110 | – | 110 | 88 | – | 88 | 110 | – | 110 | 105 | – | 105 |
| p_1 | 125 | – | 125 | 164 | – | 164 | 130 | – | 130 | 166 | – | 166 | 141 | – | 141 |

в.п. – верхній пояс (виконаний із двох швелерів №22); н.п. – нижній пояс (2 швелера № 14); з – затяжка (2 швелера № 14); p_2, p_2 – стиснутий й розтягнутий розкоси відповідно (2 швелера № 14); p_1, p_1 – те саме (один швелер № 14).

Перевірка несучої здатності розтягнутого елемента виконувалася за формулою

$$\frac{N}{A} R_y \leq \sigma \quad (5)$$

Слід зазначити, що формула (3) у порівнянні з (4) дає завищені значення напружень в елементах. Тому результати розрахунку, занесені до таблиці, визначалися за формулою (3). В таблиці наведені значення напружень окремо від поздовжньої сили та згинального моменту, що виникають в елементі ферми, а потім їхня сума.

При виконанні порівняльного аналізу напруження визначалися тільки в елементах кожного типорозміру з найбільшими внутрішніми зусиллями. Вихідні дані та результати наведені у таблиці згідно з типом врахування снігового навантаження.

Аналізуючи отримані дані значень напру-

жень в елементах кроквяних сталевих ферм покриття, можна дійти наступних висновків: найбільші напруження виникають в елементах ферми у випадку врахування утворення «снігового мішка» у розжолобку між двома прогонами виробничих цехів із похилими покрівлями при куту нахилу покрівлі 15° (напруження більші до 20 % у порівнянні з рівномірно розподіленим сніговим навантаженням). Врахування «снігового мішка» від прибудови вищого прогону майже не впливає на зміну напружень в елементах ферми завдяки спорудженню додаткового 6-метрового прогону, що збирає майже весь «сніговий мішок» на себе. При врахуванні можливості підтавання снігу на покрівлі через неутеплені зенітні ліхтарі та внаслідок цього зменшення його ваги на 25 % напруження в елементах ферми зменшуються до 10 %.

- [1] *Горохов Е.В.* Надежность эффективных пространственных большепролетных конструкций покрытий спортивных сооружений / Е.В. Горохов, В.Ф. Муцанов // Сб. науч. трудов Института строительства и архитектуры МГСУ. – М., 2008. – С. 91–95.
- [2] ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи : чинний з 2007-01-01. – К. : Мінбуд України, 2006. – 59 с.
- [3] *Кінаш Р.І.* Снігове навантаження в Україні / Р.І. Кінаш, О.М. Бурнаєв – Львів : Вид-во науково-технічної літератури, 1997. – 848 с.
- [4] *Пашинський В.А.* Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України / В.А. Пашинський. – К., 1999. – 185 с.

- [5] *Пичугін С.Ф.* Вероятностное описание снеговых нагрузок для территории Украины / С.Ф. Пичугін // Технічна метеорологія Карпат: мат. Першої Міжнар. наук. – техн. конф. ТМК-98. – «Окскарт», Львів, 1998. – С. 85–90.
- [6] *Пичугін С.Ф.* Засоби боротьби з підвищеним сніговим навантаженням на покрівлю / С.Ф. Пичугін, О.В. Семко, Ю.В. Дрижирук // Зб. наук. пр. Серія : Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – Вип. 20. – С. 95–100.
- [7] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

Надійшла 05.07.2011 р.

УДК 624.074.5

ДОСЛІДЖЕННЯ СХЕМ РОЗТАШУВАННЯ ХРЕСТОПОДІБНИХ В'ЯЗЕЙ ОДНОШАРОВОГО ЦИЛІНДРИЧНОГО СТРИЖНЕВОГО ПОКРИТТЯ

Шляхом комп'ютерного моделювання визначені параметри напружено-деформованого стану одношарового циліндричного стрижневого покриття з хрестоподібними в'язями. Показано позитивний вплив підкріпних елементів на роботу покриття. Виявлено раціональну систему підкріплення.

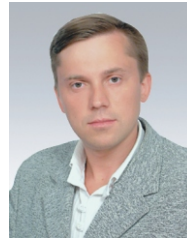
A computer design is carried out and the parameters of the tensely-deformed state of the one layer cylindrical core covering are certain with cruciform connections. Positive influence of supporting elements is shown on work of covering. The rational system of reinforcement is deduced.

Ключові слова: одношарове циліндричне стрижневе покриття, хрестоподібні в'язі, підкріпні елементи, моделювання, розрахунок.

Металеві циліндричні стрижневі покриття набули поширення в середині ХХ ст. Перші розробки відносились до сфери формоутворення, геометричних розмірів і вузлових з'єднань [1–3]. Пізніше почали вирішуватись питання розрахунку, монтажу і експлуатації [4–6]. Кожна ідея зводилась у систему і ретельно перевірялась. Створений у такий спосіб комплексний підхід призвів до формулювання проблеми стійкості та проектування покриттів із певними розмірами у плані, з'явилося твердження про обмеженість габаритних розмірів конструкцій [7]. Як наслідок розглядалась можливість підкріплення покриття шляхом використання додаткових елементів. До того ж, пропонувалось удосконалити конструкцію за допомогою в'язей у вигляді перехресних підкріпних елементів [8].

Моделювання і розрахунок покриття з хрестоподібними в'язями виконувались згідно з розробленою методикою визначення параметрів напружено-деформованого стану циліндричної стрижневої конструкції з метою вибору раціонального варіанта розташування підкріпних елементів у складі покриття.

Розрахункова схема формувалась на підставі конструктивного рішення з установленими співвідношеннями геометричних параметрів, вибраними характеристиками жорсткості та рекомендованими граничними умовами [9]. Для підвищення стійкості покриття вводились елементи підкріплення у вигляді систем хрестоподібних в'язей. Включення їх до складу просторової конструкції забезпечувалось тим, що елементами підкріплення навхрест з'єднувались протилежні вузли суміжних граней у двох варіантах за напрямком дуги: в межах кожної з двох середніх панелей і на відстані однієї панелі від середини довжини покриття. Кількість підкріпних в'язей прийнято 8, тобто по 4 в межах кожної панелі. Елементи підкріплення передбачалось виготовляти з того ж матеріалу і профілю, що і покриття.



О.І. Сіянов

доцент кафедри промислового та цивільного будівництва Вінницького національного технічного університету, к.т.н.

Алгоритм створення розрахункової схеми включав комп'ютерне моделювання циліндричної стрижневої поверхні, введення хрестоподібних в'язей, задання граничних умов, призначення характеристик жорсткості та прикладання навантажень (рис. 1).

У процесі розв'язку задачі визначались параметри напружено-деформованого стану покриття. На підставі отриманих закономірностей і виявлення ділянок із максимальними показниками був знайдений раціональний варіант розташування хрестоподібних в'язей.

Як визначальні критерії прийнято:

- *силовий параметр*

$$N = f(N_i, N_i, n_{Ni}, n_{Ni}), \quad (1)$$

де N_i та N_i – зусилля розтягу і стиску в елементах відповідно; n_{Ni} та n_{Ni} – кількість розтягнутих і стиснутих елементів відповідно;

- *параметр деформування*

$$f(z_i, z_i, y_i, y_i, n_{zi}, n_{zi}, n_{yi}, n_{yi}), \quad (2)$$

де z_i та z_i – вертикальні переміщення вузлів у напрямку, протилежному осі z і за напрямком осі z відповідно; y_i та y_i – горизонтальні переміщення вузлів у напрямку, протилежному осі y і за напрямком осі y відповідно; n_{zi} та n_{zi} – кількість вертикальних переміщень вузлів у напрямку, протилежному осі z і за напрямком осі z відповідно; n_{yi} та n_{yi} – кількість горизонтальних переміщень вузлів у напрямку, протилежному осі y і за напрямком осі y відповідно.

Проведені розрахунки показали, що переважну більшість розтягнутих і стиснутих еле-

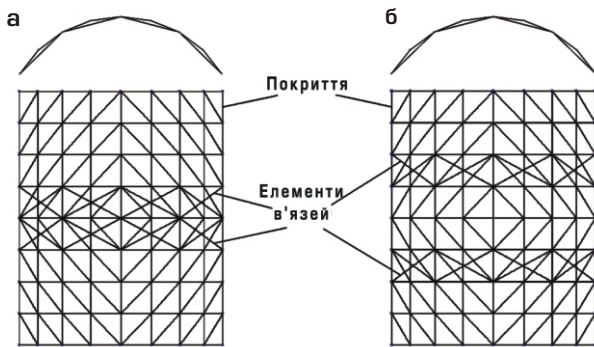


Рис. 1. Комп'ютерна модель одношарового циліндричного стрижневого покриття, підкріпленого хрестоподібними в'язями:

а – в зоні середньої ділянки;
б – на відстані однієї панелі від середини довжини

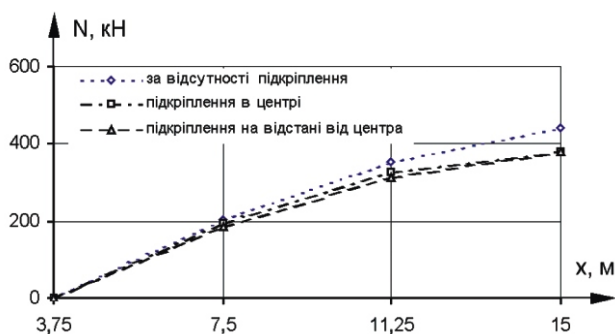


Рис. 2. Поздовжні зусилля в елементах опорного ребра нижніх граней 1/4 покриття

ментів зафіксовано в тих самих ділянках, що і в непідкріпленому покритті. При цьому змінились лише значення зусиль в елементах. Крім того, у місцях підкріплення хрестоподібними в'язями середньої ділянки покриття змінився знак зусиль у поздовжніх елементах верхнього ребра нижніх граней, центральних поперечних елементах, діагональних елементах нижніх граней і діагональних елементах граней, що прилягають до грані ділянки гребеня. Разом із тим у зоні підкріплення хрестоподібними в'язями на відстані однієї панелі від середини довжини покриття відмічено зміну знака зусиль у поздовжніх елементах верхнього ребра нижніх граней і діагональних елементах центральної зони грані ділянки гребеня. Підкріпні елементи хрестоподібних в'язей у зоні середньої ділянки покриття в основному розтягувались. Стиск отримували тільки ті елементи, що розташовані за висхідним напрямком у центральній зоні. Схожа закономірність виявлена і в роботі підкріпних елементів на відстані однієї панелі від середини довжини покриття, різниця лише в тому, що елементи підкріплення, розташовані у висхідному напрямку, отримували стиск, а в низхідному – розтяг.

З введенням хрестоподібних в'язей до складу покриття зафіксована зміна числового значення і знака максимальних параметрів силового стану. В обох варіантах хрестоподібні в'язі переважно зменшили найбільші зусилля в елементах покриття.

На рис. 2 наведені поздовжні зусилля в елементах нижнього ребра опорних граней 1/4 покриття з максимальними зусиллями розтягу від торця до середини.

Порівняння максимальних параметрів за напрямками розташування по поверхні дало інший результат. До того ж спостерігався певний перерозподіл зусиль в елементах у просторі. На небезпечних ділянках найбільші зусилля обох знаків зменшувались. Втім для варіанта підкріплення хрестоподібними в'язями середньої ділянки покриття виявлено збільшення в 13,4 раза максимального зусилля стиску в діагональних елементах і на 3 % максимального зусилля розтягу в поперечних елементах. При підкріпленні хрестоподібними в'язями на відстані однієї панелі від середини довжини покриття максимальне зусилля стиску в діагональних елементах збільшилось в 11,3 рази і на 5 % та 2,4 % максимальне зусилля розтягу та стиску в поперечних елементах відповідно.

Знак зусиль змінився в 14 елементах при підкріпленні середньої ділянки покриття і в 12 при підкріпленні на відстані однієї панелі від середини довжини покриття. Причому, без урахування хрестоподібних в'язей за першим варіантом більшість елементів зі зміною знака отримали стиск, а за другим – розтяг.

Аналіз максимальних зусиль в елементах за напрямками розташування по поверхні (табл. 1) і кількості стиснутих і розтягнутих підкріпних елементів виявив незначну перевагу варіанта підкріплення середньої ділянки покриття.

Таблиця 1

Залежність максимальних поздовжніх зусиль в елементах покриття від напрямків їх розташування у просторі

| Напрямок розташування елементів | Максимальні поздовжні зусилля розтягу (+) і стиску (-) в елементах покриття, кН | | | | | |
|---------------------------------|---|--------|------------------------|--------|--------------------------------------|--------|
| | непідкріпленого | | підкріпленого в центрі | | підкріпленого на відстані від центра | |
| | + | - | + | - | + | - |
| Поздовжній | 440,95 | 245,78 | 378,17 | 216,85 | 381,52 | 225,19 |
| Поперечний | 220,76 | 227,75 | 227,33 | 225,29 | 231,79 | 233,13 |
| Діагональний | 281,09 | 4,69 | 268,75 | 62,65 | 268,89 | 52,88 |
| Із площини покриття | - | - | 61,40 | 44,07 | 113,91 | 68,97 |

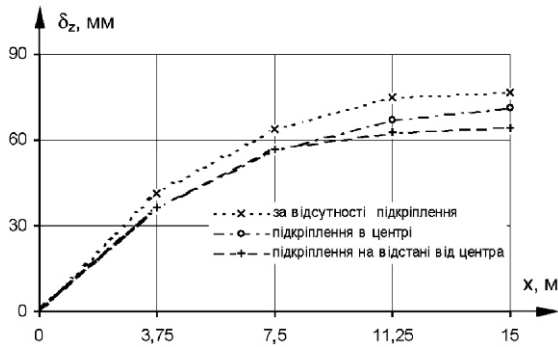


Рис. 3. Вертикальні переміщення вузлів нижнього ребра грані, що прилягає до грані ділянки гребеня 1/4 покриття

Крім зусиль в елементах зафіксовано і переміщення вузлів покриття завдяки чому визначався характер деформування підкріпленого покриття. Найбільш небезпечні максимальні вертикальні переміщення вузлів були виявлені в нижньому ребрі граней, що прилягають до граней ділянки гребеня (рис. 3).

На окремих ділянках спостерігались також великі вертикальні переміщення вузлів покриття. Крім того було зафіксовано істотний перерозподіл вертикальних переміщень вузлів по поверхні при підкріпленні на відстані однієї панелі від середини довжини покриття. Викривлення форми покриття визначалось переміщеннями вузлів як у вертикальному, так і в горизонтальному напрямках. Найбільші відхилення вузлів по горизонталі за двома варіантами підкріплення були виявлені в нижньому ребрі опорних граней в середній частині довжини покриття. Інші ребра мали менші горизонтальні переміщення вузлів. Взагалі елементи підкріплення у вигляді запропонованих систем хрестоподібних в'язей перерозподілили горизонтальні переміщення вузлів по поверхні, але істотно не змінили характер розповзання покриття, а лише зменшилися, в деяких ділянках навіть збільшилися горизонтальні переміщення

вузлів. Причому майже всі вузли верхнього ребра опорних граней серединної поверхні перемістились у напрямку розповзання покриття.

Слід зазначити, що використання хрестоподібних в'язей дозволило зменшити переміщення більшості вузлів. Характерними в даному випадку можна назвати виявлені на поверхні максимальні вузлові відхилення, які, порівняно з непідкріпленим покриттям, зменшилися на 7,5...54,5 % (табл. 2).

Таблиця 2

Залежність максимальних переміщень вузлів покриття від напрямків їх розташування у просторі

| Напрямок переміщення вузлів | Максимальні переміщення вузлів покриття, мм | | | |
|-----------------------------|---|------------------------|--------------------------------------|-------|
| | непідкріпленого | підкріпленого в центрі | підкріпленого на відстані від центра | |
| Горизонтальний | X | 74,46 | 57,88 | 56,09 |
| | Y | 36,15 | 19,26 | 16,48 |
| Вертикальний | Z | 76,78 | 71,03 | 64,12 |

Остаточне рішення щодо вибору раціональної системи хрестоподібних в'язей приймалось за результатами розрахунку витрат матеріалу, який показав, що завдяки використанню хрестоподібних в'язей змінилась величина типорозмірів елементів. Мінімальною за масою виявилась система підкріплення середньої ділянки покриття. Інший варіант, який передбачав підкріплення на відстані однієї панелі від середини довжини покриття, зафіксував збільшення витрат матеріалів на 6,5 %.

Висновки. Введення підкріпних в'язей у роботу покриття послабляє зусилля значної кількості елементів і зменшує переміщення багатьох вузлів.

Завдяки перерозподілу зусиль по поверхні внаслідок використання хрестоподібних в'язей отримано змінену величину типорозмірів елементів і знайдено раціональну систему підкріплення.

[1] Патцельт О. Стальные решетчатые пространственные конструкции / О. Патцельт / Пер. с немецк. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1970. – 95 с.
 [2] Лубо Л.Н. Руководство по проектированию и расчету покрытий нового типа – сетчатых оболочек / Л.Н. Лубо. – Л.: ЛенЗНИИЭП, 1971. – 63 с.
 [3] Рюле Г. Пространственные покрытия / Г. Рюле // Конструкции и методы возведения / Пер. с немецк. – Том 2. – М.: Стройиздат, 1974. – 247 с.
 [4] Лебедев В.А. Сетчатые оболочки в гражданском строительстве на севере / В.А. Лебедев, Л.Н. Лубо. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1982. – 136 с.
 [5] Трущев А.Г. Пространственные металлические конструкции: учеб. пособие для вузов. / А.Г. Трущев. – М.: Стройиздат, 1983. – 215 с.

[6] Свердлов В.Д. Металеві циліндричні стержневі покриття: монографія / В.Д. Свердлов, О.І. Сіянов. Вінниця: «УНІВЕРСУМ-Вінниця», 1999. – 134 с. – ISBN 966-7199-41-X.
 [7] Свердлов В.Д. Совершенствование цилиндрических стержневых систем покрытий / В. Д. Свердлов, А. И. Сиянов // Труды Междунар. конф. «Теория и практика металлических конструкций». – Том 2. – Донецк-Макеевка. – 1997. – С. 37–41.
 [8] А. с. СССР 1649060 А1 SU, МКИ Е 04 В 7/08. Решетчатый свод / В.Х. Лапса. № 691538; Заявл. 23.02.89; Опубл. 15.05.91. Бюл. № 18. – 5 с.
 [9] Сіянов О.І. Оцінка ефективності використання аналітичного методу розрахунку і програмного комплексу «ЛІРА» для металевих циліндричних стержневих покриттів / О.І. Сіянов // Вісник Вінницького політехнічного інституту. – 2010. – № 1. – С. 13–20.

Надійшла 04.11.2011 р.

УДК 624.042:519.62

ОПТИМАЛЬНЕ ПРОЕКТУВАННЯ КОРОДУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ З ВИКОРИСТАННЯМ ШТУЧНИХ НЕЙРОННИХ МЕРЕЖ

Пропонується розв'язання задачі оптимізації статично невизначуваної десятиелементної ферми, що працює в сильноагресивному середовищі. Розглядається загальний випадок корозійної взаємодії, коли швидкість корозії залежить від механічних напружень. Описано розв'язання задачі та визначення похибки традиційними методами та за допомогою нейромережевої моделі визначення кроку інтегрування системи диференціальних рівнянь. Досліджено можливість використання штучних нейронних мереж з метою забезпечення заданої точності отримання розв'язку задачі оптимізації ферми при одночасній мінімізації кількості звернень до процедури методу скінченних елементів. Наведена чисельна ілюстрація запропонованого підходу.

