

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАЛЕВИХ 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.
Мушчанов 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., член-кор. НАНУ,
д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2014 — 2015 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агош 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)
Трощенко В.Т.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Тулєбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



2'2014

Виходить 4 рази на рік

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

О.І. Кордун

ВИЗНАЧЕННЯ КІЛЬКОСТІ СОНЯЧНОЇ РАДІАЦІЇ,
ЩО ПОТРАПЛЯЄ НА ПОВЕРХНЮ БУДІВЛІ АБО СПОРУДИ 2

А.А. Беспяев, К.Р. Тулєбаєв

ПРИНЦИПИ УСИЛЕННЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
ФИБРОАРМИРОВАННИМИ ПЛАСТИКАМИ 8

С.В. Поздєєв, Ю.А. Отрош, А.М. Омельченко, С.Д. Щіпець, М.О. Кропива

ІНТЕРПРЕТАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ВОГНЕВИХ ВИПРОБУВАНЬ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК
ДЛЯ ОЦІНКИ ЇХНЬОЇ МЕЖИ ВОГНЕСТІЙКОСТІ 14

ДОСЛІДЖЕННЯ

Є.Л. Шармаков

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СУМІСНОЇ РОБОТИ
СТАЛЕВОГО ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ І ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ 19

СТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Ю.И. Серая, Н.И. Нотыч

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ 23

ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД

Zolta n Ago cs, Anton Beza k, Marcel Vanko

CYCLE AND FOOT BRIDGE OVER THE RIVER MORAVA
BETWEEN SLOVAKIA AND AUSTRIA 31

ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

А.Е. Любин

ОСОБЕННОСТИ ТРЕБОВАНИЙ К КАЧЕСТВУ СТАЛИ
ДЛЯ КОЖУХОВ ДОМЕННЫХ ПЕЧЕЙ С УЧЕТОМ ТЕРМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ПРОЦЕССА 38

АБРАЗИВНІ ІНСТРУМЕНТИ

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

ПОЛІМЕРНО-АБРАЗИВНІ ЩІТКИ ДЛЯ ОЧИЩЕННЯ МЕТАЛОПРОКАТУ 44

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

ВИЗНАЧЕННЯ КІЛЬКОСТІ СОНЯЧНОЇ РАДІАЦІЇ, ЩО ПОТРАПЛЯЄ НА ПОВЕРХНЮ БУДІВЛІ АБО СПОРУДИ

Запропоновано методику для визначення кількості сонячної радіації, яка потрапляє на довільно орієнтовану поверхню конструкції в залежності від географічних координат будівлі, просторової орієнтації поверхні конструкції, дня року і часу доби. Методика призначена для визначення теплових напружень і деформацій у сталевих листових конструкціях.

Показано, що тепловий вплив сонячної радіації слід враховувати не тільки для теплої, але і для холодної пори року.

In paper is presented method for determination of amount of solar radiation, which falls on free-oriented surface of structure, depending on geographical coordinates of building, spatial orientation of structure surface, day of year and time of day. This method should be used for determination of thermal stresses and deformations in steel sheet structures.

Examples show that thermal action of solar radiation should be accounted not only for warm season but also for cold season.

Ключові слова: листові конструкції, сонячна радіація, кліматичні впливи.

У сучасному будівництві існує значна кількість будівель і споруд, де слід враховувати пряму сонячну радіацію. До них відносяться мости і надземні трубопроводи, баштові і щоглові споруди, димові труби, мембранні покриття громадських і промислових будівель, а також листові споруди: силоси, бункери, резервуари і об'єкти доменного виробництва. Від впливу прямого сонячного випромінювання виникає значна різниця температур між освітленою і затіненою частинами споруди. Освітлені частини конструкції від отриманої теплової енергії нагріваються і збільшуються в розмірах. Нерівномірне нагрівання призводить до викривлення осей стержнів, виникнення хлопунів, нерівномірних деформацій, а в статично невизначуваних системах – до значних внутрішніх напружень.

Нормативна база України дозволяє наближено визначати кількість сонячної радіації і перепад температур на освітленій і затіненій поверхнях. Ці дані можна отримати за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [1], а також за ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» [2]. В документі [1] наведено значення сумарної (прямої і розсіяної) сонячної радіації, яка потрапляє на горизонтальну і вертикальну поверхні, отримані за результатами метеорологічних спостережень. Ці значення не залежать від географічної широти і пори року, а орієнтація поверхні враховується понижувальним коефіцієнтом k .

Значення сонячної радіації, наведені в ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010, також отримані за результатами метеорологічних спостережень для широт України. За цим нормативом можна визначити значення сонячної радіації для будь-якого часу доби в липні або січні і для восьми основних напрямків орієнтації поверхні (Пн, Пн-Сх, Сх і т. д.).



О.І. Кордун

завідувач науково-дослідного відділу технічного розвитку ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Підхід російських будівельних норм [3] до визначення кількості сонячної радіації подібний до українських будівельних норм [1], але орієнтація поверхні враховується табличними значеннями для чотирьох основних напрямків (Пн, Сх, Пд, Зх). На відміну від українських та російських будівельних норм, у Єврокодах [4] приріст температури від кліматичних впливів не залежить від значень сонячної радіації. В цих нормах встановлені конкретні значення приросту температури, наприклад, для горизонтальної темної поверхні влітку приріст температури складає 42 °С.

Потрібно відзначити, що підхід розглянутих будівельних норм не надає можливості врахувати нагрівання похилих довільно орієнтованих поверхонь. Значення сонячної радіації, наведені в [1] і [2], визначені з врахуванням сезонного фактора мутності атмосфери і тому нижчі за максимально можливі.

Найбільш несприятливим для напружено-деформованого стану конструкції є випадок, коли на поверхню потрапляє максимально можлива кількість прямої сонячної радіації з урахуванням орієнтації поверхні у просторі. Такі випадки не передбачені нормативними документами, отже питання температурного кліматичного впливу потребує більш детального вивчення.

Втрата сонячної енергії в атмосфері. Перепад температур між освітленою і затіненою частинами будівлі чи споруди виникає від впливу сонячної радіації. Сонячна радіація – це енергетичний потік електромагнітних хвиль в інфрачервоному, світловому і ультрафіолетовому діапазонах. Сумарна інтенсивність потоку характеризується фундаментальною фізичною константою – сонячною сталою.

Сонячна стала – це сумарний потік сонячного електромагнітного випромінювання, що проходить за одиницю часу через одиничну площу, орієнтовану перпендикулярно до потоку, на відстані 1 а. о. від центру Сонця. Інтенсивність сонячного випромінювання змінюється в залежності від відстані між Землею і Сонцем при русі Землі по орбіті та в залежності від активності Сонця. Проте сонячна стала вважається константою і прийнята такою, що дорівнює 1370 Вт/м^2 .

Перед попаданням на поверхню землі, сонячна радіація проходить крізь земну атмосферу, де вона частково поглинається і розсіюється, при цьому інтенсивність світла зменшується за експоненціальним законом

$$J = J_0 \exp(-kx), \quad (1)$$

де J_0 – початкова кількість сонячної енергії; J – кількість енергії, яка залишилась після проходження світла крізь товщу атмосфери x ; k – показник поглинання. Величина, обернена цьому показнику, чисельно дорівнює товщі атмосфери, яка послаблює енергію в 2,718 разів.

Цей закон був експериментально встановлений П. Бугером (P. Bouguer, 1729) і пізніше теоретично виведений Дж. Ламбертом (J.H. Lambert, 1760) [5].

Для визначення ступеня послаблення сонячної енергії потрібно знати довжину шляху x , який проходить світло в атмосфері (рис. 1). Промені сонця падають на перпендикулярний до них майданчик, який знаходиться на рівні поверхні землі. Промені спрямовані під кутом до вертикалі. Земля має радіус R і оточена шаром атмосфери завтовшки d .

Використовуючи теорему косинусів, отримуємо наступну залежність:

$$(R + d)^2 - x^2 = R^2 + 2xR \cos(\lambda). \quad (2)$$

Проте більш вживаним і зручним є безрозмірний параметр m

$$m = \frac{\sqrt{R^2 \cos^2 \lambda + 2Rd + d^2} - R \cos \lambda}{d}, \quad (3)$$

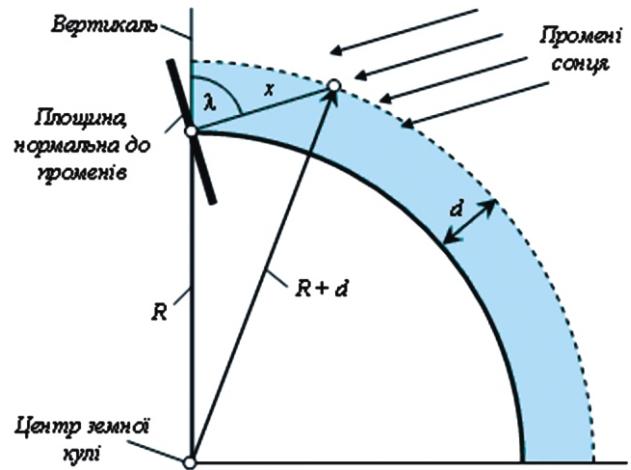


Рис. 1. До визначення довжини шляху x , який проходять промені Сонця в атмосфері

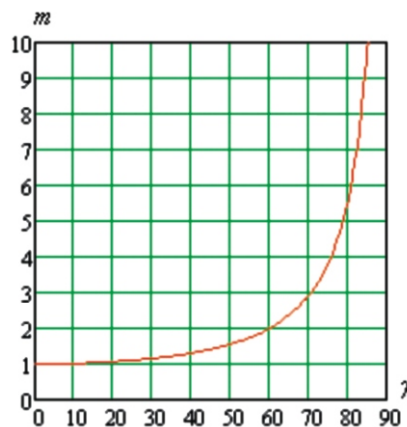


Рис. 2. Залежність маси атмосфери m від кута (3)

який визначає довжину шляху x , виміряну у товщинах d шару атмосфери. В метеорології і актинометрії цей параметр називають масою атмосфери [6].

Залежність m від λ визначається формулою (3), в графічному вигляді ця залежність показана на рис. 2. Тут прийнято що радіус землі $R = 6378,1 \text{ км}$, а товщина атмосфери $d = 10 \text{ км}$.

Потрібно відзначити, що на залежність m від λ мало впливає товщина атмосфери d , яка прийнята в розрахунку.

Кількість енергії, яка залишилась після проходження світла крізь товщину атмосфери, може бути виражена за допомогою формули (1). Проте в метеорології частіше користуються іншою формулою:

$$J = J_0 p^m, \quad (4)$$

де $J_0 = 1370 \text{ Вт/м}^2$ – сонячна стала; J – інтенсивність прямої сонячної радіації на рівні землі, Вт/м^2 ; m – маса атмосфери, що визначається за формулою (3); p – коефіцієнт прозорості атмосфери.

Формула (4) пов'язана з формулою (3). Коефіцієнт прозорості атмосфери p можна виразити через показник поглинання k із формули (3) і товщину шару атмосфери d наступним чином:

$$p = \exp(-kd). \quad (5)$$

Коефіцієнт прозорості атмосфери – це частка сонячної радіації, яка досягла Землі, для випадку, коли Сонце знаходиться в зеніті. Цей коефіцієнт визначається експериментально. Він не є константою, а залежить від довжини світлової хвилі і маси атмосфери m . З відомого спектра сонячного випромінювання можна отримати інтегральні значення коефіцієнта прозорості атмосфери, які охоплюють весь спектр. Інтегральні значення цього коефіцієнта для сухої і чистої атмосфери, визначені експериментально різними дослідниками, наведені в таблиці.

Інтегральний коефіцієнт прозорості для сухої і чистої атмосфери за даними роботи [6]

Маса атмосфери, m	За Фейснером і Дюбуа (1930 р.)	За Кастровим (1930 р.)	За даними Міжнародної комісії з радіації (1956 р.)
1	0,907	0,906	0,906
2	0,915	0,914	0,917
3	0,921	0,921	0,922
4	0,926	0,927	0,928
5	–	–	–
6	0,935	0,935	0,936

Для визначення впливу прямої сонячної радіації на будівлі та споруди потрібно розглянути випадок сухої і чистої атмосфери. Саме тоді буде досягнута максимальна температура освітленої поверхні.

Експериментальні дані різних дослідників добре кореспондуються між собою. Для подальших розрахунків вибираємо табличні дані Міжнародної комісії з радіації. Для зручності автоматизації розрахунків потрібно мати формулу. Табличні дані можна описати наступною апроксимуючою залежністю:

$$p(m) = \frac{4,616 - 0,972m}{5,166 - m}. \quad (6)$$

Коефіцієнти апроксимації, використані в формулі, отримані шляхом мінімізації суми квадратів відхилів кривої (6) від експериментальних значень, взятих із таблиці. Якість апроксимації можна оцінити за рис. 3.

Таким чином, інтенсивність прямої сонячної радіації, що потрапляє на Землю після про-

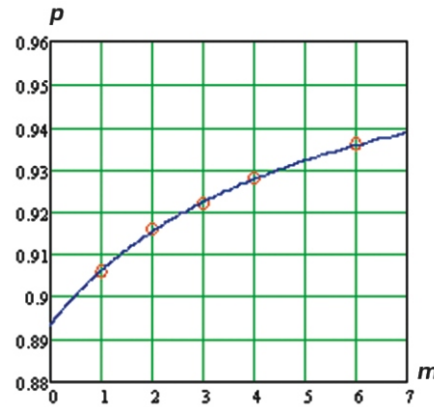


Рис. 3. Співставлення апроксимації (6) з експериментальними даними

ходження крізь атмосферу масою m , можна виразити формулою

$$J = 1370 \frac{4,616 - 0,972m}{5,166 - m} \text{ Вт/м}^2, \quad (7)$$

в якій аргументом виступає маса атмосфери m . За формулою (3) можна перейти від аргументу m до аргументу α – кута падіння сонячних променів по відношенню до вертикалі (див. рис. 1). У графічному вигляді ці залежності показані на рис. 4.

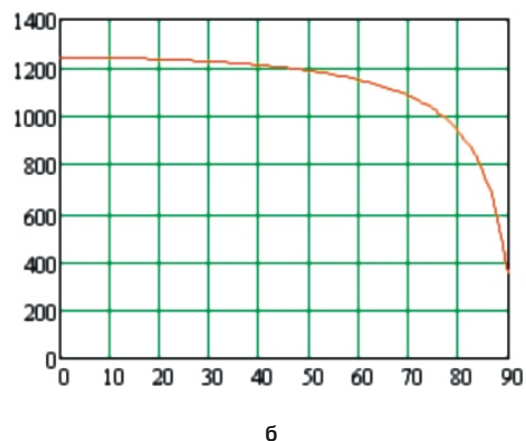
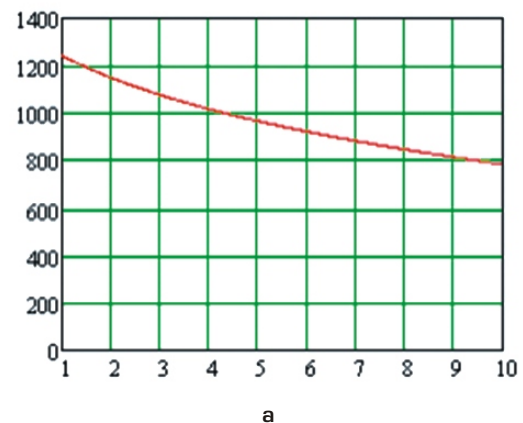


Рис. 4. Інтенсивність прямої сонячної радіації J , яка потрапляє на одиницю площі нормальної поверхні, Вт/м^2 , в залежності від маси атмосфери m (а) та кута α (б)

Наведені дані можна вважати верхньою межею інтенсивності сонячної радіації, яка досягла поверхні Землі. Ймовірність такої інтенсивності дуже невелика і реальне значення сонячної радіації буде нижчим.

Рівень радіації, яку потрібно враховувати при розрахунках, залежить від мети розрахунку. При цьому важливим чинником є час, протягом якого потрібно осереднювати дані. Якщо необхідно розрахувати обшивки або листові конструкції, час осереднення може становити десятки хвилин, якщо розглядаються масивні конструкції – час осереднення становить години. При розрахунках надійності конструкцій слід розглядати ймовірність перевищення температури протягом терміну служби конструкцій.

Залежність рівня сонячної радіації від часу осереднення або від ймовірності перевищення рівня температури конструкції визначається кліматичною зоною і місцем експлуатації конструкції. Значний вплив має інтенсивність хмарності, вологість і прозорість атмосфери, її загазованість, наявність смогу, пилу тощо.

Наведені вище дані інтенсивності сонячної радіації можна використовувати при розрахунку нагрівання конструкції в кліматичній зоні пустель. За умов помірного клімату рівень радіації може бути знижений на 10–20 %.

Визначення кількості сонячної радіації на довільно орієнтованій поверхні споруди в конкретний день і час. На поверхню конструкції потрапляє три види сонячної радіації:

пряма, розсіяна і відбита. Все наведене вище стосується прямої сонячної радіації. Розсіяна сонячна радіація надходить від атмосфери і хмар, а відбита – від земної поверхні і оточуючих предметів. Ці частини енергії менш детерміновані, ніж пряма і в достатній мірі описані в літературі [2, 7, 8].