The solution of optimization problem of the statically indefinable deca-bar truss operating in the active corrosive medium has been proposed. The general case of corrosion interaction, when speed of corrosion depends on stresses, has been considered. The problem of error evaluation by traditional methods and using the neural network model of integration step definition of differential equations has been described. The possibility of using artificial neural networks to ensure the accuracy of a solution of the optimization problem of the truss, while minimizing the number of calls to the procedure of finite element method, has been explored. Numerical illustration of the proposed approach is brought.

Ключові слова: кородуючі конструкції, диференціальні рівняння, штучні нейронні мережі.

Оптимальне проектування елементів конструкцій є однією з важливих проблем будівельної механіки. Якщо конструкції експлуатуються в агресивному середовищі, то напруження, що виникають в їх елементах, прискорюють корозійний процес, що призводить до зміни геометричних розмірів елементів та перерозподілу в них напружень і зусиль. Оскільки наведені процеси описуються за допомогою систем диференціальних рівнянь (СДР), незалежно від методу оптимізації, що використовується, при обчисленні функції обмежень виникає необхідність у багатократному розв'язанні СДР. У більшості випадків СДР розв'язуються чисельно, що значно збільшує число ітерацій при розв'язанні задачі оптимізації. Це висуває підвищені вимоги до ефективності алгоритму чисельного розв'язання СДР, який визначає ефективність розв'язку задачі в цілому. До того ж ці методи повинні давати змогу за прийнятний відрізок часу отримати оптимальні параметри кородуючої конструкції, а також забезпечувати задану точність розрахунку.

Для оптимізації кородуючих конструкцій використовуються різні чисельні методи, такі як метод випадкового пошуку, деформованого багатокутника, проекції градієнта та інші. Незалежно від методу, за яким обчислюються функції обмежень, виникає необхідність у багатократному чисельному розв'язанні системи диференціальних рівнянь. Відомо, що похибка чисельного розв'язання СДР залежить, зокрема, від кроку інтегрування. Оскільки на кожній ітерації пошуку оптимального проекту конструкція має різні геометричні розміри, то при використанні незмінного кроку інтегрування функція



О.А. Радуль

аспірант кафедри комп'ютерних технологій та вищої математики ДВНЗ «Український державний хіміко-технологічний університет» (м. Дніпропетровськ)

обмежень обчислюється з різною похибкою. Крім того, як показано в [1], для оцінки похибки на кожній ітерації необхідно виконувати додаткові обчислення, що значно ускладнює розв'язання задачі. Тому логічно задавати крок інтегрування окремо на кожній ітерації оптимізації так, щоб похибка отриманого розв'язку не перевищувала задану. В роботі [2] запропоновано розв'язання задачі довговічності кородуючої ферми з використанням нейромережевої моделі визначення раціонального кроку інтегрування, що забезпечує похибку не вище заданої.

Для загального випадку СДР, що описує процес корозії в елементах або характерних точках конструкції, має вид:

$$\frac{d}{dt} \begin{bmatrix} i \\ \dots \\ i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dots \\ \dots \\ \dots \end{bmatrix}; \quad i|_{t=0} = 0; \quad i = 1, N, \quad (1)$$

де i – глибина корозійного ураження; i_0 – швидкість корозії за відсутності напружень; i – абсолютна величина напружень; t – час; f – деяка функція напружень; N – кількість елементів або характерних точок конструкції.

Використовуючи для розв'язання (1) будь-який чисельний метод, можна отримати значення глибини корозії i в будь-який момент часу t^s :

$$i|_{t^s} = i|_{t^{s-1}} + \Delta t^s \begin{bmatrix} \dots \\ \dots \\ \dots \end{bmatrix}. \quad (2)$$

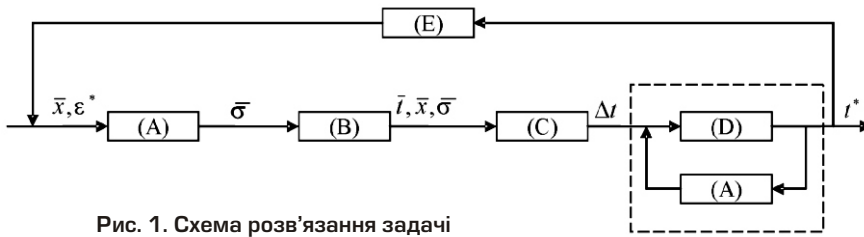


Рис. 1. Схема розв'язання задачі

З формули (2) випливає, що задача НДС повинна розв'язуватись на кожній ітерації інтегрування СДР. Стан конструкції вважається критичним, якщо напруження в будь-якому її елементі (або точці) досягають своїх граничних значень, тобто довговічність є розв'язком рівняння

$$s_i(t) []. \quad (3)$$

Очевидно, що точність розв'язання задачі буде залежати від точності визначення напружень i , як у даному випадку впливає з (2), від кроку інтегрування СДР.

Як модель корозійного зносу була прийнята модель В.М. Долинського [3]

$$\frac{d}{dt} = v_0(1 - k), \quad (4)$$

де k – коефіцієнт впливу напружень на швидкість корозії.

Багато інших відомих моделей корозійного зносу [4] досить точно можуть бути приведені до моделі (4) за допомогою процедур, докладно описаних у роботі [5].

Автором пропонується новий алгоритм розв'язання задачі оптимізації кородуючих шарнірно-стрижневих конструкцій методом випадкового пошуку за умови отримання розв'язку з заданою точністю. Цей алгоритм базується на використанні штучної нейронної мережі (ШНМ) для вибору кроку інтегрування. В даному випадку ШНМ є моделлю бази знань про вплив таких чинників, як швидкість корозії v_0 , початкові геометричні характеристики перерізу стрижня та початкові напруження σ_0 на вибір такого кроку інтегрування t , що забезпечує задану точність розв'язання задачі в цілому.

Схема розв'язання задачі зображена на рис. 1, де блок (A) є модулем розв'язання задачі НДС, у результаті чого формується вектор напружень в елементах конструкції; блок (B) виконує наближений розрахунок довговічності конструкції за аналітичними формулами [5], при цьому визначається номер найменш довговічного елемента конструкції (головний елемент); блок (C) є базою знань у вигляді ШНМ.

Згідно з геометричними характеристиками перерізу головного елемента, початковими напруженнями у ньому, швидкістю корозії та заданою точністю визначається значення кроку інтегрування, що забезпечує задану точність; блоки (D) та (A) виконують розв'язання задачі Коші для СДР (1), (E) – блок розв'язання задачі оптимізації

Структура штучної нейронної мережі. Обрана ШНМ прямого розповсюдження сигналу з одним прихованим шаром. Експериментально була визначена оптимальна для даної задачі архітектура: чотири нейрони вхідного шару (швидкість корозії v_0 , початковий периметр перерізу P_0 , початкова площа перерізу A_0 , початкові напруження σ_0), п'ять нейронів прихованого шару і один вихідного шару (крок інтегрування t , що забезпечує задану точність розв'язання задачі) (рис. 2).

Для навчання ШНМ був отриманий масив зразків, що являють собою генеровані випадковим чином із заданих інтервалів параметри конструкції та агресивного середовища і відповідне їм значення кроку інтегрування, що забезпечує точність розв'язання задачі не нижче заданого. Масив зразків був розділений на дві частини: одна для навчання ШНМ, інша – для тестування. Зразки першої групи по черзі подавалися на вхід мережі, обчислювалося значення кроку інтегрування і порівнювалося з еталонним значенням. Після чого вагові коефіцієнти ШНМ коректувалися на величину похибки методом її зворотнього розповсюдження [6]. Навчання проводилось до тих пір, доки похибка ШНМ на тестових зразках не зменшилася до прийнятних значень.

Чисельна ілюстрація та аналіз результатів.

В якості модельної пропонується розв'язання задачі оптимізації статично невизначуваної, десятиелементної, плоскої шарнірно-стрижневої системи (ферми), що піддається впливу агресивного середовища (рис. 3). Конструкція її подібна до ферми, розглянутої в [2].

Параметри конструкції і механічні характеристики її матеріалу вважаємо відомими: $L = 1,0$ м; $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа; $[\sigma] = 240$ МПа. Величина прикладеного навантаження $Q = 20$ кН. Параметри корозійного руйнування: $v_0 = 0,1$ см/год; $k = 0,005$ МПа⁻¹.

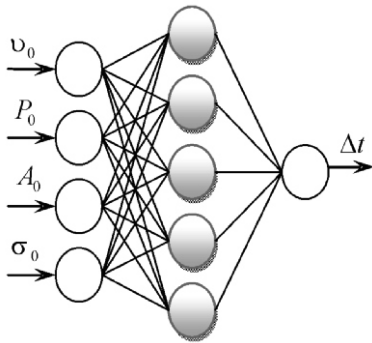


Рис. 2. Архітектура ШНМ

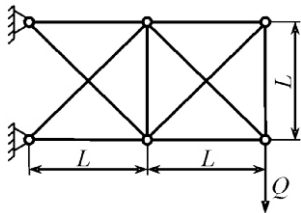


Рис. 3. Розрахункова схема ферми

Всі стрижні мають переріз у формі кільця з зовнішнім радіусом $R = 5 \cdot 20$ мм та внутрішнім $r = (0,00 \dots 0,95)R$. Розрахунковий термін експлуатації конструкції $t^* = 1,25$ років. У табл. 1 наведені результати розв'язку задачі оптимізації десятиелементної ферми з постійним кроком інтегрування $t = 0,025$ років.

Оцінка похибки в такому випадку (без застосування ШНМ) можлива лише за умови отримання еталонного розв'язку задачі, процедура отримання якого полягає в багатократному розв'язанні задачі довговічності оптимального проекту ферми з послідовним зменшенням кроку інтегрування. Розв'язок вважається еталонним, якщо при подальшому зменшенні кроку інтегрування не змінюється термін служби конструкції. При розв'язанні ілюстративної задачі за допомогою традиційного алгоритму похибка оптимального проекту склала 4,13 %. Якщо така похибка є неприйнятною, то необхідно повторно розв'язувати задачу з меншим кроком інтегрування, що вимагає значно більших обчислювальних потужностей. Все це ставить під сумнів доцільність розв'язання задачі оптимізації в традиційній постановці.

Таблиця 1

| № елемента | R | r |
|------------------|---------|-------|
| 1 | 1,061 | 0,510 |
| 2 | 0,997 | 0,000 |
| 3 | 1,093 | 0,616 |
| 4 | 0,579 | 0,000 |
| 5 | 0,560 | 0,399 |
| 6 | 0,966 | 0,483 |
| 7 | 0,521 | 0,000 |
| 8 | 1,392 | 1,093 |
| 9 | 0,805 | 0,000 |
| 10 | 0,517 | 0,000 |
| $V, \text{см}^3$ | 1074,42 | |
| N | 1249376 | |
| , % | 4,13 | |

У табл. 2 наведені результати розв'язку задачі оптимізації з використанням ШНМ. Оскільки значення внутрішнього та зовнішнього радіусів стрижневих елементів 1–10 відрізняються від наведених у табл. 1 незначно, то в табл. 2 наводиться лише значення цільової функції $V, \text{см}^3$. Фактична похибка отриманих розв'язків не перевищує задану, тобто нейромережева модель оптимізації забезпечує задану точність розв'язку задачі. Отже можна дійти висновку, що застосування ШНМ у десятки разів зменшує кількість звернень до процедур методу скінченних елементів.

Таблиця 2

| | $V, \text{см}^3$ | N | , % |
|---|------------------|--------|------|
| 3 | 1062,04 | 183914 | 2,83 |
| 5 | 1059,22 | 170133 | 4,33 |
| 7 | 1043,14 | 158145 | 6,21 |

Висновки. Алгоритм розв'язання задачі оптимізації з використанням нейромережевої моделі визначення кроку інтегрування дає змогу отримати оптимальний проект не тільки з наперед заданою точністю розрахунку, але і суттєво підвищити його ефективність.

[1] Колесник І.А. Про похибку кінцево-елементних процедур в задачах довговічності багатоелементних конструкцій, які підлягають корозійному зносу/Колесник І.А., Зеленцов Д.Г., Храпач Ю.О. // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2002. – № 70. – С. 176–181.
 [2] Зеленцов Д.Г. Решение задачи долговечности корродирующих конструкций при ограничении на допустимую погрешность / Д.Г. Зеленцов, А.А. Радуль // Металлические конструкции. – 2011. – Том 17, № 1. – С. 25–32.
 [3] Долинский В.М. Расчёт элементов конструкций, подверженных равномерной коррозии/Долинский В.М.//Исследования по теории оболочек. – 1976. – № 7. – С. 37–42.

[4] Овчинников И.Г. Моделирование кинетики коррозии металлоконструкций с использованием банка математических моделей коррозии / И.Г. Овчинников, Н.Б. Кудайбергенов, М.С. Дворкин // Проблемы повышения надежности и долговечности конструкций зданий и сооружений: сб. трудов. – Шымкент: КазХТИ. – 1993. – С. 9–25.
 [5] Зеленцов Д.Г. Обґрунтування вибору математичних моделей, які описують процес корозії під напругою в металевих елементах конструкцій/Д.Г. Зеленцов, Т.С. Казанцева // Вопросы химии и химической технологии. – 2003. – № 2. – С. 146–148.
 [6] Callan Robert, The Essence of Neural Networks. – Prentice Hall Europe, 1999. – 248 p.

Надійшла 24.01.2012 р.

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЛИЦЕВОЙ МЕМБРАНЫ МЕМБРАННОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

Рассмотрено несколько конструктивных решений мембранных подпорных стен. Представлены результаты экспериментально-теоретических исследований по выявлению их действительной работы, а также результаты численного эксперимента по изучению изменения напряженно-деформированного состояния, в зависимости от угла наклона лицевой мембраны. Определены направления дальнейших исследований.

The author has offered several constructive solutions of membrane retaining walls. The results of experimental-theoretical investigations on the detection of their real behavior are presented. The results of numerical experiment on the study of change of the tense-deformed state depending on the angle of slope of forward membrane are also presented. Directions of further researches have been determined.

Ключевые слова: мембранные подпорные стены, напряжения, лицевая мембрана.

Одним из перспективных направлений совершенствования конструкций подпорных стен является применение мембранных подпорных стен, основным конструктивным элементом которых являются гибкие мембраны в виде тканых полотнищ, пленок, сеток из синтетических материалов, а также нетканых геотекстильных материалов.

Применение синтетических материалов в качестве конструктивных для подпорных стен имеет целый ряд преимуществ:

- возможность проектирования подпорных стен значительной высоты и любой конфигурации, при этом стены обладают оптимальным соотношением веса и несущей способности;
- быстрая и экономичная транспортировка основных конструктивных элементов подпорной стены;
- сокращение продолжительности строительства вследствие простоты технологического процесса, не требующего использования тяжелых строительных механизмов (сваебойного, подъемного), исключаются мокрые процессы на строительной площадке;
- снижение материалоемкости, возможность использования местных грунтов в качестве основного строительного материала;
- исключение значительного заглубления фундаментов минимизирует нарушение геологической структуры нижележащих слоев грунта.

Стены такой конструкции долговечны и экологичны, удобны при строительстве в стесненных условиях, обладают повышенной сейсмической устойчивостью и пониженной чувствительностью к неравномерным осадкам, что позволяет использовать их в условиях грунтов с низкой несущей способностью. Но, несмотря на



В.В. Морозов

старший преподаватель кафедры железобетонных конструкций Национальной академии природоохранного и курортного строительства (г. Симферополь)

очевидные преимущества, массового применения мембранных подпорных стен в нашей стране не наблюдается. Одной из причин этого является отсутствие надежных, проверенных, имеющих нормативную подоснову, методик расчета.

Области применения, конструктивные решения, основы расчета сооружений из армированного грунта подробно представлены в работе [2]. Характеристики грунтового массива, армированного геоматериалами, описаны в работе [3]. Методики расчета массивных и тонкостенных конструкций подпорных сооружений рассмотрены в работах [1, 7]. В Национальной академии природоохранного и курортного строительства на кафедре железобетонных конструкций в течение многих лет ведутся научные исследования в области конструкций подпорных стен [8]. Автором предложено несколько конструктивных решений мембранных подпорных стен [5]. В подпорных стенах первого типа вертикально расположенные гибкие лицевые мембраны воспринимают давление грунта и передают усилия на контрфорсы, которые закреплены посредством горизонтальных анкеров, армирующих грунт. Анкеры могут быть выполнены из металлических полос, тросов или из того же материала, что и сами мембраны. В подпорных стенах второго типа лицевые мембраны расположены под углом и опираются на контрфорсы рамной конструкции. Одним из недос-

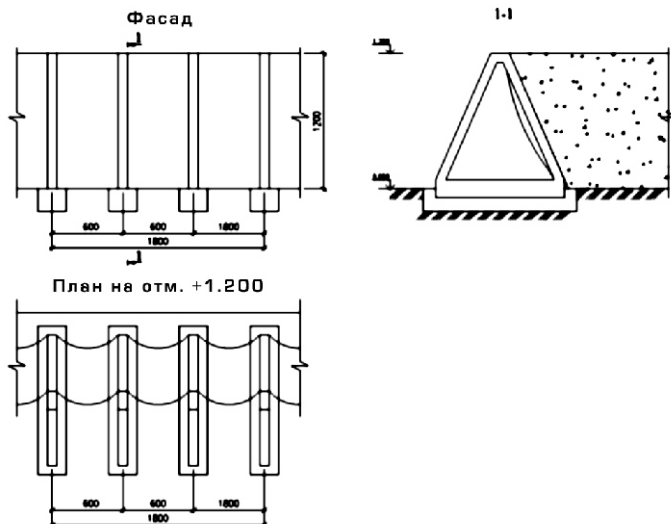


Рис. 1. Конструктивное решение подпорной стенки

татков таких подпорных стен, в случае выполнения лицевой мембраны из тканых синтетических материалов, является возможность её механического повреждения. С целью защиты лицевой мембраны могут выполняться защитные железобетонные экраны, одновременно придающие подпорной стене биопозитивные свойства.

Теоретические и экспериментальные исследования подпорной стенки первого типа с вертикальным расположением лицевой мембраны [7], выполненной, как и армирующие грунт анкеры, из стеклоткани, показали, что мембрана деформируется под воздействием давления грунта и внешней нагрузки, вследствие чего ее напряженно-деформированное состояние изменяется в процессе нагружения.

В ходе исследования получены: деформированная схема мембранной подпорной стенки; картина распределения нормальных напряжений в лицевой мембране в вертикальном и горизонтальном направлениях от активного давления грунта и внешней нагрузки [8]. Деформация лицевой мембраны имеет каплевидную форму, в ней возникают растягивающие напряжения как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях практически по всей площади, что отвечает оптимальной работе материала мембраны. Негативно на работе лицевой мембраны сказываются незначительные сжимающие напряжения, возникающие в ее верхней части, которые могут вызвать нежелательное деформирование мембраны.

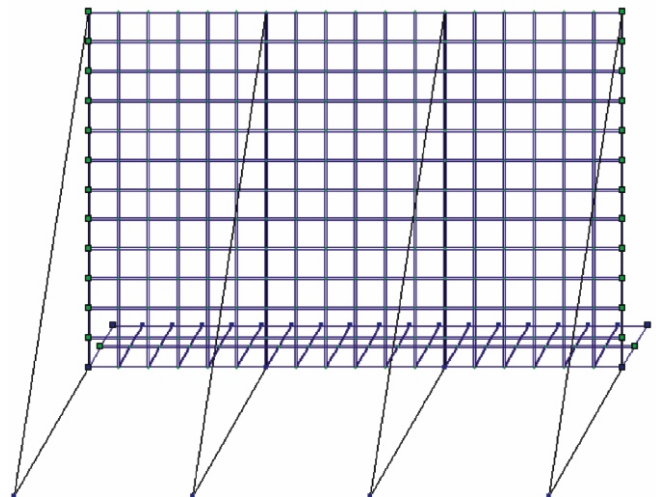


Рис. 2. Расчетная схема подпорной стенки

Целью работы является изучение изменения напряженно-деформированного состояния элементов мембранной подпорной стенки в зависимости от угла наклона лицевой мембраны.

Конструктивное решение исследуемой подпорной стенки наведено на рис. 1. Лицевые мембраны толщиной 1 мм из стеклоткани опираются на установленные на фундаменте металлические контрфорсы рамной конструкции. Предусмотрена возможность изменения угла наклона одной из стоек контрфорса, на которую опирается лицевая мембрана. Исследовались подпорные стены с углом ее наклона к вертикальной плоскости в направлении от грунта $= 22^\circ; 28^\circ; 34^\circ$, где угол наклона $= 28^\circ$ соответствует углу внутреннего трения грунта засыпки. Высота стенки 1,2 м, шаг контрфорсов 0,6 м.

Исследования напряженно-деформированного состояния лицевой мембраны и характера его изменения выполнялись с помощью программного комплекса «Ли́ра-Windows» версия 9.4. Была создана расчетная схема трех секций подпорной стены рассматриваемой конструкции.

На рис. 2 представлена расчетная схема стенки с вертикальным расположением лицевой мембраны (углом наклона лицевой мембраны к вертикальной плоскости в направлении от грунта $= 0^\circ$). Лицевая мембрана моделировалась плоскими конечными элементами КЭ 341, являющимися геометрически нелинейными элементами, что позволило прикладывать нагрузку поэтапно к уже деформированной схеме. Контрфорс моделировался стержневыми конеч-

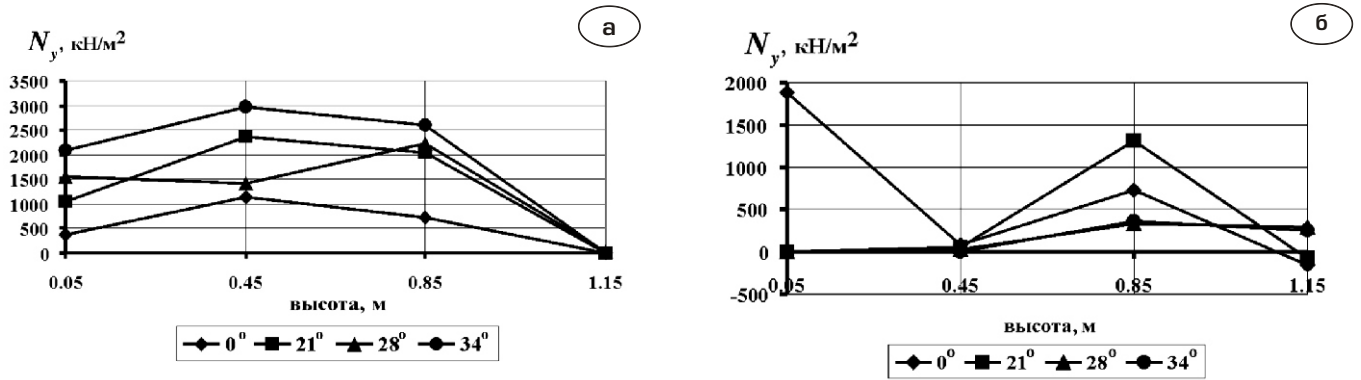


Рис. 3. Вертикальные нормальные напряжения в лицевой мембране при различных углах наклона:
а – в сечении у опоры; б – в сечении по центру лицевой мембраны

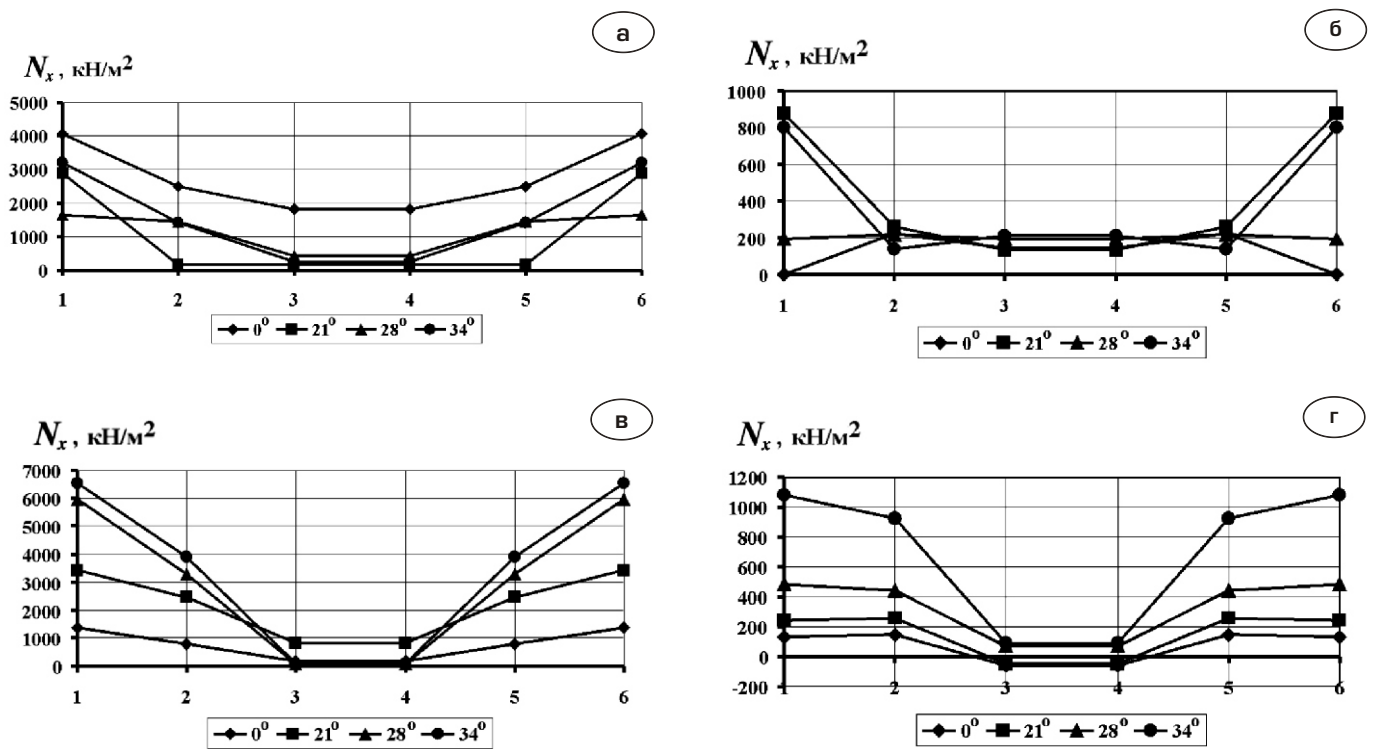


Рис. 4. Горизонтальные нормальные напряжения в лицевой мембране при различных углах наклона:
а – в сечении на высоте 0,05 м от основания; б – в сечении на высоте 0,45 м от основания;
в – в сечении на высоте 0,85 м от основания; г – в сечении на высоте 1,150 м от основания

ными элементами КЭ 10 принятого сечения. Из библиотеки КЭ был выбран элемент одноузловой КЭ 51 и назначен в узлы крепления анкеров и стенки со связью по оси X, моделируя влияние соседних секций мембраны.

В ходе исследования изучался характер распределения нормальных напряжений в лицевой мембране стенки в вертикальном и горизонтальном направлениях от активного давления грунта при различных углах наклона лицевой мембраны. Напряжения анализировались в ее

центральной секции. На рис. 3,а представлены нормальные напряжения N_y в вертикальном направлении (вдоль местной оси Y плоских конечных элементов мембраны) у опоры лицевой мембраны, на рис. 3,б – нормальные напряжения N_y в вертикальном направлении в ее центре. Нормальные напряжения N_x в горизонтальном направлении (вдоль местной оси X плоских конечных элементов мембраны) в характерных сечениях на расстоянии 0,05; 0,45; 0,85 и 1,150 м по высоте представлены на рис. 4.

Выводы.

При вертикальном расположении лицевой мембраны ($\alpha = 0^\circ$) максимальные напряжения в вертикальном направлении возникают в основании центральной части мембраны, в горизонтальном направлении – в основании центральной части мембраны в месте крепления к контрфорсам, в верхней части (сечения на высоте 1,150 м от основания стенки) возникают незначительные сжимающие напряжения.

С увеличением угла наклона лицевой мембраны растягивающие напряжения в мембране в вертикальном направлении у опоры возрастают в основании стенки и практически не изменяются в верхней части.

С увеличением угла наклона лицевой мембраны растягивающие напряжения в вертикальном направлении в центральной части мембраны значительно снижаются в основании стенки и возрастают в верхней части, при угле наклона лицевой мембраны $\alpha = 28^\circ$ не возникают нежелательные сжимающие напряжения в верхней части мембраны.

В основании стенки с увеличением угла наклона лицевой мембраны растягивающие напряжения в мембране в горизонтальном направлении снижаются.

В сечениях на высоте 0,45 и 0,85 м с увеличением угла наклона лицевой мембраны растягивающие напряжения в мембране в горизонтальном направлении возрастают в месте крепления мембраны к опорам, при угле наклона лицевой мембраны $\alpha = 28^\circ$ напряжения распределяются более равномерно с минимальной концентрацией.

В верхней части стенки в сечении на высоте 1,150 м с увеличением угла наклона лицевой мембраны растягивающие напряжения в мембране в горизонтальном направлении возрастают как в месте крепления мембраны к опорам, так и в центральной части, при угле наклона лицевой мембраны $\alpha = 28^\circ$ не возникают нежелательные сжимающие напряжения.

Таким образом, наиболее рациональным углом наклона лицевой мембраны является угол, соответствующий углу внутреннего трения грунта засыпки (в нашем случае $\alpha = 28^\circ$). Дальнейшие исследования планируется проводить в направлении разработки конструктивных решений крепления лицевой мембраны к контрфорсам и в основании, уменьшающих концентрацию напряжений.

-
- [1] Бугаева С.В. Обоснование методики расчета тонкостенных конструкций, взаимодействующих с грунтовой средой с учетом упруго-пластических свойств их материалов. // Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 – ОГАСА, 1999 – 146 с.
 - [2] Джоунс К.Д. Сооружения из армированного грунта / Пер. с англ. В.С. Забавича; Под ред. В.Г. Мельника. – М.: Стройиздат, 1989 – 280 с.
 - [3] Друкований М.Ф., Матвеев С.В., Корчевский Б.Б и др. Горизонтально армовані основи під фундаменти будівель // Монографія.
 - [4] Морозов В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния лицевой мембраны мембранной подпорной стенки. / Матеріали II Міжнародної науково-практичної конференції «Сучасні наукові дослідження – 2006». – Т. 45. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2006 – С. 9–16.
 - [5] Морозов В.В. Эффективные конструктивные решения мембранных подпорных стен. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. 33. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. – С. 330–333.
 - [6] Патент на винахід № 12805А от 23.12.1993 «Підпірна стінка» Е02D 29/02. Авторы: Тетиор О.Н., Морозов В.В.
 - [7] Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1984 – 117 с.
 - [8] Тетиор А.Н., Рубель А.А., Лехно А.Н. Материалы и природосберегающие конструкции зданий и сооружений для Крыма. – К.: УМКВО, 1989 – 200 с.

Надійшла 15.07.2010 р.

КОНСТРУКЦІЇ ДЛЯ ПЕРЕКРИТТІВ ТА ПОКРИТТІВ БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ СКЛАДЕНОГО ПРОФІЛЬОВАНОГО ЛИСТА

У Науково-дослідному інституті будівельних конструкцій проведені дослідження будівельних конструкцій, які є нетрадиційними для будівельної галузі України. Дослідження виконувались з метою застосування цих конструкцій у відповідності з вимогами чинних нормативних документів.

Випробування розширили наші уявлення про роботу тонкостінних металевих конструкцій у стані, який є межею несучої спроможності.

Досліджувались профільовані листи різних номерів та прогонів за розрахунковою схемою – однопрогонова балка, нерозрізна двопрогонова та трипрогонова балка. В усіх без винятку випробуваннях вичерпання несучої спроможності відбувалося за рахунок втрати стійкості стиснутих полиць або стінок. У жодному з експериментів не було досягнуто межі плинності металу при розтягу або стиску.

Було виконано ряд досліджень із тришаровими плитами покриття, при цьому як несучий елемент застосовувався піностирол. Верхній та нижній шари: залізобетонні плити з малим відсотком армування. Середній шар із піностиролу. Через цей шар проходять стрижні, які об'єднують крайні шари, відіграючи роль стінки. В розрахунку таку конструкцію можна розглядати як двутавр.

Результати випробувань обумовили створення конструкції панелі покриття та перекриття, дали можливість скоротити пошуки раціональних рішень окремих вузлів.

Якщо конструктивними заходами унеможливити виникнення втрати місцевої стійкості, то в елементі, що згинається, в крайніх напружених фібрах можна досягнути межі плинності.



Г.М. Ремінець
К.Т.Н.

Таку конструкцію слід розраховувати як пружну до моменту повного вичерпання несучої спроможності.

У НДІБК розроблена конструкція панелі, яка може замінити багатопустотні залізобетонні панелі, особливо у випадку, коли вага конструкції має вирішальне значення (див. рисунок).

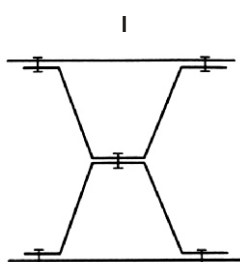
Плита може складатися з двох профільованих листів, наприклад, № 128, які з'єднуються між собою меншими полицями. До більших полиць, які стають периферійними, кріпиться лист № 20.

У місцях дотику профілі кріпляться між собою саморізами. З'єднання між листами в місцях дотику має бути таким, яке унеможливило їх зсув відносно один одного без руйнування в місці отвору, де розташовується саморіз.

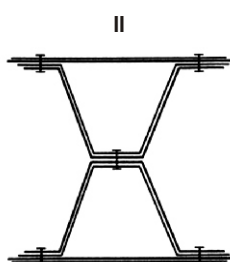
Така конструкція має дисперсне, раціональне розташування матеріалу по всій площі поперечного перетину елемента, що згинається.

Поперечний перетин, в якому всі елементи між собою жорстко зв'язані, забезпечує роботу на всьому діапазоні навантажень до моменту досягнення в крайніх фібрах межі пропорційності (плинності або нормативної напруги при стисканні чи розтягненні). Досягти цієї мети можна у разі, якщо відстань між перегинами в поперечному перетині профільованого листа складає не більш 50–70 мм.

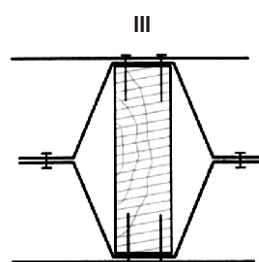
ПРОФІЛЬОВАНИЙ ЛИСТ



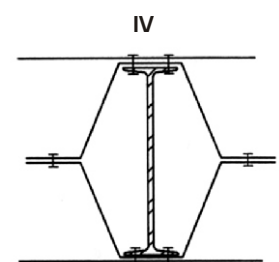
Звичайний легкий



Підсилений у два рази



Підсилений дерев'яним брусом



Підсилений двутавром

Панель для покриттів та перекриттів, поперечний перетин якої сформований із декількох профільованих листів, має потрібні показники за несучою здатністю та деформативністю за рахунок винесення на периферію основної площі поперечних перетинів профлістів. Завдяки тому, що чарунка замкнена, забезпечується надійна робота перетину без втрати місцевої стійкості тонких стінок профілю на всьому діапазоні навантаження. Невеликі чарунки поперечного перетину забезпечують достатньо високий опір при скручуванні. Панель може мати недостатньо несучу здатність внаслідок того, що стиснені елементи втрачають стійкість до досягнення ними межі плинності, яка може виникнути в стінках у зоні дії перерізувальних зусиль.

Під час підбору профільованих листів для формування складеного поперечного перетину слід керуватися аналогом, прийнятим при виготовленні сталевих прокату, у нашому випадку це двутавр.

Співвідношення моменту інерції полиці до стінки для двутаврів № 10–30 складає 4,5–4. Для складеного перетину з профільованих листів таке відношення слід брати в межах 3–5, момент інерції – відносно центра ваги самого перетину. При співвідношенні менше ніж 3 через недоавантаженість стінки відбудеться втрата місцевої стійкості полиці до моменту досягнення в ній межі плинності. При співвідношенні більше 5 через недоавантажену полицю відбудеться втрата місцевої стійкості стінки. Так само в стінці та полиці не буде досягнуто межі плинності.

Профільований лист має такі перегини, які дозволяють складати їх впритул один до одного без будь-яких шпарин. Ця особливість значно спрощує процес з'єднання листів однакового профілю.

Якщо виникає необхідність у підсиленні – збільшенні загальної несучої здатності, то такі дії можливо виконувати на невеличкій ділянці. Наприклад, стінка або полиця профільованого листа втрачають стійкість. З метою її підвищення достатньо на обмеженій довжині прогону встановити додатково такий самий профільований лист. Таким чином на потрібному місці несуча здатність буде збільшена в два рази.

Для забезпечення спільної роботи основного та додаткового профільованих листів достатньо на горизонтальних ділянках з'єднати їх саморізами, це майже не вплине на генеральні розміри конструкції.

У разі якщо на опорній частині панелі стінки матимуть недостатню стійкість, підсилити їх можливо встановленням дерев'яного бруса обмеженої довжини. Поперечний перетин бруса повинен точно відповідати отвору чарунки, в яку він вставляється.

Місцеву стійкість можна підвищити шляхом наповнення чарунок піностиролом, пінопластом, пінобетоном та іншими звуко- або теплозахисними матеріалами.

Запропонована конструкція може бути застосована при зведенні покриттів та перекриттів будівель полегшеного типу різноманітного призначення.

Надійшла 03.06.2011 р.

ДО УВАГИ ФАХІВЦІВ ПРОЕКТНИХ ОРГАНІЗАЦІЙ ТА ПІДПРИЄМСТВ З ВИГОТОВЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

З 1 грудня 2011 року згідно з наказом Мінрегіону України від 22.08.2011 р. № 93 набув чинності **ДБН В.2.6-163:2010 «Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу»**.

З питань застосування положень зазначених державних будівельних норм звертатись до ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» за адресою:

Україна, 02660, м. Київ, вул. В. Шимановського, 2/1,
тел. (044) 516-85-40, 543-78-20, факс (044) 543-96-32, e-mail: niipsk@webber.kiev.ua

ПРИМЕНЕНИЕ ПОЛИЭТИЛЕНОВЫХ ТРУБ ДЛЯ САНАЦИИ ВОДОПРОВОДНЫХ И КАНАЛИЗАЦИОННЫХ СЕТЕЙ

Трубопроводные системы как транспортирующие воду, так и отводящие стоки являются наиболее дорогими и уязвимыми частями инженерных инфраструктур. От их надежной и бесперебойной работы зависит состояние окружающей среды и эффективная работа предприятий города. Стоимость транспортировки воды в отдельных случаях составляет до 70 % стоимости всей системы водоснабжения города.

Проблема эксплуатационной надежности и долговечности сетей водоотведения и водоснабжения становится особенно актуальной в связи с ужесточением требований к сохранению окружающей среды.