Для вивчення нерівномірного нагрівання відкритих конструкцій важливою є пряма сонячна радіація, оскільки розсіяна і відбита частини сонячної радіації діють як на освітлену, так і на затінену поверхню. Далі розглядається тільки пряма сонячна радіація.

Для визначення кількості сонячної радіації, яка потрапляє на деяку поверхню конструкції, потрібно знати косинус кута нахилу сонячних променів до вертикалі $\cos \lambda$ і до нормалі до поверхні $\cos \theta$ (рис. 5).

Положення поверхні в просторі визначається двома кутами λ і β . Перший із них – азимут. Це кут між проекцією нормалі до поверхні на горизонтальну площину і напрямком на південь. Азимут відраховується від південного напрямку в напрямку заходу і приймає максимальне значення $\lambda = 180^\circ$ в напрямку на північ. У східній частині азимут має від'ємні значення і в напрямку на північ відповідає куту $\lambda = -180^\circ$. Другий кут β – кут нахилу поверхні до горизонту. Цей кут може змінюватися від 0 до 90° . На рисунку показані також θ – зенітний кут і α – кут нахилу сонячних променів до нормалі поверхні, що розглядається.

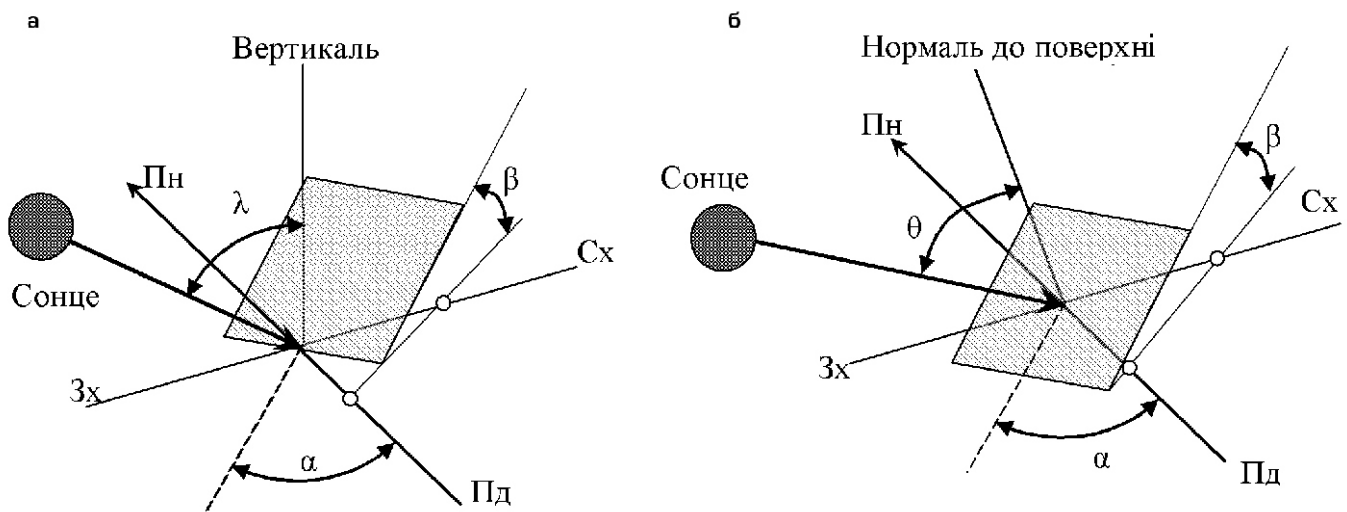


Рис. 5. Куты для визначення інтенсивності сонячної радіації:
а – зенітний кут λ ; б – кут падіння сонячних променів на довільну поверхню

Формула для визначення кількості сонячної радіації, яка потрапляє на освітлену Сонцем поверхню, має наступний вид:

$$J_0 = 1370 \frac{4,616 \cdot 0,972 m^m}{5,166 m} \cos \theta, \quad (8)$$

де θ – коефіцієнт умов освітлення. Для територій із помірним кліматом значення коефіцієнта знаходяться в межах 0,8–0,9.

Для визначення необхідних косинусів кутів і потрібно знати положення Сонця на небосхилі в потрібний час і орієнтацію поверхні на Землі. Положення Сонця на небосхилі в даний момент часу визначається трьома основними кутами: схиленням Сонця δ , часовим кутом ω і широтою місцевості ϕ (рис. 6). Кут схилення Сонця залежить від положення Землі на навколосонячній орбіті і змінюється протягом року від значення $23,45^\circ$ влітку до $-23,45^\circ$ взимку. Кут схилення стає рівним нулю два рази на рік у дні весняного і осіннього рівнодення.

Схилення Сонця для конкретно обраного дня визначається за формулою

$$23,45 \sin 360 \frac{284 n}{365}, \quad (9)$$

де n – порядковий номер дня року, 1-го січня $n = 1$.

Широта місцевості ϕ – те саме, що і географічна широта, яка змінюється від $\phi = -90^\circ$ на південному полюсі до $\phi = 90^\circ$ на північному полюсі і проходить через нуль на екваторі.

Часовий кут ω переводить місцевий сонячний час у число градусів, яке Сонце проходить по небу. За визначенням часовий кут дорівнює нулю опівдні. Земля повертається на 15° за одну годину. Зранку часовий кут від’ємний, ввечері – додатний.

Кут падіння сонячних променів по відношенню до вертикалі часто називають зенітним. Зенітний кут можна визначити для будь-якого дня року і часу доби, використовуючи його зв’язок з іншими основними кутами,

$$\cos \theta = \cos \phi \cos \delta + \sin \phi \sin \delta \sin \omega. \quad (10)$$

Косинус кута падіння сонячних променів на довільно орієнтовану поверхню площі пов’язаний з описаними вище кутами залежністю [7]

$$\cos \theta = \cos \phi \sin \delta \sin \omega + \cos \phi \cos \delta \cos \omega + \sin \phi \cos \delta \sin \omega + \sin \phi \sin \delta \cos \omega. \quad (11)$$

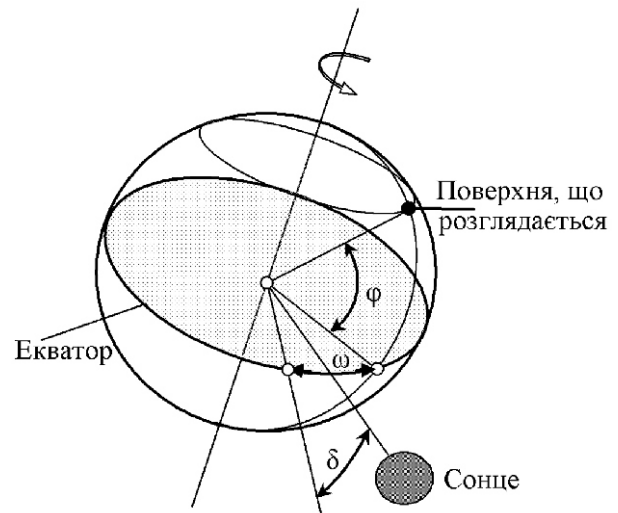


Рис. 6. Основні кути, що визначають положення Сонця на небосхилі

Для вертикальної поверхні кут $\theta = 90^\circ$ і громіздка формула (11) матиме вид:

$$\cos \theta = \sin \phi \cos \delta \cos \omega + \sin \phi \cos \delta \sin \omega. \quad (12)$$

Для горизонтальної поверхні кут $\theta = 0^\circ$ і формула визначення косинуса кута падіння сонячних променів спрощується до формули

$$\cos \theta = \cos \phi \sin \delta \sin \omega + \cos \phi \cos \delta \cos \omega. \quad (13)$$

у якій відмічено, що для розглянутого випадку кут дорівнює зенітному куту θ . Зенітний кут відраховується від вертикалі в напрямку Сонця і може мати значення в межах від 0° (сонячний південь на екваторі в дні рівнодення) до 90° (схід або захід Сонця).

Приклад застосування запропонованих залежностей. Як приклад можна розглянути надходження сонячної радіації 3-го січня ($n = 3$) в 12-00 (сонячний час $\omega = 0^\circ$), на вертикальну поверхню ($\theta = 90^\circ$) у м. Київ ($\phi = 50,5^\circ$), орієнтовану на південний захід з азимутом $\alpha = 30^\circ$.

Для даного випадку

$$23,45 \sin 360 \frac{284 \cdot 3}{365} = 22^\circ 50'. \quad (14)$$

Відповідно до формули (13) косинус зенітного кута складає:

$$\cos \theta = \sin(22^\circ 50') \sin 50^\circ 30' + \cos(22^\circ 50') \cos 50^\circ 30' \cos 0^\circ = 0,2868. \quad (15)$$

Косинус кута падіння сонячних променів на поверхню, що розглядається, відповідно до формули (12) дорівнює

$$\cos \sin(22^\circ 50') \cos 50^\circ 30' \cos 30^\circ$$

$$\cos(22^\circ 50') \sin 50^\circ 30' \cos 30^\circ \cos 0^\circ \quad (16)$$

$$\cos(22^\circ 50') \sin 30^\circ \sin 0^\circ = 0,83,$$

що відповідає куту $3^\circ 54'$.

Значення маси атмосфери, яку пройдуть сонячні промені в Києві 3-го січня о 12-00, за формулою (3) складає:

$$m = \frac{\sqrt{6378,1^2 \cdot 0,2868^2 + 2 \cdot 6378,1 \cdot 10 \cdot 10^2}}{10} \quad (17)$$

$$\frac{6378,1 \cdot 0,2868}{10} = 3,457.$$

Кількість прямої сонячної радіації в сонячний безхмарний день, що потрапляє на одиницю площі поверхні споруди, розглянутої в прикладі, визначається за формулою (8)

$$J_C = 0,85 \cdot 1370 \cdot \frac{4,616 \cdot 0,972 \cdot 3,457^{3,457}}{5,166 \cdot 3,457} = 0,83$$

$$= 738,2 \text{ Вт/м}^2. \quad (18)$$

Розглянемо кількість сонячної радіації, яка потрапляє на ту ж споруду, але не 3-го січня, а влітку 3-го липня ($n = 184$) о 12-00:

$$23,45 \sin 360 \frac{284 \cdot 184}{365} = 22^\circ 58'. \quad (19)$$

Відповідно до формули (13) косинус зенітного кута у м. Києві 3-го липня о 12-00 становить:

$$\cos \sin 22^\circ 58' \sin 50^\circ 30'$$

$$\cos 22^\circ 58' \cos 50^\circ 30' \cos 0^\circ = 0,8867. \quad (20)$$

Косинус кута падіння сонячних променів на поверхню відповідно до формули (12) становить:

$$\cos \sin 22^\circ 58' \cos 50^\circ 30' \cos 30^\circ$$

$$\cos 22^\circ 58' \sin 50^\circ 30' \cos 30^\circ \cos 0^\circ \quad (21)$$

$$\cos 22^\circ 58' \sin 30^\circ \sin 0^\circ = 0,4003,$$

що відповідає куту $6^\circ 24'$.

Таким чином, косинус кута падіння соняч-

них променів в обраний час для м. Києва взимку вдвічі більший за косинус цього ж кута влітку.

Значення маси атмосфери, яку пройдуть сонячні промені в Києві 3-го липня о 12-00, за формулою (3) складає:

$$m = \frac{\sqrt{6378,1^2 \cdot 0,8867^2 + 2 \cdot 6378,1 \cdot 10 \cdot 10^2}}{10} \quad (22)$$

$$\frac{6378,1 \cdot 0,8867}{10} = 1,127.$$

Для цієї будівлі кількість прямої сонячної радіації в сонячний безхмарний день, що потрапляє на одиницю площі поверхні, складає:

$$J_W = 0,85 \cdot 1370 \cdot \frac{4,616 \cdot 0,972 \cdot 1,127^{1,127}}{5,166 \cdot 1,127} = 0,4003$$

$$= 417,84 \text{ Вт/м}^2. \quad (23)$$

Розглянутий приклад свідчить, що інтенсивність сонячної радіації у безхмарний сонячний день, що потрапляє на вертикальну поверхню, взимку вища ніж влітку. Такий висновок підтверджується табличними даними [2], в яких наведено експериментально отримані значення інтенсивності сонячної радіації в січні та липні.

Висновки. Наведена методика може бути використана при розрахунку сталевих листових конструкцій на температурні впливи від дії прямої сонячної радіації.

Потрібно зазначити, що в нормативній літературі України [1], Росії [3] і Європейського Союзу [4] для відкритих і неопалюваних будівель і споруд, не захищених від прямого сонячного проміння, приріст температури елемента від сонячної радіації в холодну пору року приймається таким, що дорівнює нулю. Такий підхід не враховує кількість сонячної радіації, що потрапляє на конструкції в холодну пору року, яка може бути навіть більшою ніж у теплу пору року. Очевидно, що тепловий вплив сонячної радіації слід враховувати не тільки для теплої, але і для холодної пори року.

[1] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 76 с.

[2] ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 124 с.

[3] СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: ОАО «ЦПП», 2011 – 80 с.

[4] Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions -Thermal actions. CEN. – 2003.

[5] Савельев И.В. Курс общей физики: Т. 2. Электричество и магнетизм. Волны. Оптика. – 3-е изд., испр. – М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат. лит., 1988. – 496 с.

[6] Кондратьев К.Я. Актинометрия. Ленинград: Гидрометеорологическое издательство. 1965. – 692 с.

[7] J.A. Duffie, W.A. Beckman, Solar Engineering of Thermal Processes, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, 1982.

[8] S.-H. KIM, K.-I. CHO, J.-H. WON, A study on thermal behaviour of curved steel box girder bridges considering solar radiation / Archives of Civil and Mechanical Engineering 2009 // vol 9, no 3, p. 59-76.

Надійшла 13.05.2014 р.

УДК 624.016

ПРИНЦИПЫ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ФИБРОАРМИРОВАННЫМИ ПЛАСТИКАМИ

В статье приводятся результаты экспериментальных исследований работы железобетонных элементов, усиленных поверхностным наклеиванием фиброармированных пластиков. Излагаются принципы усиления.

The article the results of experimental studies of concrete elements reinforced fibro plastic bfs surface gluing. Dates in the principles of reinforcement.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, усиление, фиброармированные пластики, изгиб, поперечная сила, сжатие.

Современные методы усиления и восстановления железобетонных конструкций основаны на применении полимерных материалов, армированных фиброволокнами, которые непосредственно наклеиваются на бетонные поверхности усиливаемых элементов [1], [2]. Поверхностное усиление может повысить прочность элементов до двух раз, отличается долговечностью, коррозионной стойкостью и низкой трудоемкостью. Основными составляющими фибропластиковых материалов являются фиброволокна, получаемые из углерода (С), базальта (В), арамида (А) или стекла (G), обладающие высокой прочностью и упругим характером деформирования.

Для изучения эффективности усиления проведены экспериментальные исследования работы железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками, при трех видах напряженного состояния:

- усиление растянутой зоны изгибаемых сечений;
- повышение прочности наклонных сечений по поперечной силе;
- увеличение несущей способности сжатых элементов.

Работа нормальных сечений исследовалась на опытных железобетонных балках длиной 2,2 м, сечением 120 200 мм, армированных двойной арматурой: в растянутой зоне 2 12 А-400 и в сжатой зоне 2 10 А-400. Усиление образцов производилось наклеиванием на бетонную поверхность лент ламината производства «BASF» The Chemical Company (ФРГ) марки S&P Laminate CFK 150/200 сечением 50 12 мм, имеющих модуль упругости $E_f = 150$ ГПа, предел прочности при растяжении $f_u = 2500$ Н/мм², растягивающее усилие при деформациях 0,6 % и 0,8 % соответственно 58 кН и 77 кН. Часть образцов усиливалась наклеиванием на растянутую грань лент ламината, а часть – наклеиванием ламината на растянутую и сжатую грани.



А.А. Беспяев

заведующий лабораторией железобетонных конструкций АО «КазНИИССА», д.т.н., профессор, Почетный строитель Казахстана



К.Р. Тулебаев

директор проектного института «Алматыгипрогор-1», д.т.н., лауреат Государственной премии РК, заслуженный деятель Казахстана

Балки испытывались в силовом стенде по схеме шарнирно-опертой балки, нагруженной в пролете двумя равными сосредоточенными силами – гидравлическим домкратом и ручной насосной станцией. Нагружение опытных образцов производилось этапами с регистрацией деформаций стальной арматуры и ламината, продольных деформаций бетона по высоте сжатой зоны в зоне чистого изгиба, а также вертикальных перемещений критических сечений и ширины раскрытия трещин (табл. 1).

Разрушение балок, не имеющих усиления, произошло в зоне чистого изгиба и сопровождалось раздроблением сжатой зоны бетона при напряжениях в растянутой арматуре, соответствующих текучести стали, прогибы балок перед разрушением превышали 1/30 пролета, а ширина раскрытия нормальных трещин достигала 2 мм.