По официальным данным, в Украине более 30 % сетей полностью исчерпали свой амортизационный ресурс и примерно столько же находится в предаварийном состоянии. В последние годы аварии на водопроводных и канализационных сетях городов участились. Особую тревогу вызывает состояние сетей водоотведения и водоснабжения в Крыму, где в предаварийном состоянии находится около 55 % всех канализационных сетей.

В последние годы все больше внимания уделяется технологиям ремонта и восстановления водопроводных трубопроводов, связанным с заменой труб из чугуна, стали и железобетона трубами из полимерных материалов. Решение проблемы восстановления изношенных и прокладки новых подземных трубопроводов видится в широком использовании бестраншейных технологий с использованием труб из полимеров, в т.ч. полиэтиленовых. За рубежом 95 % всех работ по прокладке и восстановлению подземных коммуникаций производится бестраншейным (закрытым) способом.

Применение труб из полиэтилена нового поколения позволяет использовать повышенное рабочее давление и уменьшить толщину стенки, обеспечивает лучшую пропускную способность трубопровода. Кроме того, они имеют повышенную сопротивляемость растрескиванию при высоких температурах и механическим повреждениям, которые часто возникают при восстановлении существующих трубопроводов способом бестраншейного ремонта.



Д.Ф. Гончаренко
проректор по научной работе
Харьковского национального
университета строительства
и архитектуры,
д.т.н., профессор



В.М. Атаманчук
директор
КРП «ППВКХ г. Алушты»



Х. Вевелер
директор направления
защиты окружающей среды
ГЕА Вестфалия Сепаратор групп,
ГМБХ (Германия)



С.А. Забелин
аспирант Харьковского
национального университета
строительства и архитектуры

Полимерные трубы имеют следующие преимущества:

- коррозионная стойкость, отсутствие нароста на стенках труб, химическая нейтральность;
- долговечность (срок службы в рабочих условиях эксплуатации превышает 50 лет, гарантия – 10 лет, все детали маркированы одним производителем);
- морозоустойчивость;
- надежность в условиях повышенной сейсмичности;
- шумопоглощающая способность;
- удобство транспортировки;
- технологичность;
- монтаж без: нагрева, сварки, пайки, калибровки, маркировки;

- стыковка с трубами и приборами, изготовленными из стали, латуни, бронзы и пластмасс;
- применение одних и тех же фитингов для системы водоснабжения, водоотведения и газоснабжения;
- не требуют покраски.

Полимерные трубопроводы по сравнению с металлическими значительно проще и легче монтируются без предварительных обмеров и специального инструмента. Нарезать пластиковые трубы небольшого диаметра можно на месте монтажа небольшим специальным резаком или обыкновенной ножовкой.

Если сварку стальных трубопроводов может выполнить только квалифицированный сварщик, то для сварки полиэтиленовых труб достаточно лишь правильно установить трубу в аппарат и задать нужную программу. Современные аппараты сами выбирают режим сварки, учитывая диаметр трубы, толщину стенки, температуру окружающей среды и т.д.

В то же время, как показывают исследования и практика применения, полиэтиленовые трубы имеют и ряд недостатков. Так, например, растрескивание под напряжением; старение под действием света и тепла, а также диффузии углеводородов.

Следует также отметить, что пластиковые трубы характеризуются отсутствием механических свойств железосодержащих материалов, не устойчивы к теплу и после длительной эксплуатации впитывают запахи. Кроме того, их пригодность для применения в трубопроводах с высоким внутренним и внешним давлением довольно ограничена. Полиэтилены с пересеченными связями (РЕХ), которым менее присущ указанный недостаток, достаточно дорогие, а также представляют проблему при повторной переработке.

Поведение структуры полиэтиленовых труб, в особенности выход из строя из-за локальных нагрузок в результате постороннего воздействия, зависит от ряда факторов, например, от вида воздействия, его формы и геометрии контакта и т.д. Испытания полиэтиленовых напорных труб при постороннем воздействии позволяют получить как качественную, так и количественную информацию относительно чувствительности полиэтилена к этим воздействиям, а значит – появляется возможность контролировать длительность эксплуатации полиэтиленовых труб.

Результаты проведенных исследований свидетельствуют, что в полиэтиленовых трубопроводах водоснабжения при колебаниях температуры воды может происходить значительная (по сравнению с трубопроводами из других материалов) линейная деформация. Например, при изменении температуры транспортируемой среды на 20 градусов удлинение в незакрепленном полиэтиленовом трубопроводе может составлять до 4 м на 1 км трубы.

На рис. 1 показано смещение запорной задвижки на полиэтиленовом трубопроводе длиной 100 м и 500 мм, которая согласно проекту должна была находиться в центре колодца. Трубопровод проложен по ул. Плехановской в г. Харькове.

Температурная деформация – неотъемлемое физическое свойство полиэтилена, и для ее «укрощения» на практике необходимо применять целый ряд технических мер.

Прежде всего, на этапе проектирования следует учитывать не только коэффициент линейного термического расширения полиэтилена, который существенно больше чем, например, у стали, но и модуль его упругости (модуль Юнга), определяющий величину возникающих в трубах напряжений. У полиэтилена кратковременный модуль Юнга равен 900 МПа, что более чем в 200 раз меньше чем у стали ($2 \cdot 10^5$ МПа). Таким образом, напряжения, возникающие в полиэтиленовой трубе при ограничении термической деформации, относительно невелики, и основная задача сводится к предотвращению смещения концов трубопровода при изменении температуры.



Рис. 1. Смещение запорной арматуры в результате линейной деформации полиэтиленового трубопровода

Это достигается применением рациональной схемы прокладки и правильным размещением неподвижных опор, делящих трубопровод на участки, температурное расширение которых происходит независимо один от другого и воспринимается компенсирующими элементами трубопровода.

Для полиэтиленовых труб небольших диаметров, укладываемых в существующий поврежденный стальной трубопровод по схеме «труба в трубе», противодействием температурной деформации может служить затвердевший раствор или бетон, находящийся в межтрубном пространстве.

Представляет интерес санация находящихся в аварийном состоянии водопроводного и водоотводящего коллекторов в г. Алуште.

Разработчик проекта – КРП «Проектный институт проектирования объектов коммунального строительства «Крымкоммунпроект». Заказчик – КРП «ППВКХ г. Алушты» Министерства регионального развития и ЖКХ АРК. Подрядчик – ООО «Альфагазинвест» г. Симферополь.

Сточные воды курортной зоны «профессорский уголок» системой самотечных коллекторов отводятся на существующую на набережной в районе пансионата «Днепр» канализационную насосную станцию № 1, производительностью 288,0 м³/ч, оборудованную 3-мя насосами ФГ 144/46. Хозбытовые стоки перекачиваются в самотечный коллектор бассейна канализования главной канализационной насосной станции и далее подаются на очистные сооружения г. Алушты, производительностью 45,0 тыс. м³/сут., построенные в 1986 г. в трех километрах от черты города по Судакскому шоссе. Система напорных и самотечных коллекторов для подачи стоков от канализационной насосной станции до главной канализационной насосной станции находится в аварийном состоянии.

Участок напорного коллектора, проложенный в коммуникационном тоннеле на опорах выше водовода, выполнен из стальных труб 300 и 250. Трубопровод 300 выведен из эксплуатации по причине полного износа. Рабочий трубопровод 250 находится в предаварийном состоянии.

Водоснабжение г. Алушты осуществляется от Изобильненских водоочистных сооружений производительностью $Q = 40$ тыс. м³/сут по двум водоводам 600. На площадке водоочистных

сооружений размещены горизонтальные отстойники, фильтры, реагентное хозяйство, два резервуара по 2000 м³ каждый, хлораторная на жидком хлоре в контейнерах.

В курортную зону «профессорский уголок» вода подается от водовода 500, участок которого проложен в существующем коммуникационном тоннеле и находится в аварийном состоянии. На правой стене тоннеля расположены пришедшие в аварийное состояние три нитки трубопроводов: два верхних 250 и 300 для канализационных стоков и нижний 500 для подачи воды (рис. 2).

Аварийное состояние канализационного коллектора, проложенного на опорах выше водовода, создавало угрозу эпидемиологического характера.

Рабочим проектом предусматривалась реконструкция коммуникационного тоннеля с проектированием двух линий напорного канализационного коллектора из полиэтиленовых труб ПЭ 100 SDR17 $P_y = 1$ МПа – 400 23,7 МПа длиной 1177 м (общей протяженностью трубопроводов 2354 м) и водовода в одну линию из полиэтиленовых труб ПЭ 100 SDR17 $P_y = 1$ МПа – 400 23,7 длиной 1177 м.

Согласно проекту на первый и второй ярусы укладывались канализационные напорные коллекторы 400 мм, на третьем верхнем – водовод 400 мм (см. рисунок 2).

В процессе инженерной подготовки работ по санации трубопроводов было принято решение уложить новый трубопровод с левой стороны тоннеля, и после его испытания и подключения демонтировать существующие трубопроводы. Работы по прокладке сетей велись захватками длиной 50–100 м.

Перед производством работ было предусмотрено устройство рабочих котлованов размером 15,0 4,5 м с демонтажем плит перекрытия тоннеля, а также временного освещения тоннеля по длине каждой захватки.

Опоры под трубопроводы выполнялись из металлоконструкций прокатных профилей с антикоррозионной изоляцией лаком «КОРС».

Трубы, соединенные в плети, длина которых зависит от расстояния между рабочими котлованами, проталкивались в тоннель экскаватором «Hyundai» (рис. 3).

Все строительные-монтажные работы по прокладке трубопроводов, их сварке (рис. 4),



Рис. 2. Коммуникационный тоннель с существующим (правая стена) и вновь смонтированными (левая стена) трубопроводами

контролю качества выполненных работ, а также испытание и приемка выполнялись в полном соответствии с требованиями действующих нормативных документов.

В пониженных местах тоннеля на всех трубопроводах в соответствии с ТУ ППВКХ была предусмотрена арматура для опорожнения коммуникаций илососными машинами в случае необходимости проведения ремонтных или профилактических работ (рис. 5). С этой целью на тоннеле были устроены колодцы.

Для компенсации термических деформаций трубопроводов были смонтированы одно- и двухсторонние сальниковые компенсаторы.

При размещении трубопровода на скользящей опоре конструкция крепления выполняется по серии 4.903-10 выпуск 5, на неподвижной опоре – по серии 4.903-10 выпуск 4. Для крепления трубопровода к неподвижной опоре были смонтированы стальные патрубki-вставки (рис. 6). Принятые диаметры после ввода в эксплуатацию трубопроводов должны обеспечивать пропуск расхода 150 л/сек.



Рис. 3. Проталкивание полиэтиленовой трубы в коммуникационный тоннель экскаватором «Hyundai»

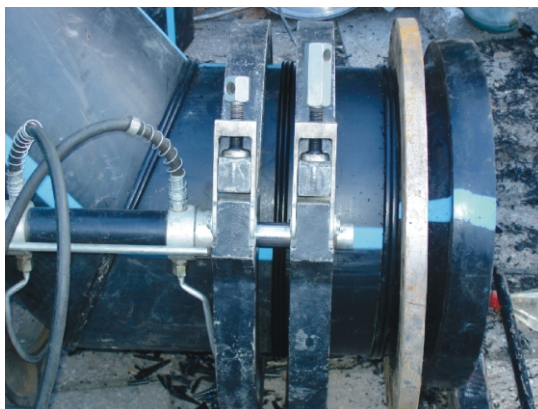


Рис. 4. Сварка полиэтиленовых труб с помощью аппарата для терморезисторной сварки труб из термопластика «КАМИТЕХ КМТ-3330» (Польша)



Рис. 5. Арматура для опорожнения коммуникаций в одном из колодцев магистрали



Рис. 6. Узел крепления трубопроводов к опоре

Работы по замене аварийных трубопроводов бестраншейным методом выполнялись в зимний период, в т.н. «мертвый сезон», что позволило избежать дополнительных затрат, связанных с обеспечением комфорта и безопасности для отдыхающих и жителей города.

Благодаря принятым организационно-технологическим решениям система подачи воды и отвода сточных вод была остановлена на короткое время, необходимое для отключения существующих систем и подключения вновь смонтированных. Монтаж нового трубопровода составил 60 дней.

Проведенные мероприятия по санации трубопроводов позволили повысить надежность системы водоснабжения и водоотведения одного из замечательных районов Южного берега Крыма, которым является «профессорский уголок» г. Алушты.

Надійшла 03.02.2012 р.

АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ СОЕДИНЕНИЙ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

Высокопрочные болты для соединения элементов стальных и сталежелезобетонных конструкций различного назначения в странах бывшего Советского Союза применяют уже более 50 лет, как правило, для устройства фрикционных соединений, в которых действующие усилия в элементах стыка или крепления полностью передаются силами трения по соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов под действием контролируемого натяжения высокопрочных болтов. Смещения соединяемых элементов, приводящих к работе болтов на срез, в таких соединениях не допускаются. Этот тип соединений практически полностью вытеснил заклепочные соединения. Эффективность достигалась за счет повышения надежности конструкций и уменьшения трудоемкости монтажных работ. Такие соединения развивались по мере расширения области их применения, создавались новые типы, разрабатывались и совершенствовались методы расчета и оптимальные технологические процессы.

Стремление к снижению металлоемкости конструкций за счет уменьшения количества высокопрочных болтов и уменьшения массы фасонки и накладок способствовало созданию новых технологических процессов, связанных с повышением коэффициентов трения по соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов, а также использованию комбинированных болтоклеевых соединений. С внедрением в практику проектирования стальных конструкций фланцевых соединений и на несущих высокопрочных болтах, в которых сопротивление действию сдвигающих усилий обусловлено как развитием сил трения от натяжения болтов, так и включением их в работу на срез существенно снизилась металлоемкость конструкций. Высокопрочные болты используются также для ремонта заклепочных соединений путем замены дефектных заклепок высокопрочными болтами.

Многолетний опыт показал, что независимо от области применения различных типов соединений на высокопрочных болтах наибольший эффект достигается при использовании их в конструкциях, воспринимающих подвижные и другие переменные нагрузки. К таким конст-



Л.М. Рабер

доцент
Национальной металлургической
академии Украины,
к.т.н. (г. Днепропетровск)



А.Е. Червинский

аспирант
Национальной металлургической
академии Украины

рукциям относятся мосты, подкрановые балки, балки рабочих площадок и др. [1]. Столь широкий спектр использования соединений свидетельствует об их перспективности и целесообразности постоянного совершенствования.

Поскольку в перспективе развитие соединений на высокопрочных болтах связано как с созданием новых конструкций, так и с необходимостью ремонта, усиления и реновации существующих, главной задачей их совершенствования является разработка надёжных и эффективных методик, особенно для расчета конструкций на импульсные и циклические воздействия при высоких и низких частотах [2], используя вероятностный подход к определению расчетных параметров.

Дальнейшее развитие должны получить конструкции с экономичными соединениями на несущих высокопрочных болтах, отличающимися повышенной диссипативностью [3, 4]. Этот тип соединений хорошо зарекомендовал себя в запроектированных ЦНИИПСК конструкциях бетоновозной эстакады Саяно-Шушенской ГЭС, автодорожных мостов через реку Истра на Волоколамском шоссе и реку Риони у Гумати ГЭС, большепролетного покрытия спортивного комплекса ЦСКА, при усилении по проектам ДнепрПСК конструкций кранов-перегрузателей металлургических заводов «Азовсталь», Енакиевского, Макеевского и др.

В области производства высокопрочных метизов существенную роль сыграло введение новых стандартов РФ [5]. Тем не менее для достижения требуемого качества изделий необходимо привести в соответствие действующие стандарты на резьбообразующий инструмент.

При выполнении ремонтных работ иногда возникает необходимость в мелкосерийном производстве высокопрочных болтов, гаек и шайб на предприятиях металлургической или машиностроительной отраслей, что требует разработки типового технологического процесса, учитывающего особенности оборудования для механической и термической обработки, а также способам нанесения консервирующей смазки или защитных покрытий.

При производстве металлоконструкций дорогостоящей и трудоемкой является операция образования отверстий. Использование результатов исследований ЦНИИСК им. Кучеренко и ДнепрПСК [6] обеспечивает возможность перехода в большинстве случаев от образования отверстий сверлением к групповому проколу на полный диаметр. При этом снижается трудоемкость изготовления конструкций с соединениями элементов высокопрочными болтами в 1,5–2 раза, а производительность труда возрастает в 4–5 раз.

Дальнейшее развитие должны получить конструкции с заводскими соединениями элементов высокопрочными болтами (цельноперевозимые пролетные конструкции стальных мостов, подкрановые балки и др.). Опыт эксплуатации таких конструкций, например запроектированных ДнепрПСК подкрановых балок в здании блюминга на комбинате Криворожсталь, свидетельствует об их существенной эффективности и надежности по сравнению со сварными или клепаными. Требуется развития технология выполнения болтосварных стыков балок, применение которых обеспечивает удобство установки и рихтовки кранового рельса, способствует значительному сокращению металлоемкости балок, затрат на заводское изготовление и монтаж [7].

В настоящее время монтажные организации постоянно обновляют оборудование и оснастку, что требует разработки общих рекомендаций с целью сориентировать технологов на важнейшие физические параметры инструмента. Например, развиваемый крутящий мо-

мент ударно-импульсных или энергия удара редкоударных гайковёртов даст возможность полностью механизировать процесс натяжения болтов на основе саморегулирования усилий пропорционально фактической прочности каждого болта, обеспечить необходимую точность натяжения [8, 9].

Требуется уточнения регламентированный способ сборки многорядных болтовых соединений с целью обеспечения ожидаемой однородности усилий в болтах за один проход независимо от способа их натяжения [10]. Остается сложным вопрос подготовки контактных поверхностей фрикционных соединений в условиях монтажа конструкций. Для упрощения задачи целесообразно разработать технологию подготовки этих поверхностей на заводе-изготовителе конструкций и предусмотреть их защиту съёмными покрытиями, удаляемыми непосредственно перед сборкой соединения, или несъёмными защитно-фрикционными покрытиями [11]. Возможно также использование металлофрикционных прокладок, изготавливаемых заводом и укладываемых при монтаже между элементами пакета без их специальной подготовки [12].

Имеется достаточный для широкого внедрения опыт использования комбинированного способа, когда контактные поверхности элементов очищают при монтаже стальными щётками, а поверхности стыковых накладок можно подвергать дробеструйной обработке в закрытых камерах в условиях завода [13]. К сожалению, в актуализированной редакции СНиП II-23-81* (СП16.13330.2011) содержатся требования на уровне достижений 60-х годов прошлого столетия, к тому же противоречивые.

Поскольку соединения на высокопрочных болтах разборные, конструкции с такими соединениями наиболее удобны для усиления и ремонта. Однако, существующая нормативная база содержит лишь частные вопросы, но не охватывает проблему в целом. Поэтому в условиях реновации вопрос разработки соответствующей нормативной базы весьма актуален. В тоже время последние редакции норм, связанных с проектированием, выполнением и диагностикой новых соединений, издавались 15–30 лет назад. Нормативные требования к диагностике и ремонту существующих соединений вообще отсутствуют. В общем случае диагностика

соединений включает проверку их соответствия нормативным требованиям как в части используемых материалов и изделий, так и регламентированных расчетных параметров.

На стадии монтажа конструкций и при их эксплуатации необходимы сведения о коэффициенте трения по соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов и деталей, а также об усилии натяжения высокопрочных болтов. Согласно действующим нормам требуемый коэффициент трения обеспечивается технологией подготовки соприкасающихся поверхностей, от которой зависит степень их шероховатости. Как правило, специальная подготовка поверхностей стабилизирует значения коэффициентов трения, но не всегда способствует их увеличению. Поэтому важным является вопрос достоверной оценки качества поверхностей (коэффициента трения) независимо от способа их подготовки.