Усиление растянутой зоны наклейкой ламината привело к повышению прочности нормальных сечений на 75 %. Наряду с традиционным характером разрушения от исчерпания прочности сжатой зоны бетона при напряжениях в стальной арматуре, превышающих предел текучести стали, выявлена дополнительная схе-

Таблица 1

Результаты испытания изгибаемых балок

№ образцов	Усиление образцов	Разрушающая нагрузка, M , кНм	Прогибы, f , см	Ширина раскрытия трещин, $A_{скр}$, мм	Предельные деформации		Деформации ламината	
					10^{-5}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-5}
1	Без усиления	+20,4	5,6	1,6	-286	+591	-	-
2		+18,6	5,1	1,3	-332	+430	-	-
3	Усилена растянутая зона	+35,07	2,4	0,6	-240	+472	+610	-
4		+33,79	2,2	0,7	-347	+480	+580	-
5	Усилены растянутая и сжатая зоны	+31,78	1,8	0,8	-288	+546	+596	-308
6		+31,78	2,1	0,8	-290	+450	+600	-290
7		+32,52	2,0	0,8	-250	+505	+510	-269

ма разрушения, вызванная отрывом защитного слоя бетона в зоне анкеровки лент ламината.

Усиление растянутой зоны лентами ламината не только повысило прочность нормальных сечений, но и снизило величину прогибов и уменьшило ширину раскрытия трещин более чем в два раза (рис. 1). При этом, деформации растяжения в лентах ламината достигали 0,58–0,61 %, а деформации стальной арматуры уменьшились почти на 10 %.

Усиление сжатой и растянутой зон балки наклейкой лент ламината привело к повышению прочности, жесткости и трещиностойкости нормальных сечений, подобно как и балок, усиленных только в растянутой зоне. Деформации лент растянутого ламината также были подобными, а деформации сжатых лент ламината соответствовали предельным деформациям бетона сжатой зоны.

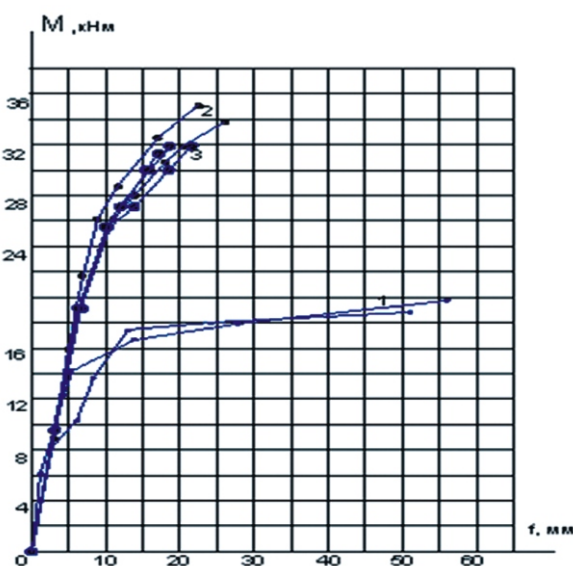


Рис. 1. Вертикальные прогибы балок:

1 – без усиления; 2, 3 – усиленные ламинатом в растянутой зоне, а также в растянутой и сжатой зонах соответственно

Работа наклонных сечений изучалась на опытных железобетонных балках подобных параметров, как и балок, испытанных для изучения прочности нормальных сечений. Две балки не имели поперечной арматуры в приопорной зоне, а два других образца усиливались в приопорной зоне вертикальными и наклонными лентами из однонаправленных сеток производства «BASF» The Chemical Company (ФРГ) марки S&P C Sheet 240 шириной 50 мм, имеющих суммарную площадь волокон 0,585 мм², модуль упругости $E_f = 230$ ГПа, предел прочности при растяжении $f_u = 3800$ Н/мм².

Образцы испытывались по схеме шарнирно-опертой балки, нагруженной в средней части пролета двумя равными сосредоточенными силами, с соотношением между пролетом среза и высотой балки равным $l_{cp}/h = 1,75$. В процессе поэтапного увеличения нагрузки производились замеры деформаций продольной арматуры и деформации полимерных сеток, вертикальных перемещений критических сечений и ширина раскрытия трещин.

В процессе увеличения поперечной силы после образования нормальных трещин в зоне чистого изгиба балок наблюдалось появление наклонных трещин в их приопорной зоне, а после этапа ускоренного увеличения раскрытия наклонных трещин при ширине их раскрытия около 3–3,5 мм происходило разрушение приопорной зоны. При этом деформации растянутой продольной арматуры составляли около 1,5‰, сжатой арматуры – 1,5‰, ширина раскрытия нормальных трещин достигала 0,2 мм.

Наклеивание в приопорной зоне вертикальных или наклонных полос фиброармированных сеток увеличило прочность наклонных сечений по поперечной силе почти в два раза (табл. 2).

Таблица 2

Прочность и трещиностойкость наклонных сечений

№ образцов	Поперечное армирование	$Q_{срс,w}$, кН	M_u , кНм	Q_u , кН
1	Без усиления	36,79	15,94	45,53
2		36,79	18,67	53,44
3	Вертикальные полосы из фиброармированных сеток	31,88	31,76	90,74
4		41,69	38,63	110,36
5	Наклонные полосы из фиброармированных сеток	39,24	35,19	100,55
6		39,24	28,33	80,93

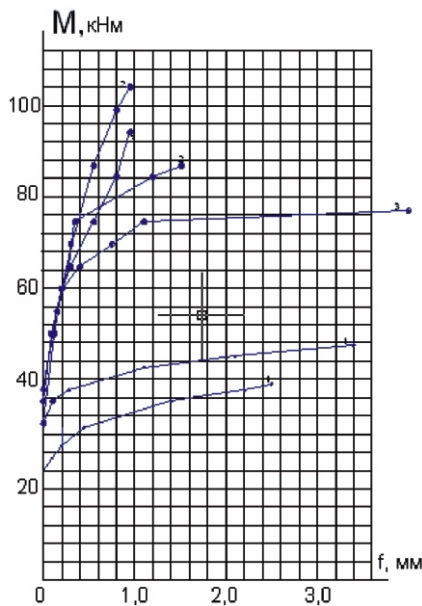


Рис. 2. Ширина раскрытия наклонных сеток в приопорной зоне балок, не усиленной и усиленной вертикальными или наклонными полосами полимерных сеток

Разрушение усиленных пластиковой арматурой наклонных сечений сопровождалось откалыванием защитного слоя бетона под наклеенными полосами сеток усиления, что сопровождалось резким звуком и исключением из работы сеток усиления. За этап до разрушающей нагрузки деформации растяжения волокон фиброармированных сеток достигали 3–4 %.

Деформационные параметры работы наклонных сечений представлены в таблице 3, а на рис. 2 наведена картина развития наклонных трещин в процессе увеличения поперечной силы

для образцов, не имеющих усиления, а также усиленных вертикальными и наклонными полосами полимерных сеток. Их анализ свидетельствует об уменьшении ширины раскрытия трещин в усиленных сечениях, но разрушение последних носит хрупкий характер.

Для изучения работы сжатых элементов, усиленных обоймами из фиброармированных пластиков, испытано несколько серий бетонных призм и цилиндров стандартных размеров, различающихся количеством слоев сеток усиления. Опытные образцы усиливались карбоновыми однонаправленными сетками S&P C Sheet 240, пропитанными слоем эпоксидной смолы.

Испытания образцов производились на гидравлических прессах ИПС-200 и ALPHA 3-3000 S. В процессе поэтапного нагружения измерялись продольные и поперечные деформации опытных образцов с помощью тензодатчиков с базой 50 мм, наклеенных на все боковые грани образцов.

Разрушение усиленных образцов происходит постепенно. Сначала появляется треск, вызванный разрывом отдельных фиброволокон, с увеличением нагрузки треск увеличивается и происходит хрупкое раздавливание бетона в зоне разрыва сетки, сопровождающееся резким звуком. Данные по призмочной прочности бетона, величине усиления образцов сетками, предельным продольным и поперечным деформациям бетона, начальному модулю упругости и величине коэффициента Пуассона для призм размерами 100 100 400 мм представлены в таблице 4.

Обклеивание бетона карбоновыми фиброволокнами привело к увеличению прочности и предельных деформаций бетона. Усиление образцов одним слоем сетки увеличило прочность на 23 %, предельную сжимаемость бетона на 39 % и поперечные деформации в 8,3 раза. В образцах, усиленных двумя слоями сеток, прочность увеличилась на 87 %, продольные дефор-

Деформационные параметры работы наклонных сечений

Таблица 3

№ образцов	Поперечное армирование	s , %	$s_{,1}$, %	$s_{,w}$, %	$W_{k,s}$, мм	$W_{k,w}$, мм	$W_{k,p}$, мм	a_k , мм
1	Без хомутов	1,4	0,4	—	0,2	3,5	—	5,82
2		0,96	0,5	1,1	0,16	3,4	—	6,66
3	Вертикальные полосы из фиброармированных сеток	1,75	0,7	—	0,3	0,6	1,55	14,03
4		1,95	1,4	3,8	0,35	0,9	0,95	15,25
5	Наклонные полосы из фиброармированных сеток	2,0	0,7	2,3	0,3	0,65	0,95	11,12
6		1,9	0,7	2,6	0,25	0,4	1,5	11,14

мації бетона на 52 %, а поперечні деформації в 10 раз. В образцях, усилюваних трьома шарами сіток, міцність збільшилася в 2,21 раз, подовжні деформації бетона в 1,37 раз, а поперечні деформації в 16,5 раз.

Іспитання бетонних циліндрів діаметром 150 мм і висотою 300 мм вироблялися аналогічно іспитанню бетонних призм і характер їх руйнування був подібен. Основні результати іспитань бетонних циліндрів приведені в таблиці 5.

Усилення бетонних циліндрів обертованим (обклеюваним) матеріалом серії S&P C Sheet 240 привело до значно більшого підвищення міцності бетона і деформацій, ніж призм. Так, одношарові сітки викликали збіль-

шення міцності в середньому на 83 %, двохшарові – в 2,51 раз, а трьохшарові – в 3,56 раз відповідно. При цьому суттєво зросли деформації бетона, причому подовжні деформації збільшилися, відповідно, в 2 і 2,5 раз, досягнувши значень 5,6 ‰, і 6,6 ‰, а поперечні деформації бетона збільшилися в 5 і 15 раз, відповідно, при одношарових і двох-, трьохшарових сітках. В цілому посилення циліндричних образців сітками майже в 1,5 раз підвищило міцність бетона порівняно з прямокутними призмами, а подовжні і поперечні деформації циліндричних образців майже на 20 % більше ніж бетонних призм.

Для оцінки масштабного фактора відносно розмірів образців проведені іспита-

Таблиця 4

Міцність призм розмірами 100 100 400 мм

№ образців	Усилення образців	Призматична міцність R_b , МПа	Середня міцність R_b , МПа	Відношення міцності партій	Межі деформації		E_b , 10^3 МПа	
					пр, 10^{-5}	пп, 10^{-5}		
1	Без посилення	37,0	37,7	1,00	163	36	34,0	0,22
2		39,9			189	38	33,0	0,19
3		36,3			148	32	30,3	0,16
4	Один шар посилення	47,9	46,2	1,23	216	439	34,3	0,21
5		45,4			218	168	31,1	0,13
6		45,4			261	274	36,4	0,17
7	Два шари посилення сітками	73,6	70,5	1,87	255	387	42,1	0,27
8		78,0			222	406	52,5	0,18
9		60,0			284	274	40,2	0,17
10	Три шари посилення сітками	83,3	83,1	2,21	462	775	24,0	0,17
11		81,0			380	475	24,2	0,20
12		85,1			342	500	29,3	0,23

Таблиця 5

Міцність циліндрів діаметром 150 мм і висотою 300 мм

№ образців	Усилення образців	Призматична міцність R_b , МПа	Середня міцність R_b , МПа	Відношення міцності партій	Межі деформації		E_b , 10^3 МПа	
					пр, 10^{-5}	пп, 10^{-5}		
1	Без посилення	34,2	34,6	1,00	291	50	33,6	0,19
2		32,2			190	95	31,9	0,19
3		35,9			300	102	30,3	0,21
4		35,9			258	124	29,8	0,19
5	Один шар посилення	64,8	63,6	1,83	550	520	40,2	0,18
6		62,9			680	805	33,1	0,22
7		63,1			461	474	36,4	0,17
8	Два шари посилення сітками	88,9	87,0	2,51	827	1103	31,2	0,21
9		84,3			650	670	31,4	0,31
10		87,8			520	790	30,3	0,31
11	Три шари посилення сітками	126,2	123,3	3,56	963	961	29,0	0,19
12		120,5			680	674	33,2	0,19
13		123,3			342	500	29,3	0,23

Таблица 6

Прочность призм размерами 200 200 800 мм

№ образцов	Усиление образцов	Призменная прочность R_b , МПа	Средняя прочность R_b , МПа	Соотношение прочности партий	Предельные деформации		E_b , 10^3 МПа	
					пр, 10^{-5}	пп, 10^{-5}		
1	Без усиления	31,4	32	1,00	120	42	25,4	0,15
2		32,5			117	35	37,1	0,24
3	Один слой усиления	34,6	34,5	1,08	90	140	442	0,32
4		34,4			96	50	36,4	0,25
5	Два слоя усиления сетками	42,9	42,4	1,32	300	240	31	0,13
6		41,9			180	90	38,5	0,19

Таблица 7

Результаты испытаний внецентренно сжатых призм

№ образцов	Усиление образцов	Разрушающая нагрузка, кН	Средняя прочность $N_{ср}$, кН	Соотношение прочности партий образцов	Предельные деформации		Сравнение с прочностью при осевом сжатии
					пр, 10^{-5}	пп, 10^{-5}	
1	Без усиления	27,4	26,8	1,00	200	35	0,81
2		29,4			170	45	
3		23,5			150	42	
4	Один слой усиления сетками	23,5	33,2	1,24	70	30	0,74
5		38,7			160	55	
6		37,3			160	55	
7	Два слоя усиления сетками	45,1	47,7	1,78	300	240	0,63
8		47,1			280	105	
9		51			265	80	
10	Три слоя усиления сетками	60,8	71,3	2,7	300	240	0,96
11		82,4			275	110	
12		70,6			360	300	

ния образцов бетонных призм размерами 200 200 800 мм (см. табл. 6).

Усиление обвертыванием материалом серии S&P C Sheet 240 бетонных призм большого размера привело к значительно меньшему повышению прочности и деформативности бетона. Так, однослойные сетки увеличили прочность в среднем на 8 %, а двухслойные – на 32 %. При этом, продольные деформации бетона увеличились незначительно, а поперечные – в 3 и 6 раз при однослойных и двухслойных сетках соответственно.

Для оценки влияния наружного оклеивания сетками на прочность внецентренно сжатых элементов проведены испытания образцов призм размерами 100 100 400 мм при внецентренном приложении продольной сжимающей силы. Продольная сила прикладывалась на границе ядра сечения ($h/6$), что создавало эпюру сжимающих напряжений в сечении, близкую к треугольной, через ножевые опоры, обеспечивающие неизменность точки приложения продольной силы (см. табл. 7).

Внецентренное приложение нагрузки привело к снижению прочности образцов в среднем на 30 %, а усиление сетками – к повышению прочности внецентренно сжатых элементов, причем коэффициент упрочнения близок к коэффициенту упрочнения образцов-близнецов, испытанных при осевом сжатии. Если сравнивать деформации наиболее сжатой грани образцов при внецентренном сжатии с деформациями образцов-близнецов при осевом сжатии, то для неусиленных образцов первые больше последних почти на 50 %, а для усиленных эта разница уменьшается и при трехслойном усилении сетками практически исчезает.

Таким образом, усиление железобетонных конструкций фиброармированными пластиками (FRP) рекомендуется с целью:

- повышения прочности растянутой арматуры наклеиванием вдоль нее внешних лент ламината FRP, что увеличивает несущую способность нормальных сечений изгибаемых элементов;

- повышения несущей способности по поперечной силе наклонных сечений путем наклеивания на боковые поверхности железобетонного элемента вертикальных или наклонных полос FRP;
- повышения несущей способности колонн на действие продольной сжимающей силы в случае потери части сечения арматуры или при увеличении действующих нагрузок, которое выполняется круговым обертыванием листовым покрытием FRP усиливаемой части колонны, ограничивая деформирование последней в поперечном направлении и создавая эффект обоймы с ориентацией фиброволокон в поперечном направлении.

При усилении железобетонных конструкций фиброармированными пластиками следует соблюдать следующие принципы.

1. Расчет нормальных сечений элементов, усиленных наклеиванием фиброармированных пластиков на растянутую грань изгибаемых железобетонных элементов, должен включать следующие схемы разрушения:

а) разрушение сжатой зоны бетона до достижения напряжений текучести в растянутой стальной арматуре при напряжениях в арматуре FRP значительно меньше расчетных (переармированная растянутая зона сечения);

б) достижение напряжений текучести в растянутой стальной арматуре и последующий разрыв арматуры FRP без разрушения сжатой зоны бетона;

в) достижение напряжений текучести в растянутой стальной арматуре и последующее разрушение арматуры FRP и сжатой зоны бетона;

г) разрушение отслоения арматуры FRP от бетона или отрыв защитного слоя бетона арматурой FRP.