Совершенно справедливым следует считать рекомендованный СТП 006-97 контроль качества подготовки соприкасающихся поверхностей путем проведения лабораторных испытаний образцов-свидетелей. Однако в последнее время разработано и апробировано устройство, с помощью которого можно измерять величину коэффициента трения непосредственно на монтируемых конструкциях [14]. Устройство может быть использовано при приемке выполняемых работ, в том числе для подтверждения качества примененных при подготовке поверхностей материалов и соблюдения сроков между очисткой и сборкой. Помимо этого принятие во внимание фактических значений коэффициентов трения должно способствовать сокращению, а в ряде случаев – полному исключению специальной подготовки поверхностей.

При проверке величины усилии натяжения высокопрочных болтов как на стадии монтажа, так и в период обследования конструкций производят измерение моментов закручивания гайки. Регламентируемые современными нормами отклонения фактических усилии от нормативных не учитывают толщину соединяемого болтом пакета. Поэтому, как показывает практика, иногда бракуют правильно выполненные соединения.

Вопрос измерения усилии в болтах при обследовании конструкций, находящихся в эксплуатации, решен лишь частично. Разработанная [15] и регламентированная департаментом пути и сооружений РЖД [16] методика прошла апро-

бацию на эксплуатируемых и строящихся мостах Вологодской области [17] и Хабаровского края [18], а также при диагностировании конструкций Волгодонской АЭС и здания автостоянки в г. Киеве совместно с ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского» (В.Д. Костюченко, Б.Л. Фурман, Р.Б. Харченко). В основу положена зависимость усилии в болте от величины момента закручивания и деформации болта и пакета, вызванной поворотом гайки на некоторый угол. Однако, эта методика относится только к соединениям, включающим стальной листовой или профильный прокат. Теоретически показана принципиальная возможность измерения усилии в болтах в случае прикрепления стали к бетону или соединения элементов конструкций из других материалов, включая узлы канатных элементов. Разработаны соответствующие методы и приемы выполнения измерений, доведенные до практического применения.

Представляет интерес метод измерения усилии в болтах, основанный на использовании ультразвуковых колебаний. В настоящее время специалистами конверсируемых предприятий предложены и апробированы новые устройства и приемы автоматической коррекции ультразвуковой и информационной обработки сигналов посредством комбинированного ввода акустических колебаний в исследуемый болт. При этом погрешность измерений не превышает $\pm 5\%$. Этот перспективный метод может быть использован специализированными организациями, занимающимися исследованием конструкций, включая наблюдения за динамикой изменения усилии в болтах при действии на конструкции временной, например, технологической нагрузки.

Нуждается в уточнении также методика контроля плотности соединений, поскольку регламентированными требованиями не учитывается величина обреза. Требуют решения вопросы, связанные с прогнозированием надежности соединений. Например, выявленные при обследовании, но не учтенные при проектировании параметры вибрации, попадание на соединение масла, которое может проникнуть между соприкасающимися поверхностями соединяемых элементов и др.

Ремонт соединений предполагает устранение выявленных при диагностике недостатков. Иногда это сводится к постановке и натяжению

отсутствующих болтов. В этом случае могут быть использованы традиционные методы и приемы. Способ и технология подтяжки болтов зависят от уровня их натяжения, выявленного при диагностике. Как показали исследования, традиционными методами подтяжку можно осуществить лишь при низком уровне начального натяжения болтов. Что касается их «перетяжки», то здесь нужен дифференцированный подход, поскольку имеются достаточно убедительные обоснования того, что «перетяжка» в большинстве случаев не является браковочным признаком [19].

При необходимости проведения ремонтных работ с разборкой соединений, открытыми остаются вопросы оценки коэффициента трения, особенно в случае сочетания металлических поверхностей, находящихся в эксплуатации, с новыми. Не менее важным является вопрос повторного использования высокопрочных болтов, особенно имеющих защитное цин-

ковое покрытие. Актуальной также является проблема рассверловки или образования новых отверстий без последующей разборки заклепочных или болтовых соединений для очистки поверхностей от стружки, охлаждающей среды и удаления заусениц. Поскольку при рассверловке иногда приходится увеличивать отверстия, необходимы меры для обеспечения прочности и выносливости соединяемых элементов в этих условиях. Герметизация соединений при проведении ремонтных работ также имеет ряд особенностей, связанных с адгезией герметика с окрашенными или огрунтованными поверхностями, находящимися в эксплуатации.

Следует отметить, что реализовать имеющиеся пути повышения эффективности соединений на высокопрочных болтах возможно за счёт совершенствования существующей нормативной базы и соответствующей подготовки персонала.

- [1] Новые конструктивные формы подкрановых конструкций с соединениями на высокопрочных болтах / Горпинченко В.М., Шевченко В.А., Вишневский И.И., Рабер Л.М. – В кн.: Международный коллоквиум. Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных строительных конструкциях – СССР. – М. – 1989. – Т.1. – С. 83–85.
- [2] Кулябко В.В. Физические модели для анализа влияния вибрации на силы сухого трения во фрикционных соединениях на высокопрочных болтах. – Науч. тр. / Приднепровская гос. акад. строительства и архитектуры. – 1997. – вып. 2, Ч. 2. – С. 76–82.
- [3] Горпинченко В.М., Вишневский И.И., Мацелинский Е.Р., Рабер Л.М. Исследование выносливости соединений с несущими высокопрочными болтами // Промышленное строительство. – 1976. – № 10. – С. 45–46.
- [4] Килимник Л.Ш., Николайшвили М.П. Исследование упругофрикционных соединений на высокопрочных болтах при нагрузках типа сейсмических // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 2. – С. 71–75.
- [5] Агеев В.С. О качестве высокопрочного крепежа для транспортного строительства // www.prcmostov.ru/ 01.10.2009 – 5 с.
- [6] Горпинченко В.М., Шевченко В.А. Исследование прочности элементов с колотыми отверстиями при толщине металла 20 и 25 мм // Энергетическое строительство. – 1982. – № 6. – С. 8–11.
- [7] Олеков В.М., Шишкин В.Ю. Конструкция, технология выполнения и выносливость болтосварных монтажных стыков двутавровых балок. – Науч. тр. / ЛИИЖТ. – 1978. – С. 44–52
- [8] Вейнблат Б.М., Вишневский И.И., Рабер Л.М. и др. Прогрессивная технология устройства болтовых соединений // Транспортное строительство. – 1977. – № 6. – С. 10–12.
- [9] Вейнблат Б.М., Вишневский И.И., Рабер Л.М., Ципенюк Я.И. Опыт применения редкоударных гайковёртов // Транспортное строительство. – 1985. – № 3. – С. 51.
- [10] А.С. № 1793114 (СССР). Способ сборки многорядного болтового соединения / Вишневский И.И., Рабер Л.М. – Заявл. 20.02.91. Оpubл. 07.03.93, Бюл. №5.
- [11] Лукьяненко Е.П., Рабер Л.М. Совершенствование методов подготовки соприкасающихся поверхностей соединений на высокопрочных болтах // Будівництво України, – 2006. – №7. – С. 36–37.
- [12] А.С. № 1707317 (СССР). Сдвигоустойчивое соединение / Вишневский И.И., Кострица Ю.С., Лукьяненко Е.П., Обламиев Ю.Д., Рабер Л.М., Халупович Л.Д., Шевченко В.А. – Заявл. 14.01.90. Оpubл. 23.01.92, Бюл. № 3.
- [13] Бабушкин В.М., Вейнблат Б.М., Вишневский И.И., Волков В.В., Стрелецкий Н.Н. О рациональном применении соединений на высокопрочных болтах // Промышленное строительство. – 1984. – № 5. – С. 35–36.
- [14] Патент України на винахід № 40198А. Пристрій для вимірювання сил тертя спокою по дотичних поверхнях болтового зсувостійкого з'єднання з однією площиною тертя / Рабер Л.М. – Заявл. 02.10.2000, Оpubл. 16.07.2001. Бюл. № 6.
- [15] Патент РФ на изобретение № 2148805. Способ определения коэффициента закручивания резьбового соединения / Рабер Л.М., Кондратов В.В., Хусид Р.Г., Миролюбов Ю.П. – Заявл. 26.11.1997, Оpubл. 10.05.2000. Бюл. № 13.
- [16] Рабер Л.М., Хусид Р.Г., Кондратов В.В. Определение усилий натяжения высокопрочных болтов в эксплуатируемых пролетных строениях стальных мостов. – Науч. тр. / Петербургский гос. университет путей сообщения. – 1998. – С. 38–42.
- [17] Рабер Л.М., Хусид Р.Г., Кондратов В.В., Миролюбов Ю.П. Еще один метод определения усилий натяжения болтов // Путь и путевое хозяйство. – 1997. – № 12. – С. 15–16.
- [18] Миролюбов Ю.П., Рабер Л.М., Хусид Р.Г. Контроль натяжения высокопрочных болтов в мостах. – В кн.: Научное и научно-техническое обеспечение экономического и социального развития Дальневосточного региона / Тезисы докладов. – Хабаровск. – 1998. – С. 85.
- [19] Вишневский И.И., Рабер Л.М. О двух методах контролируемого натяжения высокопрочных болтов. – В кн.: Монтажные и специальные строительные работы. Серия: изготовление металлических и монтаж строительных конструкций / Экспресс информ. – 1991. – № 4. – С. 20–27.

Надійшла 19.01.2012 р.

ПЕРВЫЙ ЦЕЛЬНОСВАРНОЙ МОСТ

Если углубиться в историю создания мостов, то можно прийти к выводу, что существующее мнение о том, что мост им. Патона, построенный в 1953 г., – это первый в мире цельносварной мост, в котором даже монтажные стыки выполнены на сварке, является спорным. Хотя такая версия имеет место как в универсальной интернет-энциклопедии Википедия, так и в некоторых учебниках. В фундаментальном трехтомном справочнике [1], изданном под эгидой Института электросварки им. Е.О. Патона, о нем уже говорится как о первом в мире большом мосте, целиком выполненном с использованием сварки.

Очевидно, история берет начало с 1928 г., когда практически одновременно на расстоянии около 12000 км друг от друга Виктор Петрович Вологдин в г. Владивостоке и Стефан Брыла в г. Варшаве начали работы по проектированию и строительству небольших сварных мостов. Чуть позже к таким же работам приступил Франтишек Фалтус в г. Праге.

Внук С.П. Вологодина пишет: «И вот в 1928 г. дед решил построить мост. Строго говоря, это был не мост, а переход над железнодорожными путями в районе Эгершельд (или, как принято было говорить, «на Эгершельде»). Длина этого сооружения составила 25,08 м. Когда-то я специально занимался вопросом об этом мосте. Дело в следующем: в журнале «Наука и жизнь» мне попала статья о том, что приоритет в Европе в области сварного мостостроения принадлежит какому-то польскому инженеру. Мои раскопки позволили установить, что, хотя у поляка мост был несколько длиннее, дедов был построен по крайней мере на месяц раньше» [2].

Мост профессора Владивостокского политехнического института (сейчас ДВГТУ) В.П. Вологодина, построенный всего за 25 дней, существует и сейчас, он расположен между улицами Верхнепортовой и Казанской и проходит над рельсами Транссиба (рис. 1).

В 1929/30 гг. был сварен второй подобный мост. Причём при его строительстве впервые применили трубчатые элементы. Испытание обоих сооружений дало замечательные результаты, ибо наблюдалось полное совпадение теоретического прогиба при нагрузке с действи-



А.В. Перельмутер
главный научный сотрудник
НПО ООО SCAD Soft,
д.т.н.

тельным. Совершенно отсутствовал остаточный прогиб – явление, обычное при возведении клёпанных мостов.

Известный польский ученый и конструктор Стефан Брыла запроектировал относительно небольшой дорожный мост пролетом 27 м, шириной всего 6,2 м, который был установлен в 1928 г. через реку Слудва вблизи г. Лович. Во время Второй мировой войны мост был частично поврежден – взорвана одна из его опор. После войны мост восстановили и эксплуатировали на



Рис. 1. Мост С.П. Вологодина



Рис. 2. Мост Стефана Брыла

протяженні ще тридцяти лет. В 1977 г. по ініціативі Польської асоціації інженерів-будівельників його признали пам'ятником інженерному мистецтву. Мост переместили на 25 м вгору по річці і перетворили в музей під відкритим небом (рис. 2), а на його місці побудований новий мост.

Почти одночасно в г. Празі професор Франтишек Фалтус запроєктував цілосварний мост прольотом 49,2 м, який був виготовлений під його керівництвом, а потім смонтований в г. Пльзні над залізничною дорогою Пльзень-Хеб і введений в експлуатацію в 1931 г. В 1930 г. Фалтус почав проєктування цілосварного арочного моста прольотом 50,6 м через річку Радбужа біля г. Пльзні. Мост був побудований в 1933 г. і експлуатується до сьогоднішнього дня (рис. 3).

В 30-і роки будувалися і інші варні мости. Так, в 1934 г. в Великій Британії був побудований перший цілосварний підйомний мост в Middlesborough (рис. 4), в Бельгії мости через канал Альберта. Один з них прольотом 74,5 м раптом обрушився з-за застосування крихкої томасовської сталі і значительних залишкових варних напружень.

В кінці 40-х років в США професор Едвард Ештон, почавши роботу над створенням цілосварного моста ще до війни, запроєктував цілосварний мост через річку Айова. Цей мост, названий Benton Street Bridge, мав п'ятипрольотне неразрізане балочне прольотне будівництво загальною довжиною близько 175 м (рис. 5). Проєкт моста був закінчений в 1947 г., експлуатуватися він почав в 1949 г. і успішно служив до 1989 г. – до заміни більш широким новим мостом.

Ідея будівництва варного моста через річку Дніпро була висказана Е.О. Патоним ще до війни. Його смілива ідея витіснити з мостобудівництва кляпані мости була восприята неоднозначно. Робітники Наркомату шляхів зв'язу посилалися на невдалий світовий досвід, в першу чергу в Німеччині, США, Бельгії. В варних мостах не могли уникнути самого небезпечного – утворення тріщин втоми. І як раз в цей час противники варних мостів отримали вигідний контраргумент: в Бельгії в канал Альберта впав 75-метровий варний прольот моста, виконаний в формі балки Веринделя (рис. 6). Але Е.О. Патон твердо вірив в те, що до ідеї будівництва великого цілосварного моста слід підходити з суворими науковими позиціями.



Рис. 3. Мости Франтишека Фалтуса



Рис. 4. Мост в Middlesborough



Рис. 5. Мост Benton Street Bridge



Рис. 6. Обрушение моста через канал Альберта



Рис. 7. Мост им. Е.О. Патона

Была проведена серия исследований, направленных на поиск подходящей стали и сварочных материалов, на отработку режимов сварки и других важных деталей, за которыми внимательно следили Главмостострой, Ленинградский НИИ мостов, Главстальконструкция, МПС. Проблема усугубилась тем, что 31 января 1951 г. в Канаде рухнул построенный в 1948 г. сварной пролёт моста Duplessis bridge.

Коллектив Института электросварки, внедряя сварку в мостостроение, выполнял тщательную проверку результатов и вел наблюдения за поведением конструкций. Была создана новая марка стали, стойкая к образованию хрупких и усталостных трещин, отработывалась технология ее сварки, разрабатывалась технология монтажной сварки вертикальных листов с принудительным формированием шва, подбирались подходящие сварочные материалы.

Одновременно в Киевской проектной конторе «Проектстальконструкция» (ныне Укринсталькон им. В.Н. Шимановського) проектировался мост, для которого была принята неразрезная балочная схема с двутавровыми балками большой высоты и рекордной тонкостенности. Пойменные пролеты имели размер 58 м, главные речные пролеты – 87 м. Была создана конструкция монтажного стыка со вставками стенки и верхнего пояса, который допускал использование сварочных автоматов.

Мост был сдан в эксплуатацию 5 ноября 1953 года (рис. 7), Евгений Оскарлович не дождался

этого дня всего три месяца. Мост справедливо назван его именем и должен быть представлен как *наибольший в Европе на момент строительства цельносварной мост, у которого впервые все швы, включая и монтажные, выполнены с помощью автоматической сварки.* Так будет справедливо и понятно специалисту, который может оценить научно-технический прорыв разработчиков.

-
- [1] Сварные строительные конструкции. Справочное издание в 3 томах. – К.: ИЭС им. Е.О. Патона, 2003
- [2] Шевченко В.Г. Сварщик Виктор Вологдин. – Санкт-Петербург-Владивосток, 2004 [<http://www.proza.ru/2010/12/28/899>]
- [3] Augustyn J. Stefan Bryła: Życie i dzieło – Warszawa: Fundacja Polskiego Związku Inżynierów w Budowlanych «Inżynieria i Budownictwo», 1994. – 107 s.

Надійшла 11.01.12 р.

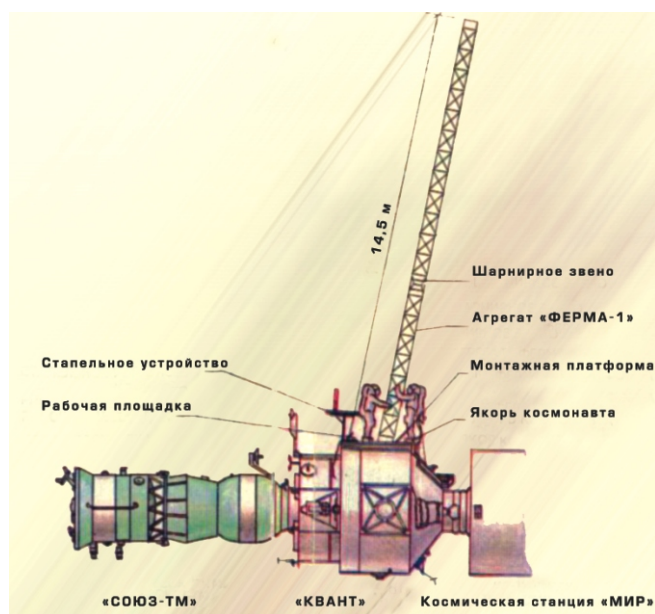
БАШЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Для освоения космического пространства необходимо строительство большого количества различных сооружений. Доставка элементов этих сооружений в космос, необычная среда их возведения, связанная с невесомостью, потребовали новых нетрадиционных конструктивных решений этих сооружений, а также способов монтажа и соединения их элементов с максимальным использованием автоматики и роботов.

В июле 1991 года на орбитальной станции «Мир» впервые в космосе двумя космонавтами была смонтирована четырехгранная пространственная призматическая решетчатая башня «Софора» высотой 14,5 м с поперечным сечением 0,5 × 0,5 м [1].

Башню собирали из отдельных элементов, соединение которых выполнялось вручную при помощи титаноникелевых муфт, в «горизонтальном» положении параллельно продольной оси станции. Собранную часть перемещали, освобождая место для сборки следующих панелей. Затем вручную в несколько этапов башню повернули в «вертикальное» положение и закрепили к основанию. При сборке было использовано большое количество монтажной оснастки.

В 1996 г. на орбитальной станции «Мир» была смонтирована вторая башенная конструкция «Ферма-3» небольшой высоты, развертывание и фиксация которой выполнялись вручную.



Эксперимент «Софора»



Л.О. Кагановский
инженер-конструктор (Израиль)

В марте 2001 г. станция «Мир» была затоплена в Тихом океане. В 1999 г. на башне «Софора» была установлена и развернута антенна «Рефлектор» диаметром 6,4 м.

В настоящее время на орбите Земли действует международная космическая станция (МКС), в основу устройства которой положен модульный принцип. МКС состоит из опорных сегментов, стыковочных блоков, модулей и солнечных батарей (фотоэлементов). Сборка МКС происходит путем последовательного добавления к комплексу очередного модуля или блока, которые соединяют с уже доставленными на орбиту. Монтажные работы выполняются двумя роботами-манипуляторами «Канадаром 2» и «Декстр».