Изгибаемые железобетонные элементы, усиленные внешним армированием растянутой зоны, рекомендуется проектировать для случаев разрушения «б» и «в». Подбор площади сечения FRP проводится итерационным методом путем задания некоторой площади фибропластиковой арматуры и затем корректирования последней согласно результатам расчета по прочности в нужную сторону.

2. При расчете прочности нормальных сечений, усиленных в растянутой зоне лентами ламината FRP, принимаются следующие предположения:

- распределение деформаций бетона, стальной арматуры и лент ламината FRP, принимается по линейному закону (гипотеза плоских сечений);
- связь между напряжениями и деформациями в сжатой зоне бетона допускается принимать параболически-линейной;
- связь между напряжениями и деформациями в стальной арматуре принимается билинейной;
- связь между напряжениями и деформациями внешней арматуры FRP принимается линейной;
- связь бетона и внешней FRP принимается жесткой;
- после усиления до разрушения сохраняются условия совместности деформаций;
- учитывается напряженно-деформированное состояние элемента до усиления.

3. Увеличение прочности наклонных сечений по поперечной силе обеспечивается наклеиванием полос FRP в поперечном направлении к оси элемента или наклонно, перпендикулярно направлению потенциальных наклонных трещин в опорном сечении. Для балок применяется, в основном, наклеивание FRP с трех или двух сторон.

Прочность наклонного сечения, усиленного FRP, определяется как сумма прочности сечения без усиления и дополнительной поперечной силы, которая воспринимается поперечной арматурой FRP.

4. Повышение несущей способности колонн на действие продольной сжимающей силы может быть обеспечено наклейкой композита FRP в продольном или поперечном направлении колонны. В продольном направлении усиление равноценно увеличению площади сечения продольной арматуры. Усиление колонны обертыванием композитом FRP ее поперечного сечения повышает несущую способность колонны на действие сжимающей силы за счет создания композитом FRP эффекта обоймы, ограничивающего поперечные деформации бетона и создающего в бетоне трехосное сжатие.

[1] Bakis C.E., Bank L.C., Brown V.L., Cizenza E. Fibre-Reinforced Polymer Composites for Construction-State of the Art Review//«Journal of Composites in Construction», New York. 2002, v. 6, № 2, p. 73–87.

[2] Nabil F. Crace, Singh S.B. Durability Evaluation of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Strengthened Concrete Beams: Experimental Study and Design//«ACI Structural Journal», New York. January-February, 2005, p. 40–53.

Надійшла 25.12.2013 р.

УДК 624.012

ІНТЕРПРЕТАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ВОГНЕВИХ ВИПРОБУВАНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ДЛЯ ОЦІНКИ ЇХНЬОЇ МЕЖІ ВОГНЕСТІЙКОСТІ

Запропоновано метод, який дозволяє на основі даних, одержаних під час вогневих випробувань при тристоронньому нагріванні за стандартною температурною кривою пожежі у вогневій печі без механічного навантаження згідно з вимогами стандартів, оцінити межу вогнестійкості залізобетонних балок прямокутного перерізу за несучою здатністю при застосуванні міцнісного розрахунку. Проведений розрахунок щодо оцінки межі вогнестійкості залізобетонної балки за результатами вогневих випробувань показав ефективність цього методу.

A method that allows using data obtained during the fire tests at trilateral heated by the standard temperature curve fire in the firing furnace without mechanical load as required by the standards to evaluate the fire resistance limit of reinforced concrete beams of rectangular section bearing capacity for the application of strength calculation. Our calculation in evaluating the fire resistance of reinforced concrete beams under fire tests results showed the effectiveness of this method.

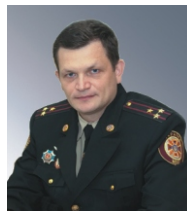
Ключові слова: вогневі випробування, вогнестійкість, протипожежний захист, температура, стандартний режим, залізобетонна балка, несуча здатність, інтерполяція, арматурний стержень, характеристики матеріалів, напруження, деформації, термопара.

Забезпечення пожежної безпеки залізобетонних балок, які є складовою частиною перекриттів будівель, – це актуальна проблема сьогодні. Адже виведення їх з експлуатації призводить до руйнування будівлі в цілому. Однією з причин підвищеної небезпеки залізобетонних балок є зміна характеристик їх міцності та деформативності під час та після пожежі.

Проектування протипожежного захисту будівель і споруд може ґрунтуватися на результатах експериментальних випробувань на вогнестійкість. У теперішній час в Україні значення межі вогнестійкості визначають шляхом випробувань за національним стандартом України [1] або за стандартами на методи випробувань на вогнестійкість будівельних конструкцій конкретних видів (колон, балок, перекриттів, покриттів, дверей та воріт, підвісних стель, кабельних проходок тощо). Але експериментальний метод потребує приладів для визначення величини навантажень та вимірювання деформацій, крім цього він не дає змоги проконтролювати величину навантаження та деформації при руйнуванні зразка в експериментальній печі.

Можливо визначати межу вогнестійкості за розрахунковими методами. При цьому як вихідні необхідно використовувати дані, отримані шляхом випробувань для перевірки достовірності.

Єврокоди допускають систему, засновану на комбінації результатів випробувань і чисельного моделювання для будівель і споруд. Розрахунково-експериментальний метод розрахунку поєднує в різному порядку експери-



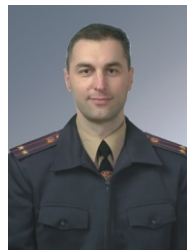
С.В. Поздєєв
начальник кафедри будівельних
конструкцій Академії пожежної
безпеки імені Героїв Чорнобиля,
м. Черкаси,
д.т.н., доцент



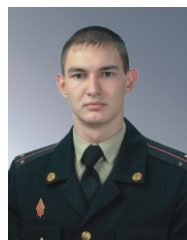
Ю.А. Отрош
доцент кафедри будівельних
конструкцій Академії пожежної
безпеки імені Героїв Чорнобиля,
м. Черкаси,
к.т.н., доцент



А.М. Омельченко
здобувач Академії пожежної безпеки
імені Героїв Чорнобиля, м. Черкаси



С.Д. Щіпець
здобувач Академії пожежної безпеки
імені Героїв Чорнобиля, м. Черкаси



М.О. Кропива
ад'юнк Академії пожежної безпеки
імені Героїв Чорнобиля, м. Черкаси

ментальні та розрахункові процедури. Більшість таких методів засновано на попередньому експериментальному визначенні параметрів властивостей матеріалів досліджуваних конструкцій або розподілу температур за поперечним перерізом і наступним визначенням межі вогнестійкості при використанні одного з розрахункових методів.

Зазначені розрахунково-експериментальні методи, на наш погляд, позбавлені характерних недоліків, притаманних методам, заснованим на вогневих випробуваннях, і розрахунковим, оскільки вони дозволяють вилучити з експериментальних установок навантажувальне обладнання та контрольно-вимірювальні прилади, пов'язані з вимірюванням зусиль та деформацій. Це, в свою чергу, дає змогу значно зменшити трудовитрати, вартість підготовки та проведення експериментів і унеможливує обвалення випробовуваного зразка разом із вантажами у простір камери печі і, як наслідок, ушкодження її огорожувальних конструкцій та футерівки, що мають найбільшу вартість. Застосування розрахункової інтерпретації також дозволяє підвищити точність, оскільки виключається вплив невідповідності габаритних розмірів та граничних умов випробовуваного елемента як складової відповідної структури.

Метою роботи є розроблення методу, який дозволяє на основі даних, одержаних під час вогневих випробувань при тристоронньому нагріванні за стандартною температурною кривою пожежі у вогневій печі без механічного навантаження згідно з вимогами стандартів [3] та [1], оцінити межу вогнестійкості залізобетонних балок прямокутного перерізу за несучою здатністю при застосуванні міцнісного розрахунку (рис. 1).

Запропонована методика дає змогу проводити випробування балкових елементів будівельних конструкцій (балок, ригелів, перемичок, елементів ферм, рам, арок тощо) на вогнестійкість за температурним режимом згідно з [1] без прикладання механічного навантаження. Методика використовується для визначення межі вогнестійкості балкових елементів будівельних конструкцій (далі – балок), які піддаються впливу вогню з трьох боків.

Метод враховує зміни механічних властивостей кожного шару бетону і арматурної сталі залежно від їх температури нагріву. Принцип

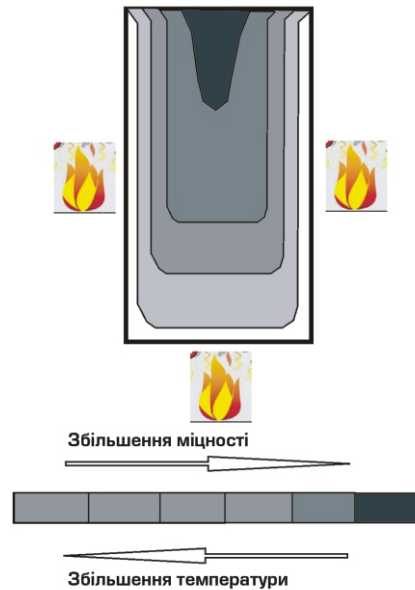


Рис. 1. Зміна міцності в перерізі балки в залежності від температури

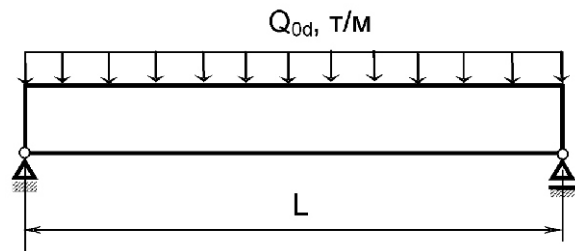


Рис. 2. Розрахункова схема балки

зміни механічних властивостей бетону і арматурної сталі показаний на рис. 1.

Зазначена зміна враховується при розгляді параметрів напружено-деформованого стану в перерізі балки відповідно до шарнірної схеми її закріплення, геометричних параметрів, класу міцності бетону і арматурної сталі (рис. 2).

Рівняння, що описують напружено-деформований стан, взяті відповідно до рекомендацій [2]. Для врахування зміни механічних властивостей у залежності від температури була використана інтерполяція температур у вузлових точках перерізу при застосуванні значень температур, які виміряні у контрольних точках перерізу під час проведення випробувань.

На рис. 3 наведені схеми розбиття перерізу на прямокутні зони з вузловими точками, де будуть визначатися температури шляхом інтерполяції, та розташування контрольних точок, де визначатиметься температура відповідно до рекомендацій стандарту [3, п. 8.1.2].

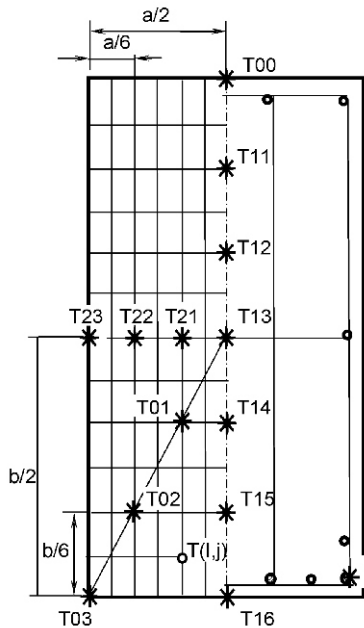


Рис. 3. Схема розташування термопар та розбиття перерізу балки на зони

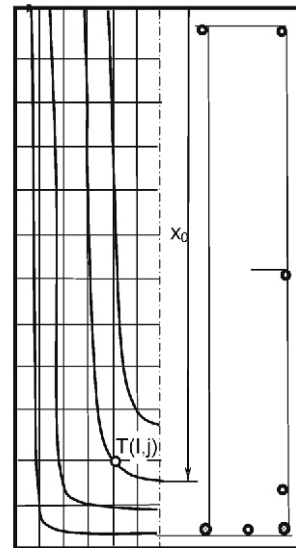


Рис. 4. Розрахункова схема балки

Спосіб інтерполяції полягає у виконанні таких процедур.

1. За показниками термопар T00, T11–T16 знаходиться вираз, який апроксимує залежність температури від вертикальної координати вздовж поздовжньої осі перерізу для кожного контрольного моменту часу k :

$$T_{v_{k,i}} = T_{00_k} + (T_{16_k} - T_{00_k}) \frac{i}{m}^{Q_{v_k}}, \quad (1)$$

де Q_v – показник ступеня, що визначається шляхом мінімізації середньоквадратичної нев'язкості з використанням виразу

$$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^m [T_{iM} - T_{iE}]^2 \rightarrow \min, \quad (2)$$

де m – кількість просторово-часових контрольних точок; T_{iE} , T_{iM} – експериментальне та розраховане значення температури в i -й просторовій контрольній точці у контрольний момент часу k .

Схема наближення ізотерм у перерізі балки наведена на рис. 4.

2. Задаються початкові параметри функції, що наближує ізотерму:

$$j = x_0 + 1 - \frac{i}{x_0} \frac{p_0 (p_{\max} - p_0) x_0^n}{p_0 (p_{\max} - p_0) x_0^n}, \quad (3)$$

де $p_0 = 1,8$, $p_{\max} = 15$ мінімальний та максимальний показники ступеня функції, що апроксимує ізотерми; x_0 – початкове значення координати i функції, що апроксимує ізотерми; $n = n_0$ – пара-

метр, який піддається пошуку при наближенні поверхні для інтерполяції температур у вузлових точках.

3. У кожній контрольній точці визначається x_0 шляхом розв'язку виразу (3) як рівняння при відомих значеннях i, j . За отриманим значенням x_0 визначається температура у контрольній точці за виразом (1).

4. Варіюючи параметр n , визначається таке його значення, при якому вираз (2) досягає мінімуму. Алгоритм пошуку мінімуму заснований на методі Ньютона.

5. Застосовуючи описаний алгоритм, знаходиться значення температур у вузлових точках перерізу у кожний контрольний момент часу випробування.

6. У кожній зоні визначається середня температура за чотирма вузловими точками.

7. Температури в арматурних стержнях, де не відбувалося вимірювання, визначаються за алгоритмом як i для будь-якої вузлової точки перерізу.

8. Міцнісна задача розв'язується виходячи із значення максимального прогину балки, що визначається за формулою

$$D = \frac{L^2}{400b}. \quad (4)$$

За даним значенням максимального прогину визначається максимальна кривизна за формулою

$$\frac{48D}{5L^2} = 24 \cdot 10^{-3} b^{-1}. \quad (5)$$

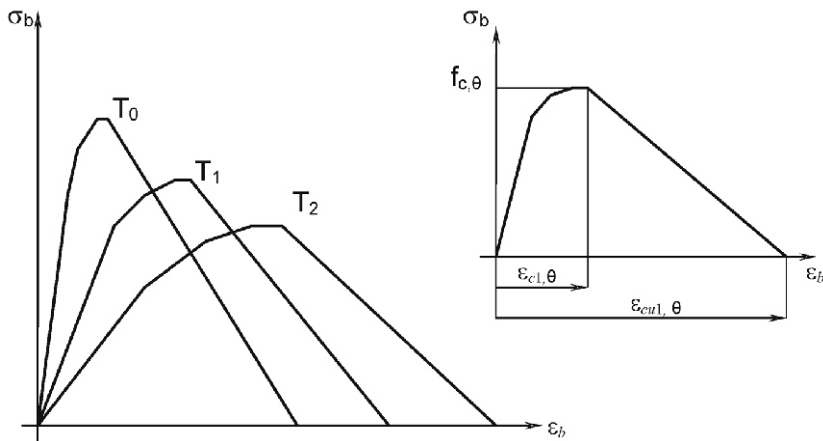


Рис. 5. Механічні властивості бетону за високих температур

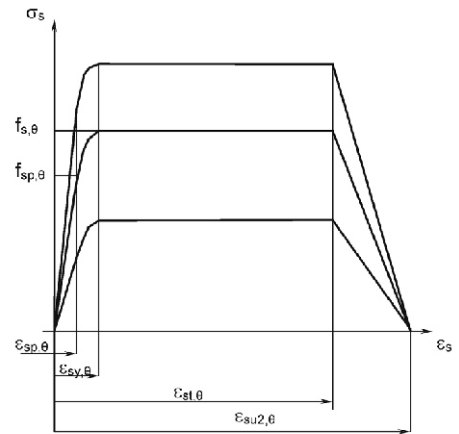


Рис. 6. Механічні властивості арматурної сталі за високих температур

9. За відомими найбільшою кривизною, середніми значеннями температури кожної зони і температури арматурних стержнів, а також координатами даної зони і центра перерізу арматурного стержня визначаються середні напруження кожної з зон та арматурних стержнів за відповідними діаграмами «напруження-деформація», що рекомендовані нормативним документом [2].

Діаграми деформування бетону у залежності від температури нагріву наведені на рис. 5 і будуються за наступними формулами:

при $0 < \epsilon_b < \epsilon_{c1,\theta}$

$$\sigma_b(\epsilon_b) = \frac{3 \epsilon_b f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}^2} \left(\epsilon_{c1,\theta} - \frac{\epsilon_b}{2} \right) \quad (6)$$

при $\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon_b < \epsilon_{cul,\theta}$

$$\sigma_b(\epsilon_b) = f_{c,\theta} \frac{f_{c,\theta} \left(\epsilon_{cul,\theta} - \epsilon_b \right)}{\epsilon_{cul,\theta}^2 - \epsilon_{c1,\theta}^2},$$

де ϵ_b – відносна деформація бетону; $f_{c,\theta}$ – розрахунковий опір бетону на стискання, залежний від температури нагріву бетону; $\epsilon_{c1,\theta}$ – гранична відносна деформація зростаючої гілки діаграми; $\epsilon_{cul,\theta}$ – найбільша відносна деформація діаграми.

Діаграми деформування арматурної сталі в залежності від температури нагріву наведені на рис. 6 і будуються за формулами:

при $0 < \epsilon_s < \epsilon_{sp,\theta}$

$$\sigma_s(\epsilon_s) = E_s \epsilon_s,$$

при $\epsilon_{sp,\theta} < \epsilon_s < \epsilon_{sy,\theta}$

$$\sigma_s(\epsilon_s) = f_{sp,\theta} + k \left(\frac{p}{q} \right) \left[q^2 \left(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_s \right)^2 \right]^{0,5},$$

при $\epsilon_{sy,\theta} < \epsilon_s < \epsilon_{st,\theta}$

$$\sigma_s(\epsilon_s) = f_{sy,\theta},$$

при $\epsilon_{st,\theta} < \epsilon_s < \epsilon_{su2,\theta}$

$$\sigma_s(\epsilon_s) = f_{sy,\theta} \left[1 - \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_{st,\theta}}{\epsilon_{su2,\theta} - \epsilon_{st,\theta}} \right) \right],$$

при $\epsilon_{su2,\theta} < \epsilon_s < \epsilon_s$

$$\sigma_s(\epsilon_s) = 0,$$

де q, p, k – деякі параметри, що знаходяться за формулами:

$$q^2 = \left(\frac{f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}}{E_s} \right) \left(\frac{f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}}{E_s} + k/E_s \right);$$

$$p^2 = k \left(\frac{f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}}{E_s} \right) E_s + k^2; \quad (8)$$

$$k = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{\left(\frac{f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}}{E_s} \right) 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}.$$

До формул (7), (8) входять такі параметри: $\epsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_s$ – деформація, за якої настає межа пропорційності;

$\epsilon_{sy,\theta} = 0,02$ – деформація, за якої настає межа текучості;

$\epsilon_{st,\theta} = 0,15$ – деформація, за якої починається спадна гілка діаграми;

$\epsilon_{su2,\theta} = 0,2$ – найбільша деформація;

$f_{sp,\theta}$ – межа пропорційності сталі;

$f_{sy,\theta}$ – межа міцності сталі;

E_s – модуль пружності сталі, залежний від температури нагріву.

За відомими напруженнями кожної з зон перерізу балки та арматурних стержнів визначається момент, при якому досягається критична кривизна балки, з використанням формули

$$M_{lim,fi} = \frac{\sum_{i=1}^z s_i(\sigma_{bi,j}, \sigma_{sdi}) A_{si}}{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \sigma_{bi,j}(\sigma_{bi,j}, \sigma_{bi,j}) A_{bi,j} d_{bi,j} + \sum_{i=1}^l \sigma_{sdi}(\sigma_{sdi}, \sigma_{sdi}) A_{sdi} d_{sdi}}, \quad (9)$$

де $\sigma_{bi,j}(\sigma_{bi,j}, \sigma_{bi,j})$ – напруження у бетоні, які визначаються за формулами (6), для середнього значення температури поточної зони бетону у перерізі;

$\sigma_{si}(\sigma_{si}, \sigma_{si})$, $\sigma_{sdi}(\sigma_{sdi}, \sigma_{sdi})$ – напруження у робочій та додатковій арматурі, які визначаються за формулами (7), (8);

$d_{bi,j}$, d_{sdi} – відстані відповідно від центрів зон бетону перерізу, осей додаткових арматурних стержнів до осі, що проходить через центри робочої арматури, причому для стержнів нижче горизонтальної центральної осі відстань має від'ємне значення.

Деформації:

$\chi_{bi,j} = x_{bi,j} / d_{bi,j}$, де $x_{bi,j}$ – відстань центра зони до горизонтальної центральної осі перерізу;

$\chi_{sdi} = x_{sdi,j} / d_{sdi}$, де $x_{sdi,j}$ – відстань осі додаткового арматурного стержня до горизонтальної центральної осі перерізу;

$\chi_{si} = x_{si,j} / d_{si}$, де $x_{si,j}$ – відстань осі робочого арматурного стержня до горизонтальної центральної осі перерізу;

$A_{bi,j}$ – площа зон, на які розбитий переріз балки;

A_{sdi} , A_{si} – площі поперечних перерізів стержнів робочої та додаткової арматури.

За формулою (9) будується графік залежності внутрішнього моменту від кривизни балки. При побудові графіка фіксується момент із найбільшим значенням, який розглядається як максимальний момент, що здатна витримувати балка у даний контрольний момент часу випробування.

За отриманими значеннями будується графік залежності максимального моменту від часу випробування.

Порівнюючи поточне значення максимального моменту випробуваної балки із діючим моментом, що визначається за формулою

$$M_{0d} = Q_{0d} L^2 / 8, \quad (10)$$

визначається настання граничного стану втрати несучої здатності.

Висновки.

1. Розроблений метод дозволяє проводити випробування балкових елементів будівельних конструкцій (балок, ригелів, перемичок, елементів ферм, рам, арок тощо) на вогнестійкість за температурним режимом згідно з ДСТУ Б В.1.1-4-98 без прикладання механічного навантаження і використовується для визначення межі вогнестійкості балкових елементів будівельних конструкцій, які піддаються впливу вогню з трьох боків.

2. Проведений розрахунок за розробленим методом щодо оцінки межі вогнестійкості залізобетонної балки за результатами вогневих випробувань показав його ефективність.

[1] ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги / Держбуд України. – К.: Держбуд України, 2005. – 18 с.

[2] ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT).

[3] ДСТУ Б В.1.1-13:2007 Захист від пожежі. Балки. Метод випробування на вогнестійкість.

[4] EN 1993 Eurocode: 3 Проектування сталевих конструкцій EN 1993-1-2:2005 Part 1-2: Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість.

[5] EN 1994 Eurocode 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій EN 1994-1-2:2005 Частина 1-2: Основні правила – Вогнестійкість.

Надійшла 25.02.2014 р.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СУМІСНОЇ РОБОТИ СТАЛЕВОГО ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ І ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ

У сучасній світовій практиці, поряд із традиційними залізобетонними перекриттями, широкого застосування набувають монолітні залізобетонні перекриття по сталевому профільованому настилу (СПН). Сталевий профільований лист на стадії монтажу відіграє роль незнімної опалубки, а після досягнення бетоном проектної міцності – зовнішнього армування.

Проведений аналіз показав, що міцність і деформації таких перекриттів залежать значною мірою від забезпечення сумісної роботи сталевих листів та залізобетонної плити [1–3, 5–10]. Склеювання складової бетону із профлістом може забезпечувати надійну сумісну роботу на початкових етапах навантаження, однак при навантаженнях, близьких до руйнування, відшарування СПН від бетонної плити неминуче. Включення СПН до складу плити забезпечують анкери різних конструкцій або замоноличення в бетоні частин самого профнастилу [3, 6]. Сумісну роботу плити та балки перекриття забезпечують анкерні упори, що приварюються через профнастил до балки перекриття перед бетонуванням [6].

Метою експериментальних досліджень було визначення:

- параметрів зчеплення сталевих профільованих листів із залізобетонною плитою;
- сумісної роботи у прогоні плити та її вплив на прогини та деформації зсуву СПН;
- особливостей розвитку тріщиноутворення у бетоні та деформацій сталевих листів;
- оцінки новітніх конструктивних рішень анкерування у прогоні плити;
- характеру руйнування дослідних зразків.



Є.Л. Шармаков

аспірант кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури

Як дослідні зразки були прийняті фрагменти однопрогонових залізобетонних плит розмірами 2000 810 мм по сталевому профільованому настилу Н75-750-0,7, із розміщеними широкими гофрами донизу.

Зразки були розділені на три серії (табл. 1). Перша серія (П-I) являла собою контрольні зразки, армовані лише сталевим профільованим настилом. Друга серія (П-II) відрізнялась від першої улаштуванням анкерних засобів у прогоні плити з кроком 200 мм. Третя серія (П-III) відрізнялась від другої анкерами іншої конструкції та кроком 300 мм. Анкери першого та другого типів наведено на рис. 1,а,б відповідно. Анкери кріпились до СПН за допомогою клейового та самонарізного з'єднання. Крок анкерування визначався згідно з попередньо проведеними дослідженнями та таким, що враховує перетинання конусів виривання бетону даними анкерами [2, 9].

У стиснутій зоні всіх плит розміщували конструктивні арматурні сітки з арматурної сталі Вр-1 діаметром 4 мм і розміром чарунки 100 100 мм. При виготовленні зразків усіх серій використовувався бетон класу В40. Для моделювання анкерних упорів у торцях усіх зразків встановлювали шпильки 16 мм у кожній гофрі.

Таблиця 1

Характеристики експериментальних зразків

Серія	Клас бетону	СПН	Кіль-ть зразків, шт	Анкерування у прогоні			Кінцеві анкери		Додаткове армування
				Кіль-ть, шт	Тип	Крок, мм	Кіль-ть, шт	Діаметр, мм	
П-I	В 40	Н75-750-0,7	3	–	–	–	8	16	С 4Вр1 100 750 1950 25 4Вр1 100 25
П-II			3	32	1	200	8	16	
П-III			3	24	2	300	8	16	

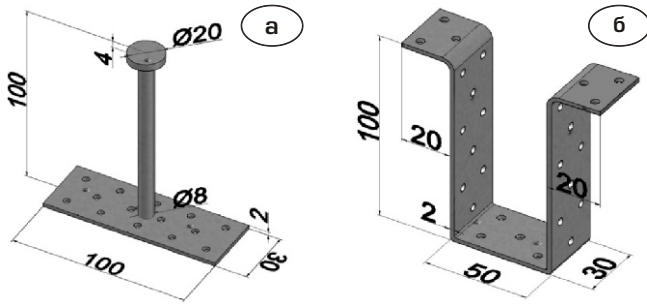


Рис. 1. Анкери першого (а) та другого (б) типу

Надалі зразки встановлювали у металевий стенд з отворами під шпильки, які фіксувалися за допомогою гайки із шайбою (рис. 2).

Розміри плит, схема навантаження та характеристики вихідних матеріалів обирались з умови раніше проведених досліджень для подальшого порівняння та оцінки конструктивних рішень [1, 2, 5, 7, 8].



Рис. 2. Експериментальна установка для випробування плит

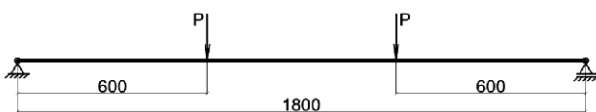


Рис. 3. Схема навантаження дослідних зразків

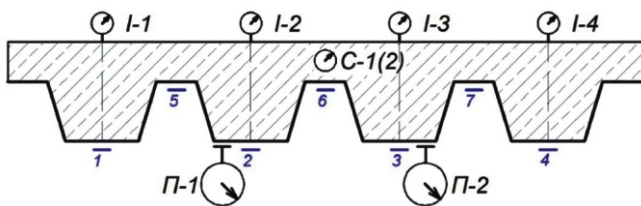


Рис. 4. Схема розміщення вимірювальних приладів:

I-1...I-4 – індикатори годинникового типу (0,001);
1...7 – тензодатчики; С-1...С-2 – прилади для вимірювання зсуву СПН; П-1...П-2 – прогиномири

Зразки випробовували при досягненні проектної міцності бетону у віці більше 28 діб, плити – при короточасному статичному навантаженні у випробувальному центрі будівельних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури.

У процесі навантаження з кроком 2 кН та витримування протягом 5 хв у середині прогону плит визначали прогини індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, деформації бетону стиснутої зони – індикаторами годинникового типу з точністю 0,001 мм, поздовжні деформації профільованого настилу вимірювали тензодатчиками на паперовій основі з базою 20 мм та зсув профлиста відносно бетону на торцях плити – індикаторами з точністю 0,01 мм. Схема прикладення навантаження та розміщення вимірювальних приладів наведені на рис. 3 та 4 відповідно.

Під час випробування експериментальні зразки плит були доведені до руйнування, їх несучу здатність визначали міцністю нормальних перерізів у середині прогону. За руйнуче навантаження приймали таке, при якому деформації крайніх розтягнутої (нижньої полиці СПН) і стиснутої бетонної граней досягали максимальних значень, а прогини зразків починали зростати і практично не стабілізувалися при витримуванні навантаження.

Руйнування всіх плит відбувається внаслідок відшарування СПН від бетонної плити і має раптовий характер, прогини починають швидко зростати на однакових ступенях навантаження (рис. 5). На початкових етапах прогини розвиваються пропорційно навантаженню. Перші деформації зсуву СПН відносно бетонної плити зафіксовані одночасно із відшаруванням профлиста. Руйнування зразків супроводжувалось характерним потріскуванням протягом усього навантаження.

При відшаруванні сталевого листа зразків серії П-І зафіксована поява перших тріщин на боковій полиці СПН та перші деформації крайніх гофр під зосередженими силами (рис. 6).

Відшарування СПН у плитах серій П-ІІ та П-ІІІ відбувається на 3–4 стадії, про що свідчать гучні потріскування по всій площі контакту сталевого листа із бетоном. На перших стадіях відшарування були зафіксовані деформації самонарізних кріплень, при яких отвори крайніх рядів у СПН набувають овальної форми. При подальшому навантаженні деформація кріплень розвивається від торців плити до зосереджених сил.



Рис. 5. Відшарування профільованого настилу



Рис. 6. Деформація крайньої гофри СПН

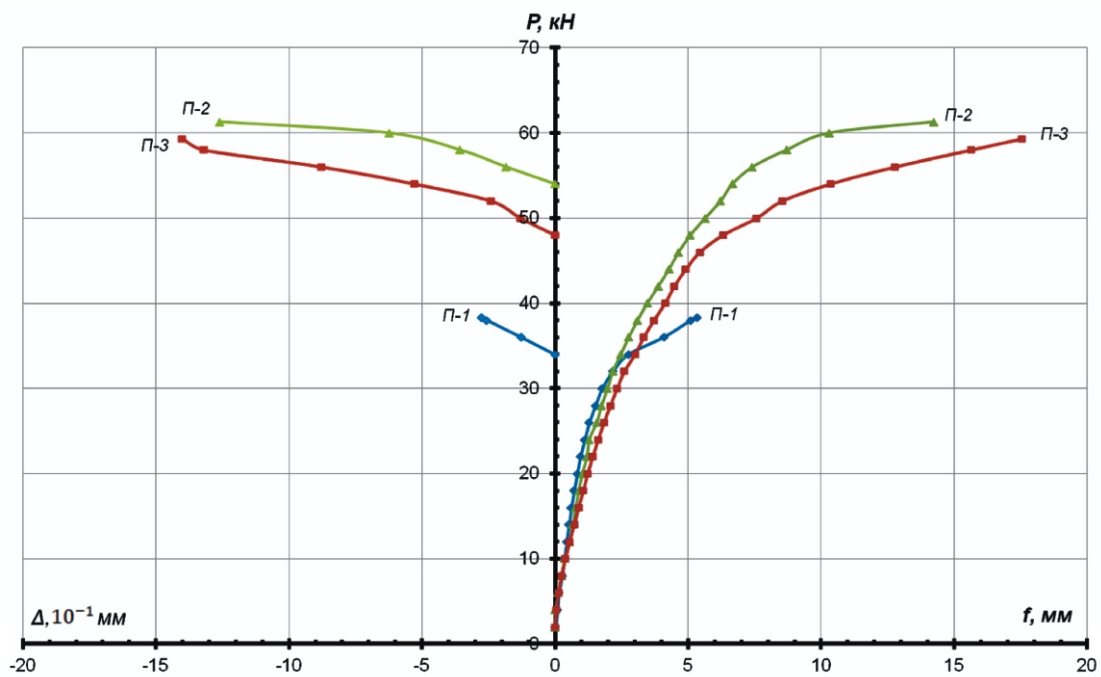


Рис. 7. Графік залежності « $P-f$ », « $P-$ » до відшарування СПН



Рис. 8. Деформація верхньої полиці СПН плит серії П-I

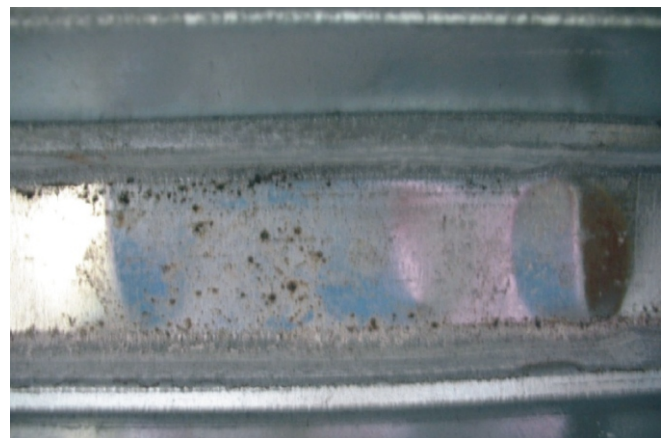


Рис. 9. Деформація верхньої полиці СПН плит серії П-II та П-III

Під час випробувань встановлені зусилля домкрата, за яких відбувається відшарування сталевго листа та відповідні прогини із деформаціями зсуву СПН (табл. 2).