Для развития космического строительства автором разработаны следующие космические конструкции.

Башенная крупногабаритная космическая конструкция «ЛК-1» – предназначена для установки на ней антенн или другого космического оборудования. По высоте и поперечному сечению «ЛК-1» принята аналогичной башне «Софора» и представляет собой четырехгранную пространственную призматическую решетчатую конструкцию.

Монтаж башни осуществляется методом подрачивания путем последовательных поворотов предварительно смонтированной верхней части башни в две противоположные стороны относительно двух пар шарниров, установленных на рабочей площадке. При каждом повороте в образовавшееся свободное пространство устанавливают элементы решетки башни. Причем башня в процессе монтажа постоянно закреплена к рабочей площадке. Нижняя ее часть остается закрепленной к рабочей площадке на монтажных шарнирах.

Для сооружения башни не требуется большого количества сложной и тяжелой оснастки. Башню можно монтировать с установленными

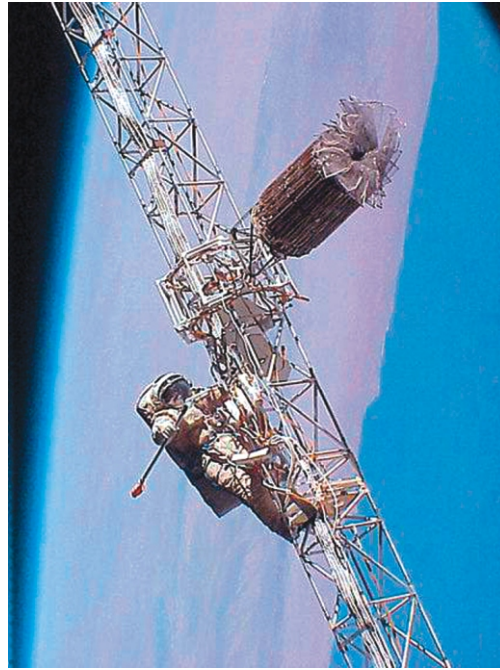
на ней антеннами или другим оборудованием. Сборка и монтаж представляют собой четко повторяющиеся операции, которые происходят в одном месте на рабочей площадке. Это позволяет монтировать башню в автоматическом режиме при помощи роботов.

В основу конструкции башни «ЛК-1» и способа ее монтажа положено авторское изобретение [2].

Арочная крупногабаритная космическая конструкция «ЛК-2» – предназначена для сооружения на Луне и Марсе промышленно-жилых комплексов в качестве основной несущей конструкции. Арка состоит из двух полуарок и представляет собой четырехгранную пространственную решетчатую конструкцию.

Монтаж полуарки осуществляется также методом подрачивания путем последовательных поворотов предварительно смонтированной верхней части полуарки в две противоположные стороны относительно двух пар шарниров, установленных на рабочей площадке. При каждом повороте в образовавшееся свободное пространство устанавливаются элементы решетки полуарки, причем полуарка в процессе монтажа постоянно закреплена к рабочей площадке. На заключительном этапе монтажа верхние части двух полуарок соединяются, а нижние части остаются закрепленными к рабочим площадкам на монтажных шарнирах.

Для сооружения арки не требуются подъемные краны, а также сложная и тяжелая оснастка. Сборка и монтаж арки также представляет собой четко повторяющиеся операции, которые



Закрепление антенны «Рефлектор» к башне «Софора»



Развертывание антенны «Рефлектор»

происходят в одном месте на рабочих площадках, что позволяет монтировать арки в автоматическом режиме при помощи роботов.

В основу конструкции арки «ЛК-2» и способа ее монтажа также положено изобретение [2].

Башенная трансформируемая космическая конструкция «ЛК-3» – предназначена для установки на ней антенн или другого космического оборудования. Она может быть установлена на космических станциях, спутниках, Луне, Марсе или на других космических объектах.

Башня представляет собой трехгранную пространственную призматическую решетчатую конструкцию, состоящую из пересекающихся стержней, шарнирно соединенных между собой и узловыми элементами. В верхней части башня заканчивается патрубком, который предназначен для установки и крепления выдвижных антенн, площадки или другого космического оборудования. В нижней части башни расположены катковые опоры, которые в процессе трансформации перемещаются по направляющим, закрепленным к рабочей площадке. Приводом для трансформации башни служат предварительно растянутые пружины.

В свернутом виде башня занимает объем, минимально необходимый для транспортировки ее в космос. Под действием растянутых пружин шарнирно соединенная система развертывает башню до промежуточной или максимальной высоты. Башня может трансформироваться с предварительно установленной и закрепленной к ней антенной или другим оборудованием. Конструктивные особен-

ности позволяют трансформировать башню в автоматическом режиме при помощи роботов.

В основу конструкции башни «ЛК-3» и способа ее трансформации положено авторское изобретение [3].

Ферменная трансформируемая космическая конструкция «ЛК-4» – предназначена для быстрого развертывания антенн, солнечных батарей и другого космического оборудования, а также для создания энергетических платформ орбитальных солнечных электростанций и космических радиотелескопов.

Ферма представляет собой трехгранную пространственную призматическую решетчатую конструкцию, состоящую из пересекающихся стержней, шарнирно соединенных между собой и узловыми элементами. В торцевых частях фермы расположены патрубки, которые предназначены для установки и крепления развертываемых антенн, солнечных батарей или другого космического оборудования. Приводом для трансформации фермы также служат предварительно растянутые пружины.

В свернутом виде ферма занимает объем, минимально необходимый для транспортировки ее в космос. Под действием растянутых пружин шарнирно соединенная система разворачивает ферму до определенной длины. Конструктивные особенности позволяют трансформировать ферму в автоматическом режиме при помощи роботов.

В основу конструкции фермы «ЛК-4» и способа ее трансформации также положено изобретение [3].

Космическая платформа «ЛК-5» предлагается в качестве энергетической платформы для установки на ней отражающих зеркал или солнечных батарей на орбитальной Солнечной электростанции, а также для создания орбитального радиотелескопа.

Платформа представляет собой структурное сооружение, состоящее из стержней, образующих равносторонние треугольники. Стержни выполнены из ферменных трансформируемых космических конструкций «ЛК-4С», отличающихся от ферм «ЛК-4» тем, что у них вместо торцевых патрубков установлены торцевые соединительные устройства. Стержни соединяются узловыми элементами. Конструктивное решение узлового элемента позволяет при помощи несложного механизма подводить, устанавливать и закреплять стержни «ЛК-4С». Эти

операции дают возможность автоматизировать сборку платформ с использованием роботов. Поверхность космической платформы может быть плоской или параболической, а также иметь неограниченные размеры с помощью последовательной установки стержней, образующих новые треугольники. Аналогичным образом возможно создание параболической поверхности орбитального радиотелескопа.

Космический модуль-контейнер «ЛК-6» – предназначен для доставки в космос грузовыми кораблями ферменных трансформируемых конструкций «ЛК-4» и «ЛК-4С». Фермы «ЛК-4» применяются для развертывания в космосе параболических и других антенн, а также солнечных батарей. Из ферм «ЛК-4С» собирают космические платформы «ЛК-5» для установки и крепления отражающих зеркал и солнечных батарей орбитальных Солнечных электростанций, а также для сооружения орбитальных радиотелескопов.

Модуль-контейнер состоит из трубчатой оболочки и торцевых заглушек, в нем компактно размещаются и крепятся свернутые фермы «ЛК-4» и «ЛК-4С». Так, при условных размерах модуля-контейнера, равных 4 м по диаметру и 5 м по длине, в нем можно разместить и затем развернуть более 500 м ферм. Развернутые фермы «ЛК-4С» из модуля-контейнера «ЛК-6» при помощи троса можно подводить, устанавливать и закреплять к узловым элементам платформы «ЛК-5».

Таким образом, конструктивные решения трансформируемых ферм «ЛК-4» и «ЛК-4С», платформ «ЛК-5» и модуля-контейнера «ЛК-6» позволяют выполнять согласованные взаимосвязанные операции по изготовлению на Земле, транспортировке и монтажу сооружений в условиях открытого космоса с максимальной возможностью автоматизации процессов при помощи роботов.

[1] Семенов Ю., Горшков Л., Чернявский А. Монтажные – высотники ставят эксперимент // СССР. Наука и жизнь, № 11. – 1991. – С. 2–3.

[2] А.с 1481362 СССР ЕО4В 12/34, ЕО4С 21/26. Способ монтажа высотного сооружения подрачиванием / Л.О. Кагановский. – Оpubл. 23.05.89. Бюл. № 19. Патент Украины № 70, дата регистрации 15.12.1992. Патентообладатель Л.О. Кагановский.

[3] Заявка на изобретение № 4931357/33/036288/СССР. Трансформируемое многогранное высотное сооружение / Л.О. Кагановский. Положительное решение на изобретение № 2499/32 от 27.08.92.

УМОВИ БЕЗВІДМОВНОЇ РОБОТИ ПОЛІМЕРНО-АБРАЗИВНОЇ ЩІТКИ

Полімерно-абразивні щітки (ПАЩ) застосовуються для очищення металевих і неметалевих поверхонь від лакофарбових покриттів, іржі та забруднень при виконанні будівельно-монтажних робіт [1]. ПАЩ зачищають друковані плати в приладобудуванні, деталі будівельних і гірничих машин під час діагностики тощо. Полімерно абразивні щітки здатні обробляти складні за профілем геометричні поверхні, характеризуються високою експлуатаційною стійкістю, безпечні в роботі. Для приводу ПАЩ використовуються малопотужні ручні машини, що мають невелику масу.

У процесі подальшого вдосконалення як самого інструмента, так і визначення оптимальних параметрів його експлуатації за різних умов ставилися і вирішувалися нові технологічні, конструктивні та інші завдання. Одним із таких є визначення енергетичних витрат і розподіл їх з метою мінімізації нагріву полімерної матриці та збільшення частки енергії, що витрачається на знімання матеріалу, який підлягає видаленню.

При визначенні енергетичних витрат приймалися наступні показники:

P_1 – потужність, що передається від зерна волокна при контакті з оброблюваною поверхнею; P_2 – потужність руйнування поверхні, що обробляється; P_3 – потужність теплових втрат енергії при терті волокна об поверхню оброблюваного матеріалу.

Умова балансу енергії має відповідати наступному рівнянню:

$$P_1 dt = P_2 dt + P_3 dt, \quad (1)$$

де dt – час; $P dt = dw$ – відповідна енергія.

Виходячи з рівняння (1), отримаємо:

$$P_1 = \frac{N_3 \frac{m_3 V_0^2}{2} (1 - k^2)}{k}, \quad (2)$$

де m_3 – маса зерна; V_0 – швидкість, з якою зерно, закріплене на кінці волокна, вдаряється об оброблювану поверхню; k – коефіцієнт відновлення швидкості при ударі; k – тривалість контакту; N_3 – кількість зерен абразиву, які одночасно контактують із оброблюваною поверхнею.



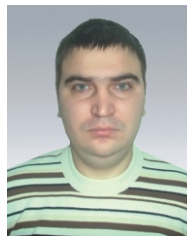
Ю.Д. Абрашкевич

професор кафедри «Будівельні машини ім. Ю.О. Ветрова» Київського національного університету будівництва та архітектури, заслужений діяч науки і техніки України, д.т.н.



Л.Є. Пелевін

професор кафедри «Будівельні машини ім. Ю.О. Ветрова» КНУБА, к.т.н.



Г.М. Мачишин

асистент кафедри «Будівельні машини ім. Ю.О. Ветрова» Київського національного університету будівництва та архітектури

Тоді

$$P_2 = \frac{N_3 [z_c] S l}{k}, \quad (3)$$

де z_c – межа міцності матеріалу, що оброблюється щіткою по зсуву; $S = r_3^2$ (r_3 – радіус зерна абразиву; l – довжина дуги контакту).

$$P_3 = \frac{C m_b t}{k}, \quad (4)$$

де C – питома теплоємність; m_b – маса волокна; t – градієнт температури за один оберт щітки.

Враховуючи (1)–(4), маємо баланс енергії за один прохід щітки протягом часу dt :

$$\frac{N_3 \frac{m_3 V_0^2}{2} (1 - k^2)}{k} dt = \frac{N_3 [z_c] S l}{k} dt + \frac{C m_b t}{k} dt. \quad (5)$$

У разі якщо коефіцієнти, що входять до рівняння (5), залежать від часу t , слід інтегрувати його за часом t від 0 до 1 і до кількості роботи контактів за весь період роботи щітки T_p . Приймаючи кількість обертів щітки за хвилину, кількість контактів буде мати вид:

$$n_k = \frac{2 n T_p}{60 \cdot 2} = \frac{n T_p}{60}. \quad (6)$$

Якщо в рівнянні (5) константи, що входять до його членів, як і коефіцієнти, не залежать від t , тоді

$$N_3 \frac{m_3 V_0^2}{2} (1 - k^2) \frac{n T_p}{60} \quad (7)$$

$$\frac{N_3 [_{зс}] S l}{60} \frac{n T_p}{60} \frac{C m_B t}{60}$$

Якщо N_B – кількість волокон у щітці, то

$$P_1 = \frac{N_B N_3 \frac{m_3 V_0^2}{2} (1 - k^2) \frac{n T_p}{60}}{k} \quad (8)$$

$$P_2 = \frac{N_B N_3 [_{зс}] S l \frac{n T_p}{60}}{k} \quad (9)$$

$$P_3 = \frac{N_B C m_B t \frac{n T_p}{60}}{k} \quad (10)$$

де P_1 – потужність, яка витрачається для оброблення поверхні щіткою; P_2 – потужність, що витрачається на руйнування оброблюваної поверхні; P_3 – потужність теплових втрат.

Коефіцієнт корисної дії щітки буде:

$$\frac{P_2}{P_2 + P_3} \frac{1}{1 + \frac{P_3}{P_2}} 100 \quad (11)$$

$$1 \frac{100}{\frac{N_B C m_B t n T_p}{k} \frac{60}{60 N_B [_{зс}] S l \ln T_p}} \frac{100}{\frac{C m_B t}{N_3 [_{зс}] S l}} \quad (12)$$

Отже, коефіцієнт корисної дії щітки (ККД_щ) зростає, якщо питома теплоємність, маса волокна і перепади температур волокна за один оберт щітки – зменшуються, а кількість абразиву, межа міцності, перетин волокна і довжина дуги контакту – зростають.

З рівняння (7) можна отримати залежність, що описує загальний перепад температур $(t)_{зар}$, на які нагріваються волокна щітки за весь час її роботи, тобто:

$$(t)_{зар} = t \frac{n}{60} T_p \quad (13)$$

Встановлюючи відповідні значення в (13), отримуємо:

$$(t)_{зар} = \frac{N_3 \frac{m_3 V_0^2}{2} (1 - k^2) \frac{n T_p}{60} N_3 \frac{[_{зс}] S \ln T_p}{60}}{C m_B} \quad (14)$$

Таким чином, нагрівання волокна зменшується при меншій концентрації зерен у волокні, їх масі, коліній швидкості.

Аналіз отриманих залежностей показує, що для збереження високого ККД_щ важливо, щоб перегрів волокна був мінімальний, що в значній мірі залежить від теплоємності матеріалу волокна і його маси.

Конструктивно інструмент з полімерно-абразивними щітками являє собою надіту на вал маточину, на зовнішній стороні якої закріплені полімерні волокна, наповнені абразивом (рис. 1). При цьому полімерні волокна при зіткненні з оброблюваною поверхнею згинаються, а при виході – випрямляються, тобто постійно працюють на вигин, зазнаючи великих нормальних напруг. Так як колова швидкість щіток досить велика (50...60 м/с), то цикли навантаження носять пульсуючий характер, при цьому може відбутися їх руйнування від контактних навантажень і від втоми волокон матеріалу. Таким чином, визначення ймовірності безвідмовної роботи інструмента з полімерно-абразивними щітками можна надати у вигляді структурної схеми (рис. 2).

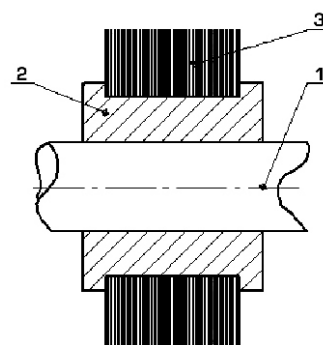


Рис. 1.
Загальний вигляд щітки
1 – вал; 2 – маточина;
3 – полімерно-абразивне
волокно

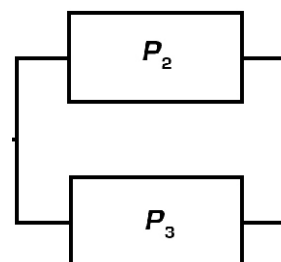


Рис. 2.
Структурна схема:
 P_2 – ймовірність руйнування
волокна від втоми;
 P_3 – ймовірність руйнування
волокна від контактних навантажень

Розглянемо вірогідність безвідмовної роботи інструмента за кожним із цих критеріїв.

При посадці маточини на вал граничний момент M_{Π} , що виникає в з'єднанні з діаметром d і довжиною l при тиску P на посадковій поверхні і коефіцієнтом тертя f , визначається за формулою

$$M_{\Pi} = 0,005 \frac{d^2 l f}{K_B}, \quad (15)$$

де K_B – коефіцієнт можливого зниження сил зчеплення за часом.

Коефіцієнт варіації тиску P

$$P = N \frac{1}{C/N}, \quad (16)$$

де N – коефіцієнти варіації відхилення натягу, тобто допусків на виготовлення. Коефіцієнт співвідношення розмірів вала і маточини визначається за формулою

$$\frac{1 + \frac{d^2}{D^2}}{1 - \frac{d^2}{D^2}}. \quad (17)$$

Середнє значення натягу визначається як різниця значень відхилень розмірів вала \bar{e} і отвору \bar{E} , тобто допуски на діаметр вала й отвору.

Вал і отвір виготовляються з однаковими квалітетами $t_e = t_E = t$, можна прийняти середнє значення $\bar{N} = ei$, де ei – нижнє відхилення діаметра вала

$$N = \frac{\sqrt{2} t}{6ei} = \frac{0,236 t}{ei}. \quad (18)$$

Граничне значення навантажувального моменту визначаємо із залежності (15), а середнє \bar{m} – експериментально серією дослідів, визначенням закону розподілу і коефіцієнта варіації \bar{m} .

Коефіцієнт запасу міцності за середнім значенням моментів

$$\bar{n}_c = \frac{M_{\Pi}}{\bar{m}}. \quad (19)$$

Коефіцієнт варіації граничного за міцністю моменту визначаємо з виразу

$$L = \sqrt{\frac{2}{P} \frac{2}{f}}. \quad (20)$$

Квантиль нормального розподілу визначаємо з умови неруйнування з'єднання

$$U_{P_1} = \frac{\bar{n}_c - 1}{\sqrt{\frac{2}{n_2} \frac{2}{L} \frac{2}{M}}}. \quad (21)$$

Скориставшись таблицею квантилів нормального розподілу [2], визначаємо ймовірність безвідмовної роботи P_1 з'єднання маточини з валом.

Виконаємо розрахунок ймовірності безвідмовної роботи поліамідної щітки за критерієм контактної міцності. Контактні напруги, що виникають у волокнах щітки, залежать від крутного моменту на привідному валу M_{Π} , міжосьової відстані a_w і коефіцієнта навантаження K_H , причому коефіцієнт навантаження є випадковою величиною і залежить від чотирьох факторів:

$$K_H = K_A K_B K_V K, \quad (22)$$

де K_A – коефіцієнт зовнішнього навантаження; K_B , K_V , K – відповідно враховують розподіл зусиль по всій ширині щітки; динамічність навантаження; розподіл навантаження між волокнами.