Таблиця 2

Несуча здатність та деформативність плит по сталевому профільованому настилу

Серія	Зусилля відшарування СПН P , кН	Прогин f , мм	Зсув СПН відносно бетону, мм
П-I	38,3	5,35	0,28
П-II	61,3	14,25	1,26
П-III	59,3	17,54	1,40

У результаті вимірювання прогинів у сталезалізобетонних зразках отриманий графік залежності прогину та зсуву СПН від навантаження, яке спричинило відшарування (рис. 7).

Зміна прогину від навантаження на етапах, близьких до відшарування, свідчить про різке підвищення деформативності [4]. Одночасно зі зростанням прогинів відбувається деформація верхніх полиць СПН, яка має локальний характер (рис. 8 та 9). Подальший розвиток деформацій призводить до зминання бокових стінок гофри.

Наведені анкерні засоби здатні забезпечити надійну сумісну роботу сталевго та залізобетонної частини протягом усього процесу навантаження аж до руйнування конструкції.

Додаткову трудомісткість виготовлення та улаштування анкерних засобів виправдовують достатньо високі показники напружено-деформованого стану конструкцій порівняно із плитами, армованими лише сталевим профільованим настилом.

- [1] Айрумян Э.Л., Боярский А.В. Исследование монолитной железобетонной плиты по профилированному стальному настилу при поперечном изгибе // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 10. – С. 30–31.
- [2] Беляева С.Ю. Прочность и деформативность железобетонных плит, армированных стальным профилированным настилом и поперечными анкерами: Дис... канд. техн. наук: ДГТУ. – Алчевск, 2006. – 165 с.
- [3] ДБН В.2.6-160:2010. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с.
- [4] ДСТУ Б.В.2.6-7-95 Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості // Вид-во – ДЕРЖСТАНДАРТ УКРАЇНИ – К.: 1997.
- [5] Присяжнюк М.В. Исследования напряженно-деформированного состояния многопустотных железобетонных плит, армированных стальным профилированным настилом // Дороги і мости: Зб. наук. праць. – К., 2007. – Вип. 7, Т. 1. – С. 133–136.
- [6] Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом / НИИЖБ Госстроя СССР. – М., 1987. – 37 с.
- [7] Санников И.В. Исследование монолитных железобетонных плит с листовой гофрированной арматурой: Дис... канд. техн. наук: 05.23.01. – К., 1982. – 153 с.
- [8] Стороженко Л.І., Лапенко О.І., Горб О.Г. Конструкції залізобетонних перекриттів по профільованому настилу із забезпеченням сумісної роботи бетону і сталі за допомогою склеювання. // Теорія і практика будівництва: Вісник Національного Університету «Львівська політехніка». – 2010. – № 662. – С. 360–365.
- [9] Mario Fontana, Roland Bärtschi New Types of Shear Connectors with Powder-Actuated Fasteners. IBK Bericht, 2002, № 278, 88.
- [10] R.P. Johnson Composite Structures of Steel and Concrete: Beams, slabs, columns, and frames for buildings. Vol.1, Blackwell Scientific Publications, UK, 1994.

Надійшла 29.10.2013 р.

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

В УКРАИНСКОМ ЦЕНТРЕ СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

14 мая 2014 года в помещении информационного агентства «УНИАН» состоялась пресс-конференция с участием представителей Украинского Центра Стального Строительства.

Участники конференции ознакомили строительную общественность Украины с результатами исследований и публикаций по сравнительному анализу различных конструктивных схем каркасов современных офисных зданий класса «А» с применением конструкций из стали и железобетона.

Результаты проведенных исследований показали, что стальные конструкции являются наиболее эффективным материалом для инвесторов, стремящихся достичь максимальной отдачи инвестиций. Стальные конструкции в качестве конструктивной схемы позволяют осуществлять более быстрый ввод в эксплуатацию зданий и характеризуются высокой эффективностью планировок при длиннопролетных схемах, исключающих внутренние колонны. Согласно расчетам независимых консультантов здание со стальным каркасом вводится в эксплуатацию на 20 недель раньше. Это позволяет сгенерировать дополнительный денежный поток в размере 4,6 млн долл. США, что эквивалентно 9,3 % стоимости всего здания.

При этом стоимость квадратного метра здания из стального каркаса при короткопролетной схеме (сетка колонн 7,5 7,5 м) такая же, как и зданий из бетона. При длиннопролетной схеме 15 7,5 м без внутренних колонн на этаже здания со стальным каркасом дешевле бетонных на 5,6 %.

Публикация была подготовлена совместно Украинским Центром Стального Строительства, Институтом Стального Строительства Великобритании (The Steel Construction Institute, U.K), Киевским национальным университетом строительства и архитектуры и другими ведущими проектными и консалтинговыми компаниями, работающими на рынке Украины.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

В процессе эксплуатации стальные конструкции производственных зданий воспринимают различные нагрузки и воздействия, от коррозии уменьшаются их сечения. При неблагоприятных воздействиях возможно развитие сверхнормативных деформаций конструкций и даже их обрушение. Для обеспечения надежной эксплуатации производится наблюдение за конструкциями и периодическое их обследование специализированными организациями, поскольку процесс обследования конструкций производственных зданий и сооружений достаточно сложный и ответственный.

В Украине действует нормативный документ ДБН 362-92 «Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений», регламентирующий обследование стальных конструкций производственных зданий и сооружений.

При выполнении обследований стальных конструкций производственных зданий в зависимости от конкретных обстоятельств ставятся различные задачи, требующие эффективного решения. Составить универсальную методику обследования, обеспечивающую достаточное обоснование надежной эксплуатации здания, достаточно сложно. В каждом конкретном случае более целесообразно выполнять определенные виды работ.

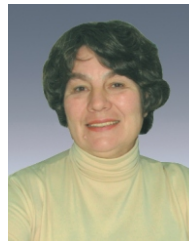
Как правило, на протяжении эксплуатации проводится несколько обследований конструкций, результаты которых, как и сохранившуюся проектную документацию, следует тщательно изучать.

Обследования, проводимые институтами проекстальконструкции, характеризуются выполнением расчетов обычно плоских рам и подкрановых балок, подробным составлением ведомостей дефектов с предложениями по их усилению. Тем не менее, можно назвать и невыполняемые ими работы с учетом современного технического и программного обеспечения:

- обычно не анализируется расчетом пространственная работа каркаса здания;



Ю.И. Серая
инженер 2-й категории
ООО «Настрой», г. Запорожье



Н.И. Нотыч
ведущий инженер
ООО «Настрой», г. Запорожье

- не производится съемка имеющегося положения каркаса и учет влияния смещений на напряженное состояние конструкций;
- не определяется расчетом реальная устойчивость системы.

Периодически происходят изменения норм, определяющих нагрузки и воздействия. В частности, существенно возросла нагрузка на покрытия в связи с увеличением нагрузки от снега. Поэтому многие конструкции покрытия не имеют необходимой несущей способности и формально требуют их усиления. Рекомендовать ли такое усиление – это достаточно сложный вопрос, ответ на который может быть получен только с учетом особенностей каждого конкретного объекта.

Также достаточно сложным является определение расчетного сопротивления стали конструкций, изготовленных до 60-х годов [1], и соблюдение современных требований относительно стали в конструкциях покрытия.

При обследовании необходимо учитывать наиболее распространенные повреждения и аварии конструкций, к которым относится перегрузка покрытия снегом или пылью. Также встречаются случаи обрушения из-за уменьшения сечений металла от коррозии. Известны случаи ударов по фермам покрытий в результате аварий оборудования, ошибок при проектировании обеспечения устойчивости конструкций.

Особого внимания требуют здания, на которые отсутствует проектная документация. Каждая организация имеет свой сложившийся опыт выполнения проектной документации, но иногда проект зданий выполняют институты, не имеющие достаточного опыта в проектировании.

В общем, при обследовании необходимо выполнить статические расчеты по проектным или обмерным чертежам с учетом реальной геометрии и имеющихся повреждений. В каждом регионе могут быть специфические воздействия на конструкции. Например, во многих регионах Украины имеются просадочные грунты, из-за которых развиваются неравномерные вертикальные и горизонтальные смещения фундаментов, учет которых достаточно важен и, вместе с тем, сложно осуществим.

Все рекомендации по усилению конструкций в условиях действующего предприятия должны быть согласованы с руководством предприятия. Попробуем проследить на примерах эти и многие другие трудности на пути обеспечения нормальной эксплуатации зданий.

Ангар из демонтированных немецких конструкций. Цель работы – оценка технического состояния, разработка рекомендаций по дальнейшей эксплуатации здания ангара-мастерской на территории авиационного предприятия, а также использование материалов обследования для составления паспорта технического состояния здания.

Проектная документация на здание отсутствует. В 1951–1954 гг. научно-исследовательским сектором инженерно-строительного института было выполнено обследование стальных конструкций покрытия основной части здания – ангара. В рамках этого обследования были составлены обмерные чертежи и дефектная ведомость, проведены испытания на ударную вязкость образцов стальных конструкций и их химический анализ. По химическому составу сталь является кипящей и, очевидно, конверторно-бессемеровской, т.е. способ выплавки стали, при котором ударная вязкость имеет минимальную величину. При испытаниях при температуре -10° ударная вязкость падает до $0,25-0,6$ кгс/см².

Обследуемые стальные конструкции были возведены в Германии, возможно в 30-е годы прошлого века, а после войны демонтированы и привезены в Украину. Были проанализированы

применяемые марки сталей в Германии в 30-е годы [2]. Постановлением Прусского министерства народного благосостояния от 25.02.1925 в строительстве была введена сталь St48. В период с 1926 по 1937 гг. в Германии было освоено производство стали St52. Цифры марки стали – 48 и 52 показывают среднюю величину временного сопротивления сталей: 48, 52 кг/мм². Все применяемые в то время стали имели площадки текучести на уровне – 2400–2800 кг/см². Расчет конструкций в Германии, как и в СССР, выполнялся по допускаемым напряжениям $\sigma_{доп} = 1600$ кг/см². Следует заметить, что это значение принято с учетом возможного отклонения нагрузок, поэтому при расчете по методу предельных состояний с учетом коэффициентов надежности по нагрузке значение расчетного сопротивления R должно приниматься порядка 1900–2000 кг/см², даже для стали 30-х годов. Сталь, изготавливаемая в основном по технологии Томаса и Сименса-Мартина, из-за высокого содержания фосфора и азота не удовлетворяла требования достаточной свариваемости.

Конструкции ангара, традиционные для такого типа зданий, обычно характеризуются большим входным пролетом до 60 м и, соответственно, большепролетной подстропильной конструкцией. В Германии в 30-е годы был опыт проектирования таких большепролетных конструкций. Анализ происшедших аварий показывает, что имелся случай обрушения таких конструкций из-за неправильного проектирования узловых соединений. В обследуемой конструкции ангара узловые соединения выполнены тщательно.

Конструкции покрытия основной части здания – ангара, из-за значительных размеров помещения (40 50 м), выполнены в виде подстропильных двухскатных ферм длиной 50,9 м, высотой на опорах 3,8 м и высотой в коньке – 5,06 м. В одном из торцов установлены балки покрытия с опиранием на колонны здания. По фермам и колоннам установлены стропильные фермы с шагом 8,48 м. По фермам уложены прогоны из двутавра № 22, а по ним – прогоны под профилированный лист покрытия из швеллера № 10.

Фермы выполнены из прокатных профилей производства Германии. Стержневые элементы ферм из прокатных профилей (двутавры и швеллеры) усилены накладками из листового

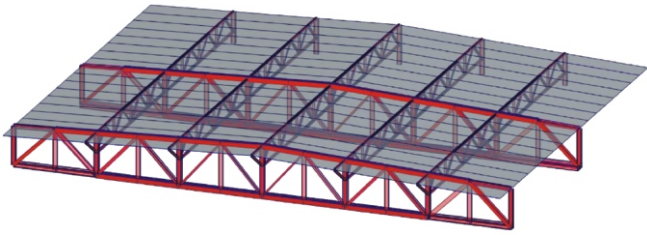


Рис. 1. Общий вид расчетной схемы

проката при помощи заклепочных соединений. В узлах ферм стержневые элементы соединены при помощи накладок из листового проката с использованием заклепочных соединений и частично болтов.

Выполненный расчет по пространственной расчетной модели, в которой учтены стропильные и подстропильные фермы покрытия (рис. 1), а также на нагрузки от собственного веса покрытия, постоянной, снеговой и крановой нагрузок позволил вычислить усилия в элементах ферм, определить коэффициенты использования несущей способности элементов покрытия.

Проверка показала, что максимальный коэффициент использования несущей способности сечений элементов ферм составляет $0,92 < 1$ и определяется критерием прочности. Несущая способность конструкций достаточна.

По результатам обследования 1951–1954 гг. было рекомендовано не эксплуатировать подвесные краны при температуре ниже 0° из-за опасности хладноломкости стали.

Эксплуатация ангара была разрешена, т.к. даже с учетом современных норм по снеговой нагрузке напряжения в конструкциях не достигают расчетного сопротивления стали. Применение стали, близкой к кипящей, в стальных конструкциях, не подвергающихся длительным динамическим воздействиям, было признано допустимым.

Прессово-кузовной корпус. Цель обследования строительных конструкций – определение их технического состояния и несущей способности.

Здание, эксплуатируемое с 60-х годов, имело определенные повреждения. Его конструкции обследовались, в основном, в последние 10 лет несколькими организациями. Но при этом не производился подробный анализ их напряженно-деформированного состояния.

В поперечном направлении здание имеет один пролет в осях «1–6» размером в осях 192,42 30,0 м с высотой до низа стропильных ферм – 13,300 м (рис. 2). Остальные 7 пролетов располагаются в продольном направлении и имеют ширину по 24 м. Четыре пролета «Г–Д», «Д–Е», «Е–Ж» и «Ж–И» длиной по 84,0 м в осях

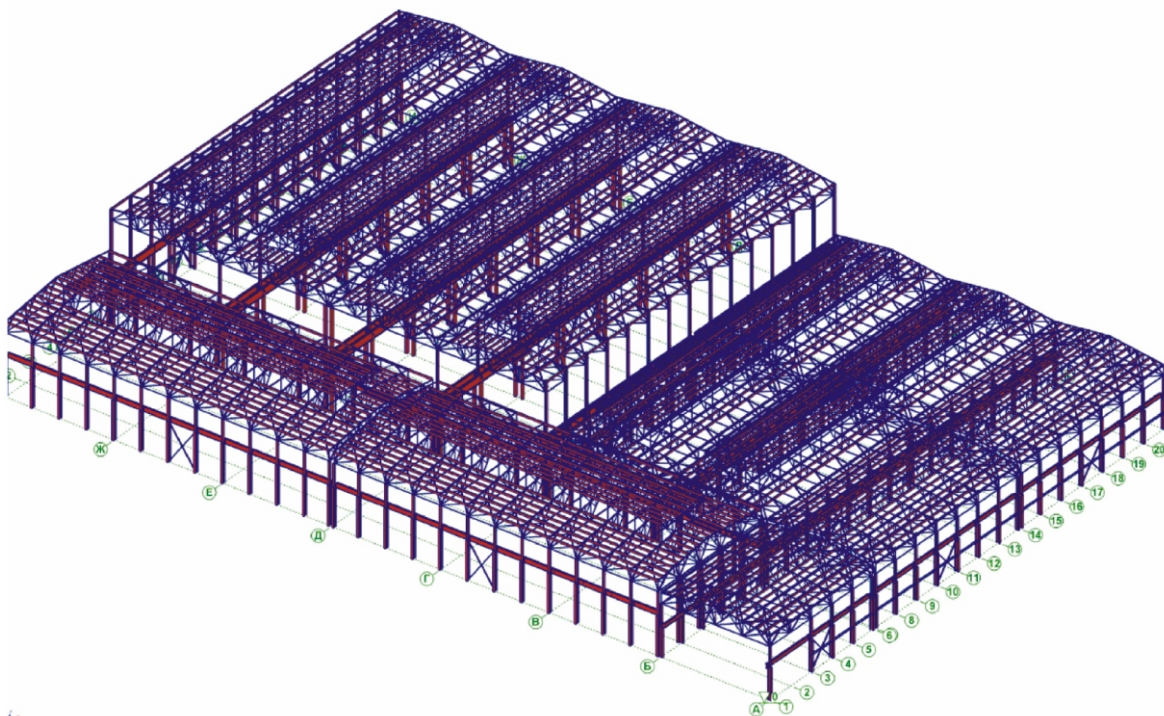


Рис. 2. Расчетная схема корпуса

«7–21», высотой до низа стропильных ферм 15,4 м. Два пролета в осях «Б/0–В/0» и «В/0–Г/0» шириной 24 м, высотой до низа стропильных конструкций 11,0 м. Пролет в осях «А–Б» выполнен шириной 24 м, высотой до низа стропильных конструкций 11,0 м. Из-за конструктивных особенностей цеха в пролете выполнено два деформационных шва в осях «6–7», «21–22» и один температурный по оси «14». Под частью здания в осях «7–22», рядах «Г–И» расположен подвал.

Известные обследования здания прессово-кузовного корпуса выполнялись в 1999 г. Отчет по обследованию, по-видимому, не составлялся.

В 2000 и 2002 гг. производилось подробное обследование конструкций, но в отчетах не указана его цель и задачи, нет выводов о результатах исследования. Можно предположить, что рассматриваемые материалы являются частью выполненной работы. Возможно из-за невыполнения заказчиком условий договора по оплате отчеты по обследованию заводу не были переданы.

Наибольшее количество случаев обрушения ферм обусловлено снеговой нагрузкой. Известны обрушения покрытий зданий в Германии, Польше и в Москве в 2002 г. В 1987 г. в городах Харьков, Запорожье и др. произошло несколько случаев обрушения стропильных конструкций производственных зданий. Наиболее существенным было обрушение стропильных ферм на Запорожском заводе металлоконструкций. Фермы нормально эксплуатировались в течение ~30–40 лет без видимых повреждений и во время снежной зимы в 1987 г. внезапно обрушились. При аварии ферм обычно обрушивается не одна, а сразу несколько, т.к. они связаны плитами и стальными связями. Интересный случай обрушения стропильных ферм описан чешским профессором М. Вашеком [3]. Обрушение ферм пролетом 27,5 м было вызвано увеличением веса утеплителя из-за намокания от дождя при ремонте покрытия. Обрушились все фермы здания длиной 187 м. Основной причиной аварии был назван высокий уровень напряжения в элементах ферм, составляющий 2000–2100 кг/см². При таких напряжениях в стержнях ферм здание нормально эксплуатировалось с 1957 г. до 2002 г.

Учитывая, что стропильные фермы больших пролетов достаточно аварийно-опасны, следует тщательно оценивать их несущую способность.

Для расчета стропильных ферм применяется несколько расчетных моделей. Наиболее простая – это стержневая конструкция с шарнирными или жесткими узлами с одной подвижной опорой и с одной шарнирно неподвижной. Именно по такой модели, очевидно, выполнялся расчет при проектировании технологическим институтом обследуемого здания в 60-е годы и при его обследовании в 2000 г. Приведем несколько данных из этого расчета: нагрузка от покрытия была принята 358 кг/м², нагрузка от снега – только 50 кг/м². Также в расчете приняты минимальные значения веса кровли. При этом наибольшие напряжения составили 2180 кг/см². Это достаточно большие напряжения, превышающие расчетное сопротивление стали $R = 2100$ кг/см².

Нами выполнен расчет стропильных и подстропильных ферм с применением плоских и пространственных расчетных схем.

В проекте указано, что принята сталь марки Ст3пс с пределом текучести 24 кг/мм². Согласно СНиП, по которому проектировались фермы, расчетное сопротивление для такой стали $R = 2100$ кгс/см². Но при анализе проекта выявлено, что некоторые элементы решетки имеют напряжения, превышающие 2100 кгс/см², что больше нормативного расчетного сопротивления.

Согласно СНиП II-23-88 и ДБН В.2.6163:2010 расчетное сопротивление для такой стали составляет $R = 2400$ кгс/см².

ДБН 362-92 «Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений» рекомендует вырезать образцы для испытания (не менее 5 шт из не менее чем двух разных конструкций), но вырезание образцов из ферм с таким высоким уровнем напряжений опасно.

Таким образом, считаем, что расчетное сопротивление стали, учитывая время изготовления конструкций, должно быть принято не более $R = 2100$ кгс/см².

Вычислены усилия и перемещения в элементах фермы. Выполнена проверка прочности и устойчивости элементов фермы. Элементы нисходящих раскосов не удовлетворяют условия прочности при совместном действии изгибающего момента и продольной силы. Коэффициент использования несущей способности составляет $K_{исп} = 1,2$. Таким образом, рекомендовано усиление раскосов путем увеличения сечения либо уменьшением нагрузки не менее чем на 0,1 т/м².

Фермы пролетом 24 м установлены с шагом 6 м в осях «А–Г» и «Г–И». Схема работы ферм – неразрезная, поскольку на колоннах фермы имеют общий опорный элемент.

Поэтому принята расчетная схема, учитывающая соседние фермы и опирание на колонны с фактической жесткостью. Выполнялись статические расчеты основных несущих конструкций по программе SCAD [4]. По месту условного обрыва фермы приняты закрепления от горизонтальных смещений вдоль оси X. Расчет выполнялся на действие постоянных нагрузок и двух вариантов снеговой нагрузки.

В результате расчета получены вертикальные перемещения от постоянных нагрузок и комбинации постоянных и снеговых нагрузок. Некоторые элементы раскосов не удовлетворяют требования по устойчивости в плоскости фермы. В опорных раскосах не обеспечивается устойчивость при сжатии ($K_{исп} = 1,18$). В остальных раскосах не обеспечивается прочность при совместном действии продольных усилий и изгибающих моментов, максимальный коэффициент использования составляет $K_{исп} = 1,81$. Таким образом, рекомендуется либо разработка конструкций усиления элементов ферм, либо снижение нагрузки на покрытие за счет замены железобетонных плит более легкой конструкцией покрытия.

Выполнен расчет фермы пролетом 24 м по разрезной схеме, т.е. с учетом податливого стыка верхних поясов соседних ферм. При разрезной работе ферм элементы стоек под фонарем и отдельные участки верхнего пояса не удовлетворяют требования прочности и устойчивости. Максимальный коэффициент использования в элементах стоек 1,46, в элементах верхнего пояса 1,18.

Поскольку при разрезной схеме в элементах фермы возникают усилия меньшие чем при неразрезной схеме, для уменьшения напряжений в элементах ферм было рекомендовано обеспечить податливость стыка верхнего пояса ферм на опорах.

Расчетный прогиб фермы пролетом 24 м от постоянных нагрузок составляет 26–34 мм, фермы пролетом 30 м – 36–66 мм.

Замеренный прогиб ферм пролетом 24 м составил 15–40 мм, и одна ферма – 85 мм, а для ферм пролетом 30 м – 49–56 мм.

Для 30-метровых ферм расчетный прогиб не превысил измеренный, для 24-метровых

ферм в некоторых случаях расчетный прогиб равен или больше измеренного. Только ферма № 4, с измеренным прогибом существенно большим расчетного, в процессе эксплуатации получила механические повреждения.

Таким образом, согласно расчету прогиб ферм на 15–20 % меньше измеренного может свидетельствовать о пластических деформациях.

Очевидно, что в результате несогласованности или ошибок проектирования, фермы эксплуатировались с напряжениями, превышающими расчетное сопротивление стали. Следовательно для обеспечения надежной эксплуатации необходимо выполнить усиление конструкций или снизить нагрузки.

Сборочный цех. Согласно заданию выполнено обследование главного корпуса машиностроительного завода. Корпус в плане – прямоугольник шириной 120,0 м и длиной 264,0 м, развернутая производственная площадь (в закрытой части) – 31680 м² (рис. 3).

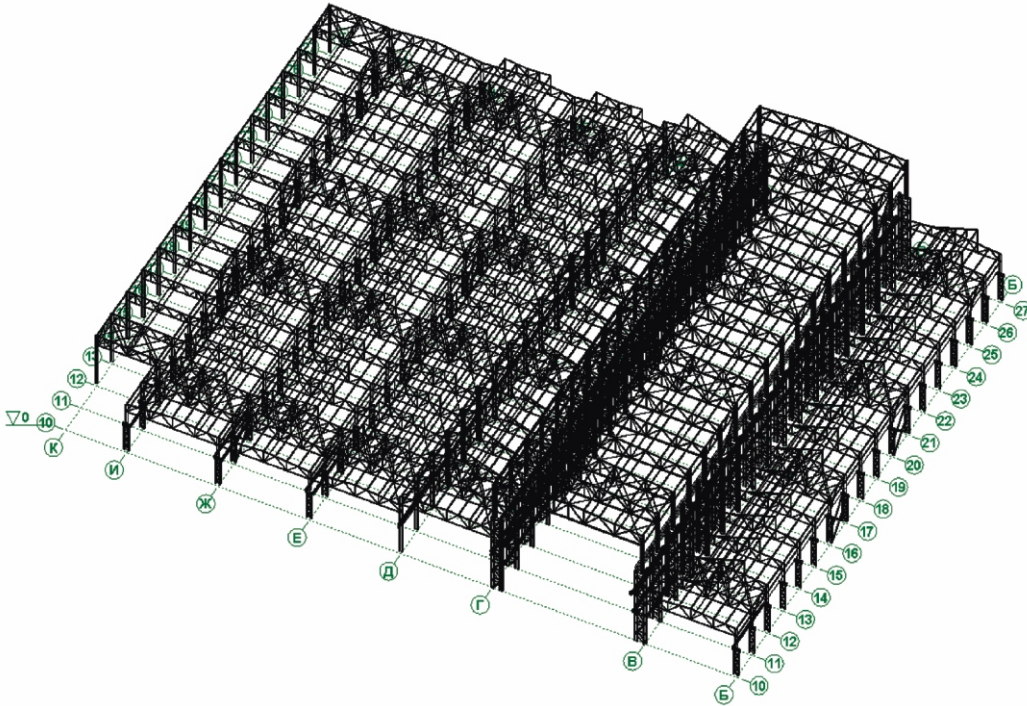
По ширине здания расположено шесть пролетов по 18,0 м, четыре пролета высотой до стропильных ферм – 8,7 м, два пролета – в рядах «Б–В» и «Г–Д» – высотой 10,8 м. Пролет «В–Г» имеет размер пролета 30,0 м и высоту до низа стропильных ферм 23,85 м. По длине здание разделено двумя температурными швами – по оси «10» и «27». Наибольшая длина температурного блока равна 108 м. Высота пролета «4–10» до низа стропильных конструкций 25,0 м.

Обычно наиболее ответственными конструкциями в производственных зданиях являются стропильные фермы.

Многие элементы ферм в процессе эксплуатации были усилены в связи с имеющимися повреждениями, выявленными ранее проведенными обследованиями. В настоящее время имеется некоторое количество металлических ферм, имеющих небольшие повреждения и изгибы нижнего пояса. Коррозия металла ферм и связей составляет примерно 10–15 % площади поверхности, глубина коррозии менее 0,5 мм.

Анализируемые стропильные фермы имеют традиционное конструктивное решение. При предыдущих исследованиях разрабатывалось усиление конструкций для уменьшения значительной гибкости отдельных элементов, усиление конструкций, выполненных из бесшовной стали, а также отдельных узловых соединений.

Рис. 3. Расчетная схема цеха



Из основных факторов, существенно влияющих на надежность конструкций покрытия, остались неисследованными:

- фактическая нагрузка с определением действующих усилий по адекватной модели;
- усилия в элементах покрытия от имеющихся и прогнозируемых неравномерных осадок опор с учетом пространственной работы каркаса.

Именно на этих проблемах было сосредоточено основное внимание. Определялся фактический вес покрытия и прогнозировалось его изменение при последующих ремонтах кровли. Была составлена адекватная пространственная расчетная модель температурного отсека каркаса и определены усилия в основных конструкциях.

Основной особенностью обследуемого здания является то, что построено оно на просадочных грунтах значительной мощности. При этом не были устранены просадочные свойства и, по-видимому, неравномерные просадки наблюдаются в течение всего срока эксплуатации.

С помощью тахеометра «Торсон TPS-3003N» были определены имеющиеся осадки.

По имеющимся отклонениям от горизонтальной плоскости выявлены происшедшие осадки фундаментов.

При определении запаса устойчивости системы учитывалось влияние неравномерных осадок.

Для конструкций, имеющих недостаточную несущую способность, разрабатывалось усиление.

Результаты измерения осадок и сравнение их с данными 1985 г. показали, что осадки здания продолжают, но неравномерности их несколько меньше, чем было зафиксировано ранее.

Для оценки изменения усилий в результате происшедших неравномерных деформаций произведен пространственный расчет температурного отсека в осях «10–27» (см. рис. 3).

Нижний пояс ферм. Небольшие сжимающие усилия, возникающие в нижних поясах ферм, компенсируют имеющееся растяжение, и потеря устойчивости крайних элементов нижнего пояса не приводит к обрушению ферм, а напротив – разгружает часть элементов решетки.

Верхний пояс ферм. Многие фермы, в результате неравномерных осадок, в верхнем поясе имеют растягивающие напряжения, что компенсирует имеющееся в нем сжатие, дополнительные сжимающие усилия возникают в не самых нагруженных участках верхнего пояса и не превышают 10 т.

Решетка ферм. В опорных раскосах и сжатых восходящих раскосах в отдельных фермах увеличились сжимающие усилия. Кроме того, в отдельных растянутых элементах решетки возникло сжатие, превышающее имеющееся в них растяжение, что могло привести к потере ими устойчивости.

Колонны и связи по ним. Значительные усилия, возникшие в колоннах, вызваны потерей устойчивости и выходом из плоскости многих связей. Было рекомендовано часть из них замечать или усилить.

В целом, в результате неравномерных деформаций основания в конструкциях ферм, возникли усилия, превышающие несущую способность элементов. Большинство поврежденных элементов были уже усилены на основании проведенных ранее обследований. Таким образом, из неусиленных наиболее ненадежным элементом конструкции является первый восходящий сжатый раскос стропильных ферм. Согласно расчету несущая способность второго восходящего сжатого раскоса также недостаточна ($K_{исп} = 1,24$).

Проделанные расчеты в сочетании с обследованием и анализом документации выявили слабые места в конструкциях. Расчетом по пространственной модели определено, что из-за неравномерных осадок некоторые элементы решетки ферм получили дополнительные сжимающие усилия, из-за которых наблюдался выход из плоскости этих элементов. Ранее эти элементы уже усиливались, но причина их перегруза не была определена.

Аппаратный корпус. Здание, построенное в 1947–1953 гг. по проекту института ПИ-2 (г. Москва), в основном одноэтажное с размерами в плане 216 102 м. Конструктивная система каркасная с пролетами 12, 14, 15 и 18 м и шагом колонн 10 м. Конструкции стальные клепаные, привезенные после войны из Германии. Наружные стены – кирпичные самонесущие. Имеется информация, что здание было построено в Германии в 1916–1918 гг. Вместе с конструкциями была вывезена и проектная документация со статическими расчетами.

Каркас здания состоит в основном из П-образных рам с шарнирами на опорах и трехшарнирными арками. Большая часть конструкций – сплошностенчатые клепаные с переменной высотой сечения стенки.

Подкрановые балки также клепаные. Вертикальные связи по колоннам выполнены в виде сплошностенчатых порталов, прогоны пролетом 10 м – из прокатных швеллеров, причем явно недостаточного сечения. При эксплуатации они получили сверхнормативные вертикальные и горизонтальные прогибы. Значительные деформации произошли также в некоторых порталных связях.

Здание было построено на просадочных грунтах мощностью более 30 м с возможной просадкой около 1 м. При этом не было предусмотрено никаких противопросадочных мероприятий. В результате неравномерных осадок в стенах здания образовались трещины. Имелись также деформации стального каркаса.

В последние годы замедлился подъем уровня подземных вод и не наблюдается изменения раскрытия трещин. Поэтому можно считать, что значительные неравномерные осадки не происходят.

Во время периодически проводимых обследований были предложены и отчасти выполнены усиления конструкций.

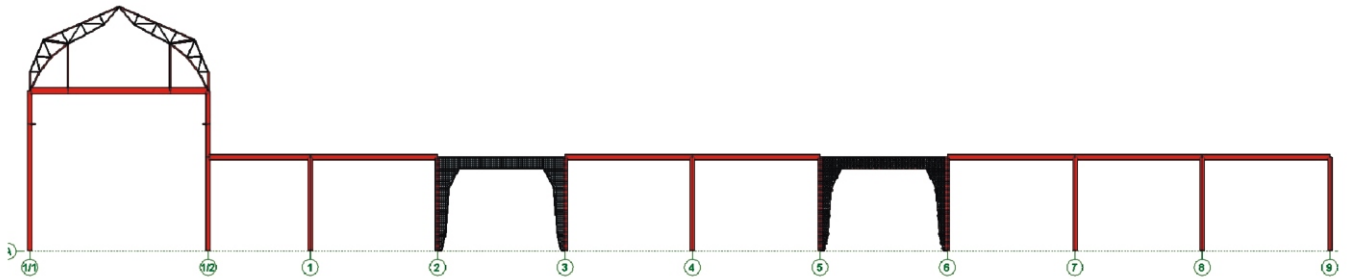
Наиболее подробно обследования выполнялись институтами проекстальконструкции, в которых проводились прочностные расчеты основных несущих конструкций. Многие организации выполняли обследования в основном только визуально, без статических расчетов и, соответственно, без оценки надежности.

В процессе обследования были определены характеристики стали.

По данным механических испытаний, сталь может быть приравнена к стали марки Ст. 3 группы «А». Высокое содержание серы и фосфора приближает ее к «кипящей» бессемеровской стали марки БстО по ГОСТу 380-60.

Проектный институт № 2 (г. Москва) при составлении проекта реконструкции принял для металла допускаемое напряжение 1200 кгс/см^2 без учета дополнительных нагрузок и 1400 кгс/см^2 – с учетом последних. Примерно такие же допускаемые напряжения принимались при проектировании стальных конструкций в 1916 г. Нами же при расчете по методу предельных состояний значение расчетного сопротивления R было принято 1900 кг/см^2 .