При спрощених розрахунках [2] коефіцієнт варіації N коефіцієнта навантаження K_H визначають через коефіцієнт варіацій співмножників (22).

Практика проектування машини та обладнання [3] показала, що значення коефіцієнтів варіації A, B, V , можна приймати в таких межах:

A – коефіцієнт варіації зовнішнього навантаження повинен задаватися виходячи з фізичних процесів і динаміки аналізованого виробу;

B – коефіцієнт варіації коефіцієнта розподілу навантажень по ширині

$$B = \frac{1}{9} \frac{K_B - 1}{K_B}; \quad (23)$$

V – коефіцієнт варіації динамічної складової, залежить від твердості волокон і при $H < HB 130$ визначається із залежності

$$V = \frac{1}{9} \frac{K_V - 1}{K_V}; \quad (24)$$

– коефіцієнт варіації участі в розподілі навантажень між волокнами щітки, залежить від довжини волокон, ширини щітки і знаходиться в межах 0,05...0,08.

Запас міцності за середніми контактними напруженнями визначається з виразу

$$\bar{n} = \frac{\bar{H}_1}{H}, \quad (25)$$

де \bar{H}_1 – середня межа контактної витривалості волокна з поліаміду; H – середнє значення межі контактної витривалості волокна.

Для визначення ймовірності безвідмовної роботи абразивної щітки за критерієм опору контактної втоми необхідно визначити квантиль нормального розподілу

$$H_{P_2} = \frac{\bar{n} - 1}{\sqrt{\bar{n}^2 - \frac{2}{v} + 2}}, \quad (26)$$

де $v = 0,5$.

Згідно з таблицею [4] визначаємо ймовірність безвідмовної роботи P_2 за критерієм опору контактної втоми.

Середня межа витривалості волокна щітки при вигині визначається:

$$\bar{n}_{щ1} = \bar{n}_{щ} K_d, \quad (27)$$

де K_d – коефіцієнт довговічності; $\bar{n}_{щ}$ – середнє значення межі витривалості волокон базового зразка (за кривою Веллера). Для полімерно-абразивних волокон приймаємо:

$$\bar{n}_{щ} = (1,35H - 100) \frac{1}{1 - u_p}, \quad (28)$$

де H – твердість за Бринеллем ($H = 130$ МПа); u_p – квантиль нормального розподілу (створюється таблично для заданої ймовірності); π –

коефіцієнт ймовірності базового зразка (для армованих поліамідних волокон $\pi = 0,08 \dots 0,10$).

Коефіцієнт запасу міцності

$$\bar{n}_{щ} = \frac{\bar{n}_{щ1}}{\pi}. \quad (29)$$

Ймовірність безвідмовної роботи за критерієм опору втоми при вигині визначається за квантиль нормального розподілу

$$H_{P_3} = \frac{\bar{n}_{щ1} - 1}{\sqrt{\bar{n}_{щ1}^2 - \frac{2}{H} + 2}}. \quad (30)$$

Маючи значення квантиля, u_{P_3} , знаходимо ймовірність P_3 безвідмовної роботи абразивної щітки за критерієм втомного руйнування при вигині.

Тоді ймовірність безвідмовної роботи інструмента визначається як

$$P = [1 - (1 - P_2)(1 - P_3)]. \quad (31)$$

З отриманої ймовірності (31) можливо визначити термін служби щітки t , якщо задатися ресурсом із розподілу Вейбула з параметрами t_0 і m :

$$t = t_0 \sqrt[m]{I_n P}. \quad (32)$$

Таким чином, на будівельному або монтажному майданчику з'являється можливість розрахувати кількість полімерно-абразивних щіток для забезпечення безперебійного виконання робіт.

[1] Абрашкевич Ю.Д. Обоснование параметров и создание абразивного инструмента для ремонта и монтажа горного оборудования/Диссертация докт. техн. наук – Киев – Москва, 1989/.

[2] Козлов В.В. Надёжность горных машин и оборудования: Учебное пособие.– Алчевск: ДГМИ, 2003. – 270 с.

[3] Пелевін Л.Є. Підвищення надійності і довговічності приводів динамічних робочих органів будівельної техніки на основі стендових випробувань: Монографія. – К.: Українська академія наук, «МП Леся», 2008. – 196 с.

[4] Гребенюк В.М., Цапко В.К. Надёжность металлургического оборудования.: Справочник. – М.: Металлургия, 1989. – 592 с.

Надійшла 12.08.2011 р.



В.Л. Пасечнюк
главный инженер
ООО «Укринсталькон
им. В.Н. Шимановского»

ПО МАТЕРИАЛАМ МЕЖДУНАРОДНОЙ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКОЙ КОНФЕРЕНЦИИ ПО РЕЗЕРВАУРОСТРОЕНИЮ

В г. Варна (Болгария) с 6 по 10 июня 2011 г. прошла Международная научно-практическая конференция по резервуаростроению, организованная консорциумом «КЗУ ХОЛДИНГ ГРУП» (Болгария), Болгаро-российской торгово-промышленной палатой (БРТПП), ООО «ГЛОБАЛТЭНКСИНЖИНИРИНГ» (Россия), Болгарским Сварочным Союзом, РГУ «НЕФТИ и ГАЗА им. И.М. Губкина» (Россия), «Федеральной службой по экологическому, технологическому и атомному надзору» (РОСТЕХНАДЗОР), НО «РОСТЕХЭКСПЕРТИЗА» и НПК «ИЗОТЕРМИК» (Россия).

В работе конференции приняли участие 67 специалистов из Болгарии, России, Украины, Беларуси, Германии, Польши, Англии, Ливана. Были заслушаны доклады, посвященные вопросам развития автоматической высокопроизводительной сварки магистральных трубопроводов большого диаметра («ЗАО Псковэлектросварка», Россия); тепловой изоляции к антикоррозионной защите (ООО «Волгатермотехнология», ООО «Антикорпром», Россия) и др.; противопожарной безопасности резервуаров (ООО «Каланча», ООО «Пожароборонпром», Россия), а также обучению сварщиков согласно международной системе контроля IIV/EFW («КЗУ Холдинг групп», Болгария).

Рассматривая особенности проектирования, производства и монтажа изотермических (криогенных) вертикальных цилиндрических резервуаров для хранения газов в жидком состоянии, было отмечено, что такие резервуары классифицируются по способу хранения и материалу, из которого изготовлены, а также хранимому продукту. Существует два способа хранения сжиженного газа: под повышенным давлением при температуре окружающей среды и под давлением, близким к атмосферному, при соответствующей отрицательной температуре (изотермическое или криогенное хранение). Поскольку удельный вес газов при их сжижении в сотни раз больше, чем в газообразном состоянии, то изотермическое хранение позволяет значительно уменьшить вместимость хранилища. Сжиженные газы чаще всего хранятся при невысоком давлении, равном 0,2–0,3 МПа, и низкой отрицательной температуре – 160–270 °С (табл. 1). Таким образом, возможно уменьшить расчетное давление при определении толщины стенок резервуара, которым достаточно выдержать только гидростатическое давление хранимой жидкости. Применение тонкостенных резервуаров значительно сокращает расход металла, но несет определенные затраты, связанные с хранением искусственно охлаждаемого продукта. Типы изотермических цилиндрических резервуаров были рассмотрены в докладе Клауза Тима – фирма «ADAPT» (Германия, г. Гамбург).

Участники конференции обсудили также стандарты для проектирования резервуаров, результаты исследований материалов для их изготовления.

Таблица 1

Точки кипения наиболее часто применяемых газов

| Наименование | Химическая форма | Точка кипения при 760 рт. ст. | | Соотношение объема газа к жидкости |
|-------------------|---------------------------------|-------------------------------|--------|------------------------------------|
| | | °С | °К | |
| Бутан | C ₄ H ₁₀ | -5,0 | | |
| Диоксид серы | SO ₂ | -10,0 | 263,2 | 500 : 1 |
| R12 | CF ₂ CL ₂ | -29,8 | 243,4 | 250 : 1 |
| R13 | CF ₃ CL | -87,5 | 185,7 | 200 : 1 |
| R22 | CHF ₂ CL | -40,0 | 233,2 | 290 : 1 |
| R502 | | -46,0 | 227,2 | 240 : 1 |
| Аммиак | NH ₃ | -33,4 | 239,8 | 900 : 1 |
| Хлор | CL ₂ | -34,0 | 239,2 | 500 : 1 |
| Пропан | C ₃ H ₈ | -42,30 | 230,9 | 300 : 1 |
| Пропилен | C ₃ H ₆ | -47,7 | 225,5 | 325 : 1 |
| Сероводород | H ₂ S | -60,4 | 212,8 | 600 : 1 |
| Двуокись углерода | CO ₂ | -78,5 | 194,7 | 600 : 1 |
| Ацетилен | C ₂ H ₂ | -83,6 | 189,6 | 450 : 1 |
| Хлороводород | HCL | -85,0 | 188,1 | 730 : 1 |
| Этан | C ₂ H ₆ | -88,6 | 184,60 | 410 : 1 |
| Этилен | C ₂ H ₄ | -103,9 | 169,3 | 450 : 1 |
| Окись азота | NO | -152,0 | 194,5 | 1,000 : 1 |
| Криптон | Kr | -163,2 | 120,0 | 570 : 1 |
| Метан | CH ₄ | -161,5 | 111,7 | 600 : 1 |
| Кислород | O ₂ | -183,0 | 90,2 | 800 : 1 |
| Аргон | Ar | -185,9 | 87,3 | 800 : 1 |
| Окись углерода | CO | -191,5 | 81,7 | 630 : 1 |
| Азот | N ₂ | -195,8 | 77,4 | 650 : 1 |

Окончание таблицы 1

| Наименование | Химическая форма | Точка кипения при 760 рт. ст. | | Соотношение объема газа к жидкости |
|--------------|------------------|-------------------------------|------|------------------------------------|
| | | °С | °К | |
| Неон | Ne | -246,1 | 27,1 | 1,350 : 1 |
| Водород | H ₂ | -252,8 | 20,4 | 800 : 1 |
| Гелий | He | -268,9 | 4,2 | 700 : 1 |

Стандарты для проектирования резервуаров. Американский стандарт API 620 «Design and Construction of Large, Welded, Low Pressure Storage Tank» (Проектирование и строительство больших, сварных резервуаров низкого давления) является признанным на международном уровне. Основная его часть посвящена проектированию и строительству вообще, независимо от температурных параметров хранимого продукта. Приложение R охватывает специфические требования для температур хранения -60 °F / -52,5 °C; приложение Q – до температур -270 °F / -167 °C.

Стандарт API 620 распространяется на резервуары как с одинарной, так и с двойной целиком заполняемой оболочкой и устанавливает требования к нагрузкам, которые следует принимать во внимание при выборе материалов и определении условий проведения испытаний. Кроме требований к фундаментам, в нем не содержится указаний ни по типам применяемых материалов для герметизации, ни по устройству бетонных элементов резервуаров.

Британский стандарт 7777 был опубликован в 1993 г. и заменен стандартом BS 4741 / BS 5387. Стандарт BS 7777 допускает более высокие расчетные напряжения по сравнению с API 620 и устанавливает более строгие требования к качеству сталей (Часть 2.6.1.1, табл. 2 и 3, приведены ниже) в зависимости от проекта, требуя более высокого качества стали для одинарного резервуара, что является спорным, содержит четкие определения для резервуаров различных типов исполнения, а также технические характеристики, которые применяются в спецификациях на резервуары, работающие при низких температурах хранения.

Европейский стандарт EN 14015 сопоставим со стандартом BS 7777 и полностью охватывает все вопросы, возникающие при проектировании и строительстве изотермических резервуаров.

Следует обратить внимание на то, что на территории Украины эксплуатируется более десятка изотермических резервуаров, но при этом нормативная документация на их проектирование, изготовление и монтаж отсутствует. Например, в 1986 г. в г. Калуш Ивано-Франковской обл. был построен завод ЭП-650 с двумя изотермическими резервуарами на 10000 м³ под этилен из стали ОН6 и на 5000 м³ под пропилен из стали О9Г2С-15. Резервуары были смонтированы по специальным ТУ и только под названный объект.

Таблица 2

Тип материала для стенки и днища резервуара

| Продукт | Одинарная емкость | Двойная, заполняемая целиком емкость | Типичная температура хранения продукта |
|-----------------------------|-------------------|--------------------------------------|--|
| Бутан | тип II | тип I | -10 °C |
| Аммиак | тип II | тип I | -35 °C |
| Пропан/ пропилен | тип III | тип II | -50 °C |
| Этан/ этилен | тип IV | тип IV | -105 °C |
| LNG сжиженный природный газ | | тип VI ⁽¹⁾ | -165 °C |

⁽¹⁾ Для толщин больше 30 мм и меньших или равных 40 мм необходимы типы V или VI

Таблица 3

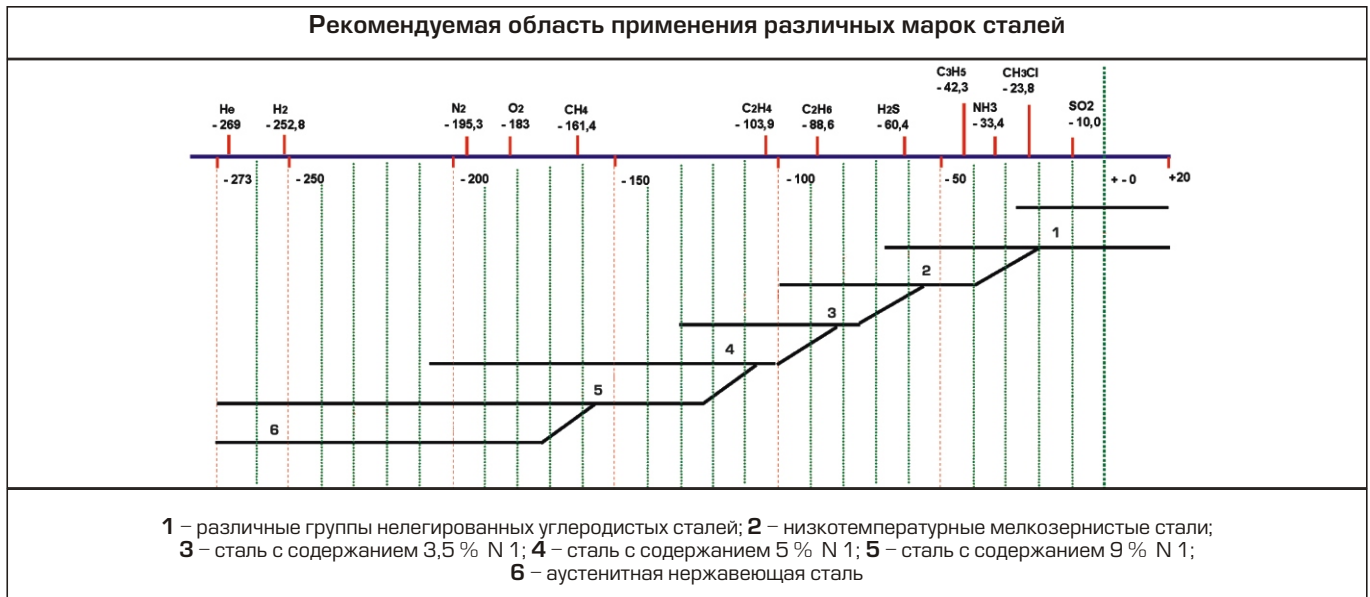
Тип стали с показателями ударной вязкости по методу Шарпи (V-образный надрез)

| Классификация | Тип стали | Проведено испытаний по каждому листу ^(1,2) | 120J проведено испытаний по каждой пачке 40 тн ⁽³⁾ |
|---------------|--|---|---|
| Тип I | Нормализованная углеродисто-марганцевая | 27 при -50 °C | Не требуется |
| Тип II | Улучшенной ударной вязкости, углеродисто-марганцевая | 27 при -50 °C-T ⁽⁴⁾ | -20 °C |
| Тип III | Сталь с низким содержанием никеля | 27 при -50 °C-T ⁽⁴⁾ | -50 °C |
| Тип IV | Сталь с содержанием 9 % никеля | 35 при -196 °C | Не требуется |
| Тип V | Улучшенная сталь с содержанием 9 % никеля | 100 при -196 °C | Не требуется |
| Тип VI | Аустенитная нержавеющая сталь | Ударное испытание не требуется | |

⁽¹⁾ Величина энергии – минимальная средняя для трех образцов.
⁽²⁾ Для материала толщиной меньше 11 мм образцы меньшего размера 10 мм × 5 мм должны продемонстрировать 70 % свойств, указанных в таблице. Для стали типа V свойства должны составлять 50 % от указанных в таблице.
⁽³⁾ Ударные испытания должны проводиться по каждому листу для демонстрации требуемой ударной вязкости. Кроме того, должно быть проведено одно испытание по каждой пачке для демонстрации требуемых свойств при 120J. Требования к листам и пачкам даны в EN 10025 (1, 2, 3).
⁽⁴⁾ Ссылка приведена в Приложении А.



Таблица 4



Материалы изотермических резервуаров. При проектировании изотермических резервуаров следует учитывать несколько диапазонов отрицательных температур и подбирать соответствующие марки сталей (табл. 4).

Первый диапазон регламентируемых температур от +20 до -40 °С; второй – от -40 до -50 °С; третий – от -50 до -80 °С; четвертый – от -80 до -110 °С; пятый – от -110 до -210 °С; шестой – от -210 до -280 °С.

При устройстве изотермических резервуаров применяются различного рода теплоизолирующие материалы, к которым предъявляются следующие требования: низкая теплопроводность, стойкость к химическому воздействию, низкая гигроскопичность, огнестойкость, долговечность, легкость и удобство в монтаже, механическая прочность, особенно в зоне между внутренним и наружным днищем. Одностенные корпуса изолируются, как правило, пеностеклом или вспученным базальтом.

После ряда исследований в резервуарах с двумя стенками наибольшее применение нашел перлит и его измельченные фракции, которые засыпаются в пространство между стенками.

Типы изотермических резервуаров.

Резервуар с одинарной оболочкой – имеет только одну емкость для хранения продукта (первичная емкость), которая представляет собой самонесущий металлический цилиндрический резервуар.

Испарения продукта удерживаются металлической куполообразной кровлей первичной емкости либо, в случае если первичная емкость представляет собой открытую чашу, газонепроницаемым внешним резервуаром, который охватывает первичную емкость, но спроектирован только для удержания испарений продукта, а также для помещения в него и защиты термической изоляции.

В зависимости от различных свойств оболочки, удерживающей испарения и термическую изоляцию, различают несколько типов резервуаров с одинарной оболочкой. Такой резервуар должен быть также огражден насыпным валом для сдерживания возможной утечки продукта.

Резервуар с двойной оболочкой – состоит из одинарной первичной газонепроницаемой емкости для хранения жидкости, встроенной внутрь вспомогательной жидкопроницаемой емкости.

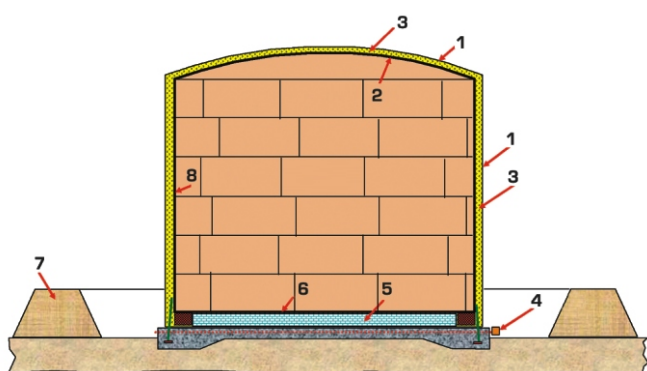
Вспомогательная емкость проектируется для удержания в случае утечки жидкого содержимого первичной емкости и должна быть расположена на определенном расстоянии (не более 6,0 м) от первичной емкости.

Резервуар с наполняемой целиком оболочкой – состоит из первичной и вспомогательной емкостей, которые образуют интегрированную емкость для хранения. Первичная емкость представляет собой самонесущий металлический резервуар с одинарной стенкой, предназначенный для удержания жидкого продукта. Он должен иметь открытую поверхность (в этом случае она не удерживает испарений продукта) и куполообразную крышу (для удержания испарений продукта).

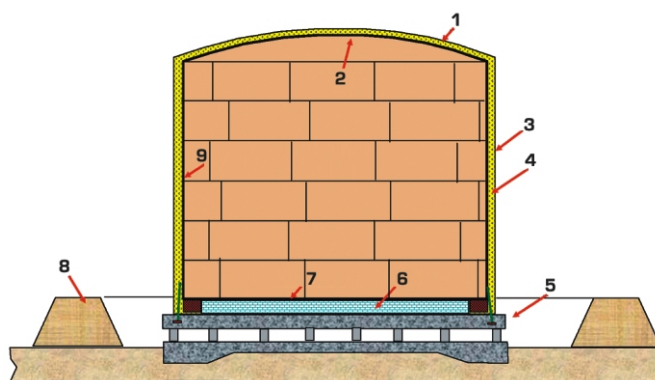
Вспомогательная емкость представляет собой самонесущий металлический или бетонный резервуар, оснащенный куполообразной кровлей. При нормальном режиме эксплуатации такой резервуар предотвращает испарения содержимого из резервуара (если верх первичного резервуара открыт) и удерживает термальную изоляцию первичного резервуара.

При утечке из первичного резервуара он удерживает жидкий продукт и предотвращает испарения жидкого продукта. В данном случае желательно наличие стравливающих клапанов и системы контроля давления (предохранительная система разгрузки давления).

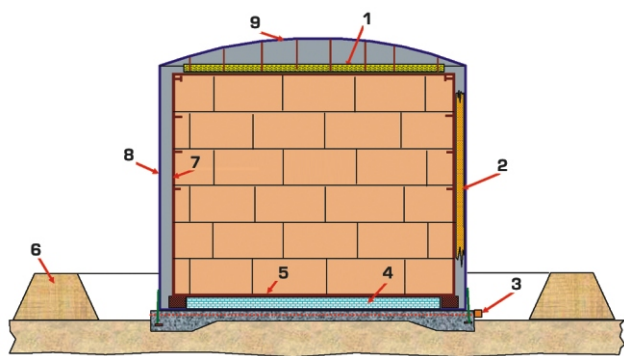
Типы резервуаров с одинарной оболочкой



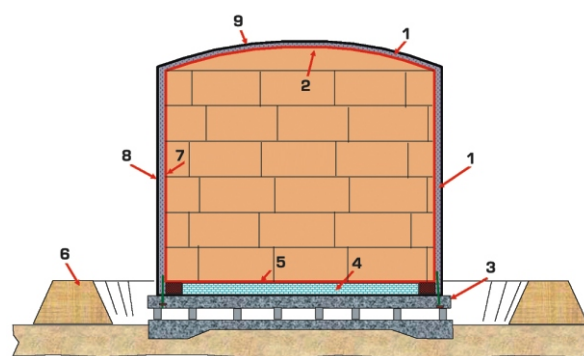
- 1 – внешний защитный слой от атмосферных воздействий;
 2 – кровля резервуара; 3 – внешняя изоляция;
 4 – обогреватель дна; 5 – изоляция основания;
 6 – днище резервуара; 7 – насыпной вал; 8 – оболочка резервуара



- 1 – внешняя изоляция кровли; 2 – кровля резервуара; 3 – внешний защитный слой от атмосферных воздействий; 4 – внешняя изоляция стенки; 5 – надземное бетонное основание; 6 – изоляция основания; 7 – днище резервуара; 8 – насыпной вал; 9 – оболочка резервуара.

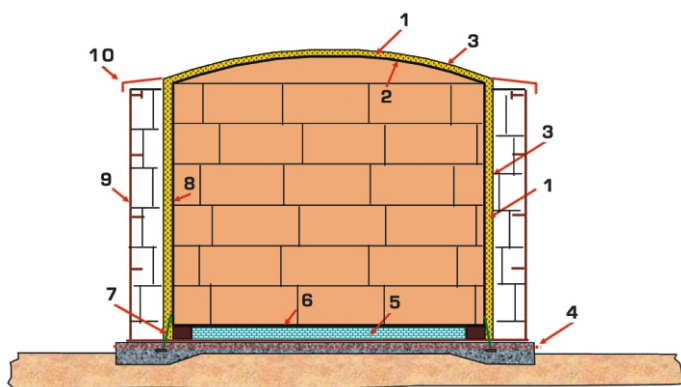


- 1 – изоляция подвешеного покрытия; 2 – незакрепленная насыпная (набивная) изоляция; 3 – обогреватель дна; 4 – изоляция основания; 5 – днище внутреннего резервуара; 6 – насыпной вал; 7 – внутренняя оболочка резервуара; 8 – внешняя негерметичная оболочка резервуара (не удерживает жидкость); 9 – кровля внешнего резервуара

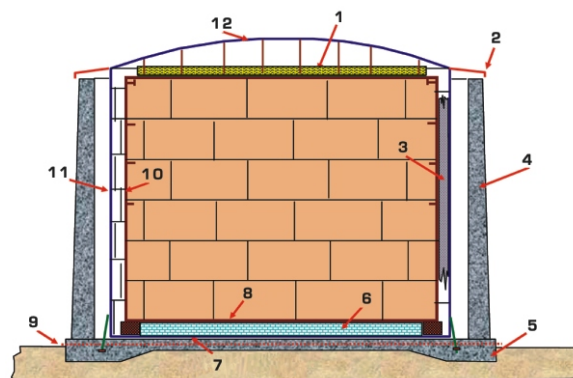


- 1 – незакрепленная насыпная (набивная) изоляция; 2 – кровля внутреннего резервуара; 3 – надземное бетонное основание; 4 – изоляция основания; 5 – днище внутреннего резервуара; 6 – насыпной вал; 7 – внутренняя оболочка резервуара; 8 – внешняя негерметичная оболочка резервуара (не удерживает жидкость); 9 – кровля внешнего резервуара

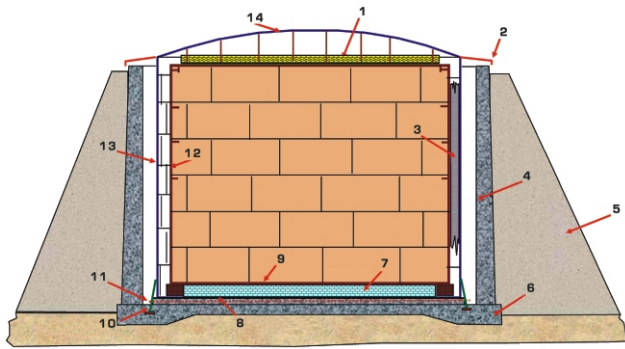
Типы резервуаров с двойной оболочкой



- 1 – внешняя изоляция; 2 – кровля резервуара; 3 – внешний защитный слой от атмосферных воздействий; 4 – обогреватель дна; 5 – изоляция основания; 6 – днище резервуара; 7 – анкерровка резервуара; 8 – оболочка резервуара; 9 – внешняя оболочка резервуара; 10 – сливной козырек

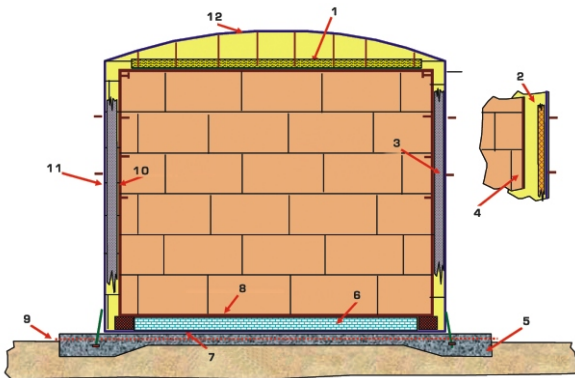


- 1 – изоляция подвешеного покрытия; 2 – сливной козырек; 3 – незакрепленная набивная (засыпная) изоляция; 4 – стенка внешнего резервуара из предварительно напряженного бетона; 5 – внешнее бетонное основание; 6 – изоляция основания; 7 – днище внешнего резервуара; 8 – днище внутреннего резервуара; 9 – обогреватель дна; 10 – внутренняя оболочка резервуара; 11 – внешняя негерметичная оболочка резервуара (не удерживает жидкость); 12 – внешняя кровля резервуара

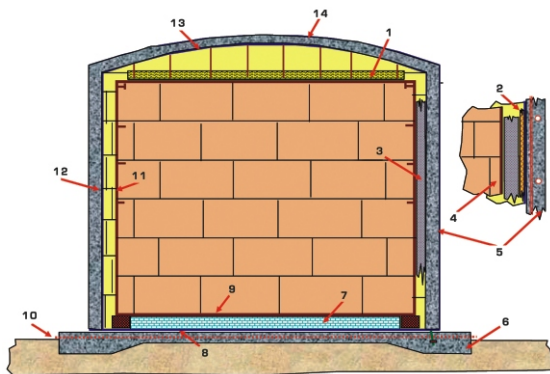


- 1 – изоляция подвешеного покрытия; 2 – сливной козырек; 3 – незакрепленная набивная (засыпная) изоляция; 4 – стенка внешнего резервуара из армированного бетона; 5 – земляная насыпь; 6 – внешнее бетонное основание; 7 – изоляция основания; 8 – днище внешнего резервуара; 9 – днище внутреннего резервуара; 10 – анкерка резервуара; 11 – обогреватель днища; 12 – внутренняя оболочка резервуара; 13 – внешняя негерметичная оболочка резервуара (не удерживает жидкость); 14 – внешняя кровля резервуара

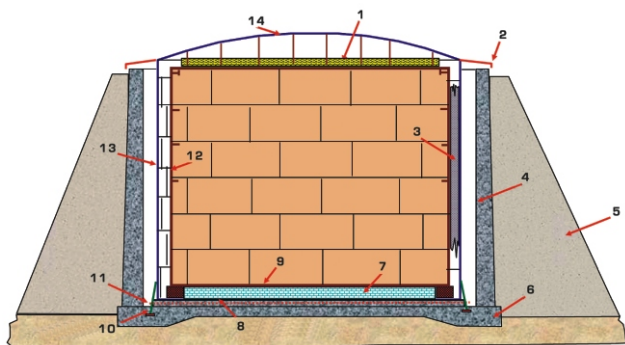
Типы резервуаров с наполняемой целиком оболочкой



- 1 – изоляция подвешеного покрытия; 2 – изоляция с внутренней стороны внешнего резервуара; 3 – незакрепленная набивная (засыпная) изоляция; 4 – внутренняя оболочка резервуара; 5 – внешнее бетонное основание; 6 – изоляция основания; 7 – днище внешнего резервуара; 8 – днище внутреннего резервуара; 9 – обогреватель днища; 10 – внутренняя оболочка резервуара; 11 – внешняя герметичная оболочка резервуара (удерживает жидкость); 12 – внешняя кровля резервуара



- 1 – изолинии подвешеного покрытия; 2 – изоляция с внутренней стороны внешнего резервуара; 3 – незакрепленная набивная (засыпная) изоляция или пустое пространство; 4 – внутренняя оболочка резервуара; 5 – стенка внешнего резервуара из предварительно напряженного бетона; 6 – внешнее бетонное основание; 7 – изоляция основания; 8 – днище внешнего резервуара; 9 – днище внутреннего резервуара; 10 – обогреватель днища; 11 – внутренняя оболочка резервуара; 12 – внешняя герметичная оболочка резервуара; 13 – внешняя кровля



- 1 – изоляция подвешеного покрытия; 2 – сливной козырек; 3 – незакрепленная насыпная (набивная) изоляция; 4 – стенка внешнего резервуара из армированного бетона; 5 – земляная насыпь; 6 – внешнее бетонное основание; 7 – изоляция основания; 8 – днище внешнего резервуара; 9 – днище внутреннего резервуара; 10 – анкерка резервуара; 11 – обогреватель днища; 12 – внутренняя оболочка резервуара; 13 – внешняя герметичная оболочка резервуара; 14 – внешняя кровля резервуара

Подводя итоги работы конференции, ее участники отметили, что сооружение изотермических резервуаров для хранения сжиженных газов имеет большую перспективу, поэтому вопросы их проектирования, изготовления и монтажа являются весьма актуальными.

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК) у форматі *.doc, docx, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у форматах tif, eps, jpg – 300 dpi або на паперових носіях для сканування.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

ДО ВІДОМА РЕКЛАМОДАВЦІВ !

Вартість розміщення реклами (з урахуванням ПДВ та податку на рекламу)

| Формат | Розміри, мм | | Одноколірна, ціна ум. од. | Двоколірна, ціна ум. од. | Багатоколірна, ціна ум. од. |
|--------|-------------|-----------|---------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| A4 | 185 x 270 | | 150 | 300 | 450 |
| 1/2 A4 | 85 x 270 | 185 x 130 | 75 | 150 | 240 |
| 1/4 A4 | 85 x 130 | 185 x 60 | 40 | 75 | 130 |
| 1/8 A4 | 85 x 60 | | 20 | 40 | |

ОБКЛАДИНКА (190 x 220 мм):

- 1-а сторінка – 700 ум. од.
- 2-а сторінка – 600 ум. од.
- 3-я сторінка – 500 ум. од.
- 4-а сторінка – 500 ум. од.

**ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ
У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА»
(передплатний індекс – 98848)
АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ**

Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 2 від 23.02.2012 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,

ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Комп'ютерна верстка – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Ніколайчук О.Л.**

Підписано до друку 01.03.2012 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Друкарня «Літера», вул. Мельникова, 73-А, м. Київ, 04119, тел. 502-68-08

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2837 від 24.04.2007 р.

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом
Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції
Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори
За зміст реклами відповідає подавач
Редакція не завжди поділяє думку авторів
Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали



МІЖНАРОДНА УКРАЇНСЬКО-ПОЛЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ присвячена чемпіонату Європи з футболу Євро-2012

«МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ПРОСТОРОВИХ СПОРТИВНИХ СПОРУД»

КОНФЕРЕНЦІЯ ПРОВОДИТЬСЯ ЗА ПІДТРИМКИ:

Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України
Київської міської державної адміністрації
Української Державної корпорації «Укрмонтажспецбуд»
Національної академії наук України
Польської академії наук, Комітету будівництва
Міжнародної асоціації з оболонкових та просторових конструкцій (IASS)
Академії будівництва України
Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона.

ТЕМАТИКА КОНФЕРЕНЦІЇ

- металеві конструкції стадіонів та спортивних споруд: проектування, виготовлення і монтаж;
- розроблення раціональних типів будівельних металевих конструкцій, експериментально-теоретичні дослідження роботи елементів та з'єднань;
- розвиток методів розрахунку та проектування будівельних металевих конструкцій та споруд;
- проблеми автоматизації проектування та розрахунку металевих конструкцій;
- удосконалення технологій виготовлення і монтажу металевих конструкцій, ремонту і реконструкції будівель та споруд.

ОФІЦІЙНІ МОВИ КОНФЕРЕНЦІЇ

Англійська, українська, польська, російська.

УМОВИ УЧАСТІ

Участь у Конференції, а також інші послуги, що надаються протягом її проведення, можна оплатити українськими гривнями (грн.) або Євро (€.).

Реєстраційний внесок:

| | до 10.03.2012 | після 10.03.2012 |
|---------------------|---------------------|---------------------|
| учасники | 3000 грн (250 €) | 3500 грн (300 €) |
| супроводжуючі особи | 1200 грн (100 €) | 1400 грн (120 €) |

включає участь у засіданнях, чай-каву в перервах, обіди, банкет, матеріали конференції, технічне та організаційне обслуговування, культурну програму.

Сплата внеску можлива за безготівковим розрахунком або під час реєстрації.

Розповсюдження інформаційної та рекламно-сувенірної продукції серед учасників конференції – 2500грн. (220€).

Спонсорування конференції – 11500грн. (1000€).

КОНТРОЛЬНІ ДАТИ

Заявки на участь у конференції та тези доповідей - 10 березня 2012 р.

Повідомлення про попереднє прийняття доповідей - 10 квітня 2012 р.

Подання доповідей - 10 червня 2012 р.

Повідомлення про остаточне прийняття доповідей - 30 червня 2012 р.

ДЛЯ КОРЕСПОНДЕНЦІЇ

УКРАЇНА
Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського,
вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660, Україна.
Факс: +38-044-543-97-40, тел.: +38-044-543-88-89.
E-mail: icbmc@urdisc.com.ua


<http://urdisc.com.ua/>

POLAND
Gdansk University of Technology,
Faculty of Civil and Environmental Engineering,
11/12, Narutowicza, 80-233, Gdansk, Poland,
tel./fax: +48-58-347-10-47, tel.: +48-58-347-17-51
E-mail: ugalew@pg.gda.pl

Технічний комітет стандартизації 301 «Металобудівництво»

З метою удосконалення національної стандартизації у галузі будівництва і промисловості будівельних матеріалів наказом Мінрегіонбуду України від 21.07.2011 р. № 77 створено технічний комітет стандартизації 301 «Металобудівництво». Функції його секретаріату уповноважено здійснювати ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», яке має багаторічний досвід розроблення нормативних документів у будівництві.



Основними напрямками діяльності та сферами стандартизації його підкомітетів є:

- ✎ проектування металевих конструкцій;
- ✎ виготовлення металевих конструкцій;
- ✎ технології монтажу металевих конструкцій;
- ✎ протикорозійний захист у металобудівництві;
- ✎ оцінювання відповідності, діагностика, неруйнівний контроль металевих конструкцій.

У сфері стандартизації ТК 301 організовує та здійснює такі основні роботи:

- ✎ розробляє, розглядає, погоджує і готує до затвердження проекти державних (ДСТУ) і міждержавних (ГОСТ) стандартів, стандартів організацій (СОУ), технічних умов (ТУ) тощо;
- ✎ розробляє державні і міждержавні стандарти, гармонізовані з міжнародними і регіональними;
- ✎ співпрацює з технічними комітетами у суміжних сферах діяльності;
- ✎ співпрацює з підприємствами і організаціями – користувачами стандартів;
- ✎ проводить експертизу проектів НД, розглядає пропозиції щодо внесення змін до чинних НД або їх перегляд чи скасування та інші роботи.

До складу ТК 301 увійшли провідні фахівці таких відомих і визнаних у галузі металобудівництва організацій і підприємств, як ДП «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України, ПАТ «Інститут транспорту нафти», ВАТ «Укрстальконструкція», ДК «Укрмонтажспецбуд», Донбаська національна академія будівництва і архітектури, Приазовський державний технічний університет, ТОВ «Стальконструкція», ВАТ «Житомирський ЗОК», ТНЦ «Будцентр» та інші.

ТК 301 «Металобудівництво» очолює

**генеральний директор
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»,
д.т.н., професор
Шимановський Олександр Віталійович.**

Секретаріат ТК 301 розташований за адресою:

вул. В. Шимановського, 2/1, м. Київ, 02660,
тел. (044) 501-87-79,
факс (044) 543-97-69;
e-mail: niipsk@webber.kiev.ua