Был выполнен статический расчет продольной рамы с целью оценки несущей способности порталных связей при восприятии нагрузок от ветра с грузовой ширины 30 м (шаг расположения порталных связей) и от фактически замеченных осадок фундаментов. Расчетом установлено, что количество порталных связей достаточно для восприятия ветровой нагрузки. Показано, что смещение элементов связей из плоскости обусловлено неравномерными осадками фундаментов. Выполненный расчет с учетом фактической геометрии связей показал, что этими связями обеспечивается устойчивость


Рис. 4. Расчетная схема поперечной рамы

каркаса. Ремонт и дополнительная установка связей, как рекомендовали при ранее выполненных обследованиях, не требуется.

Также был выполнен расчет рамы длиной 216 м в поперечном направлении (рис. 4). При такой значительной длине в конструкциях возникают усилия от перепада температуры. Поэтому дополнительно в расчете были учтены усилия от перепада температуры $\pm 30^\circ \text{C}$. В результате напряжения в конструкциях не превысили допустимых.

При обследовании было обнаружено, что прогоны кровли имеют прогибы в вертикальной плоскости, в отдельных местах превышающие допустимые. Эти повреждения отмечали и другие организации, занимающиеся обследованием ранее. Так, например, проектным институтом было предложено выполнить усиление прогонов шпренгелем из уголков и гладкой арматуры.

В пояснительной записке ПИ № 2 отмечено, что прогоны покрытия выполнены как балки Гербера. Это статически определенные конструкции с шарнирами в пролете. Фактически часть прогонов выполнена однопролетными разрезными по проекту местной проектной организации.

Выполненные нами расчеты прогонов показали, что их несущая способность недостаточна. Необходимо установить распорки для повышения их устойчивости, а для улучшения прочностных характеристик выполнить их усиление, в зависимости от нагрузки на прогоны либо шпренгелем, либо подведением дополнительного прогона.

Выводы. При оценке технического состояния стальных конструкций производственных зданий целесообразно выполнять их многократное обследование одной и той же организацией, что позволит вести длительное наблюдение и подробнее анализировать имеющиеся деформации.

При этом для качественного выполнения обследований необходимо сопоставлять выявленные ранее дефекты с проявившимися на момент обследования. Расчет по адекватной модели следует выполнять согласно действующим нормативным документам, используя современное оснащение.

При выявлении повреждений необходимо разработать эффективные усиления (надежные, осуществимые и экономичные), а также рекомендации по надежной эксплуатации объекта, обеспечивающие его длительную надежность.

[1] Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций (ННТУ 121-55), Москва, 1955.

[2] *H. Pasternak, H-U. Hoch, D. Füg* «Stahltragwerke im Industriebau» Ernst&Sohn, S. 304.

[3] *Milan Vašek* «Havarie, poruchy a rekonstrukce». Grada, 2011. – 191 p.

[4] *Перельмутер А.В., Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А.* Вычислительный комплекс SCAD. – М.: SCAD SOFT, 2007. – 609 с.

CYCLE AND FOOT BRIDGE OVER THE RIVER MORAVA BETWEEN SLOVAKIA AND AUSTRIA

This type of construction is the first one over the border river name Morava, which connects two neighbours' states. Statement to build a new cycle and foot bridge in this area was conclusion of regional co-operation of Slovak and Austria states from the year 2006. The bridge is connecting the existing cycle road in the part of town named Devinska Nova Ves (Slovakia) and the part with historic mansion in the village named Schlosshof on the Austrian side.

Розглядається конструкція нового пішохідно-велосипедного моста через р. Морава, що з'єднує дві сусідні держави – Словаччину та Австрію згідно з рішеннями 2006 р., що стосуються регіонального співробітництва між цими державами. Міст з'єднує наявну велосипедну доріжку в районі м. Девінська Нова Вес (Devinska Nova Ves), Словаччина, і село Шлосгоф (Schlosshof), з австрійської сторони, де розташований маєток історичного значення.

Keywords: cycle and foot bridge, inclined tension bars, stiffening girder, pylons, orthotropic bridge deck.

1. INTRODUCTION

During the Austrian – Hungary monarchy Moravian field and Slovakia was connected with 24 bridges. In 1990 after the fall of the Iron curtain there were none of them. And to this date, only one bridge was built that is connecting Moravsky Svätý Jan in Slovakia and Hohenau in Austria. In March 2010, representatives of Bratislava region and Lower Austria decided to build a new bridge for cyclists and pedestrians between Devinska Nova Ves and Schlosshof.

Cycle-bridge will be built in a historical route. The total length of the bridge is 525,0 meters, width is 4,0 m. The height of the bridge above the river Morava will allow safe navigation of ships on the river. On 25 September 2011 was officially laid cornerstone of the bridge.

Author of the architectural design of the bridge is Ing. arch. M. Beľaček. Prof. Z. Ago cs, Ing. M. Vanko and Ing. A. Paľfi are the authors of the structural design and also of the documentation for realization of the steel structure. On preparing of the documentation also cooperated Ing. Jan Palkovič, Ing. Jan Ivančík and Ing. Csaba Nemeth. Construction contractor is association Cycle-bridge INGSTEEL&Doprastav; leading participant of the association is Ingsteel, Ltd.

2. DESCRIPTION OF THE STRUCTURE OF THE BRIDGE

When choosing the shape of the bridge that connects the two neighbouring states in the vicinity of capital cities (Bratislava and Vienna), it is difficult to decide what type of bridge to build. The fact that the bridge is built over the inundation area of protected lowland forests played important role during the process of designing of the bridge.

The route from the end supports of the cycle-bridge towards Devinska Nova Ves continues on embankment and is connected to the commu-



Zoltan Ago cs
Advisor to the CEO, Ingsteel, ltd.,
Bratislava, Slovakia



Anton Beza k
Director general of Ingsteel, ltd.,
Ingsteel, ltd., Bratislava, Slovakia



Marcel Vanko
Structural engineer, Ingsteel, ltd.,
Bratislava, Slovakia

nication on the street Na myte. The route towards Schlosshof continues to an already renewed vaulted stone bridge and to the embankment. Works on foundations has begun on November 2011.

The superstructure consists of three parts:

- three span triangular lattice continuous girder with spans 30,0 + 120,0 + 30,0 m over the river flow,
- bridge over the inundation area on the Slovak side. Distance between vertical supports is 8 30,0 = 240,0 m,
- bridge over the inundation area on the Austrian side. Distance between vertical supports is 3 30,0 + 15,0 = 105,0 m.

The bridge has 5 dilatation parts. In respect to layout of bicycle tracks on the bridge the width

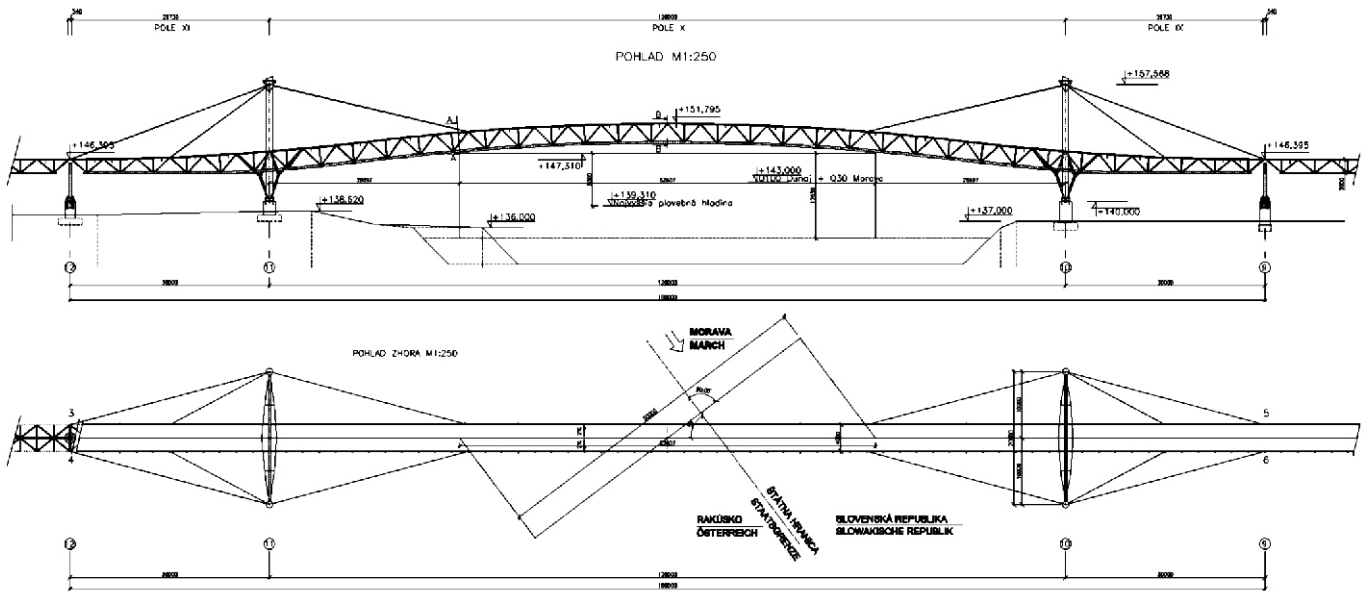


Fig. 1. The scheme of the structure over the flow of the river Morava

of the bridge is constant – 4,0 m. The width of the orthotropic steel deck is equal to the width of the road. The deck has roof shape with a transverse gradient of 2 % from the longitudinal axis of the bridge to the edges. Vertical alignment of the bridge is defined in the axis of the bridge at the top of the road.

The bridge has welded steel structure with welded assembly joints.

2.1. The bridge over the Morava River

This bridge is a suspended symmetrical three span independent dilatation unit with spans 30,0 + 120,0 + 30,0 = 180,0 m. Stiffening girder has triangular shape and is made of tubes. It has orthotropic deck. Theoretical height of the stiffening girder is variable; changing from 2,0 to 2,8 m. In the middle of the main span, the height is constant 2,8 m (Fig. 1).

In the middle span the stiffening girder has shape of a circular arch with radius of curvature 376,350 m.

The deck (Fig. 2) is orthotropic with same skeleton along the length, which is composed of following components:

- bridge deck plate,
- cross beams over the end supports,
- cross beams in the location where the hangers M100 are connected to the beam and in place where the beam is connected to branch of tree support,

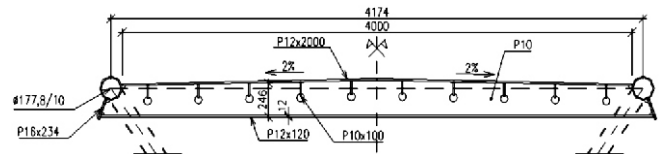


Fig. 2. Orthotropic deck – intermediate cross beam

- intermediate cross beams,
- longitudinal stiffeners.

End cross beams of the main span at the supports P9 and P12 have a walls with variable height with a thickness of 16 mm. Lower flange P25 200 is enlarged in place where the cross beam is connected to the supports. These cross beams are hinged to the steel columns via centring pad. The tensile reaction is transmitted to the supports with 4 screws M30 10.09.

Cross beams in the location where the hangers M100 are connected to the beam and in area where the beam is connected to branch of tree support have variable wall height with a thickness of 16–20 mm. Flange is made of the plate P25 200.

Intermediate cross beams are of variable height wall (according to transverse gradient of the deck) with a thickness of 10 mm. Flange is straight; made of plate P12 120. The lower flange is to the upper chord connected by a vertical plate P16. Intermediate cross beams in area of connection of diagonals to the upper chord are placed between the diagonals. In areas where are the verticals the wall of the

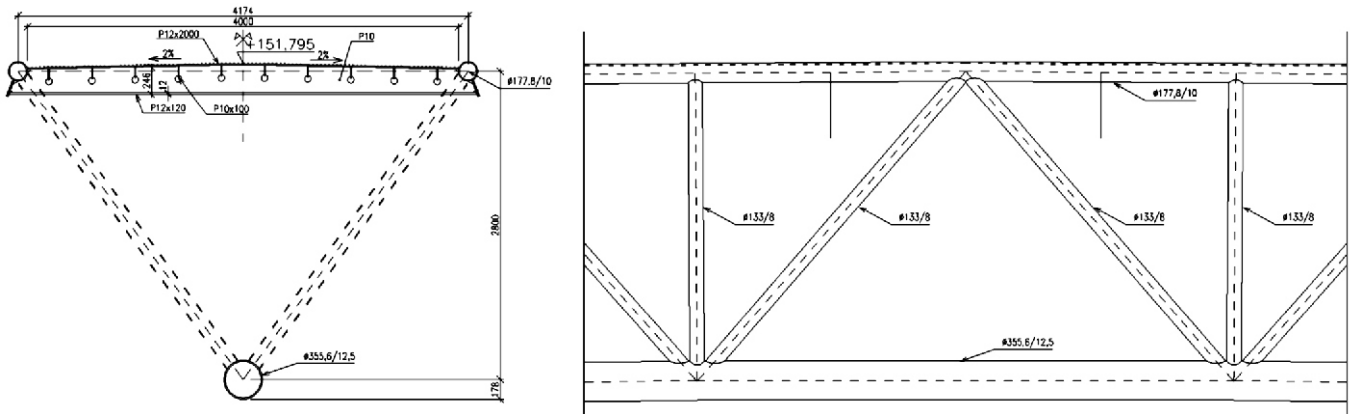


Fig. 3. Triangular tubular stiffening girder

cross beam passes through a hole burned in these verticals and is terminated with radial direction sheet P16.

Mutual distance between cross beams is 2,5 m. Cross beams are connected to the deck by fillet welds. The bottom flange of the cross beam is also connected to the wall by fillet welds. In areas where the cross beam is directly loaded by reactions of the bearings are fillet welds replaced with butt welds.

Longitudinal stiffeners of the bridge deck are opened; made of plate P10 100. They are placed in mutual axial distance 400 mm. They pass through the burned holes in the walls of the cross beams without interruption. They are welded to the deck by a fillet welds.

Construction of the bridge deck interacts with the upper of the girder chords. Thus formed triangular cross-section is rigid in torsion.

Triangular stiffening girder (Fig. 3) with variable height from 2,0 to 2,80 m consists of a tube chords and of tube diagonals and verticals. Axial distance between the upper chords is 4174 mm and it is constant along the entire length of the bridge. The upper chords have a constant outer diameter of 177,8 mm and variable wall thickness are 10 and 20 mm. The lower chord also has a constant outer diameter of 355,6 mm. The wall thickness is 12,5 or 20 mm. Diagonals and verticals have an outer diameter of 133 mm. The wall thickness of verticals is uniform 8 mm. Diagonals have wall thicknesses 8, 10 and 16 mm.

Pylons (Fig. 4) of the bridge are designed as rectangular two hinge frames. Columns of the pylons are fixed to the substructure. Cross-frame beam is hinged to the heads of the pylons.

The columns are of large diameter tubes 914 12,5 mm. They are 10,0 m away from the

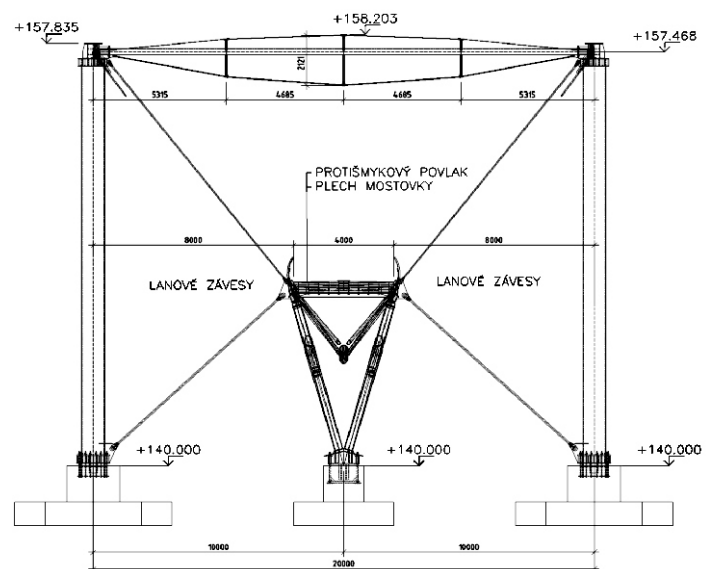


Fig. 4. Pylon and transverse braces of the bridge

longitudinal axis of the bridge, so the frame span is 20,0 m. Anchoring of the pylon (Fig. 5) is radial, with 16 anchoring bolts M36 made of steel S355. Pylon shaft is welded to the ring-shaped baseplate with a thickness of 30 mm. 300 mm above the baseplate is a circular ring of steel P30 welded to the shaft of the pylon. Shaft between the baseplate, ring and anchoring bolts is reinforced by vertical stiffeners of plate P16. Effects of horizontal loads in place fix connection is transferred into the concrete base with skid of «I» shape. In the direction of the transverse axis of the pylons there are welded plates for transverse braces.

Detail of the head of the pylon is drawn on the picture no. 6. Besides the cross-frame beam the suspenders and transverse braces are also connected to the head of pylons.

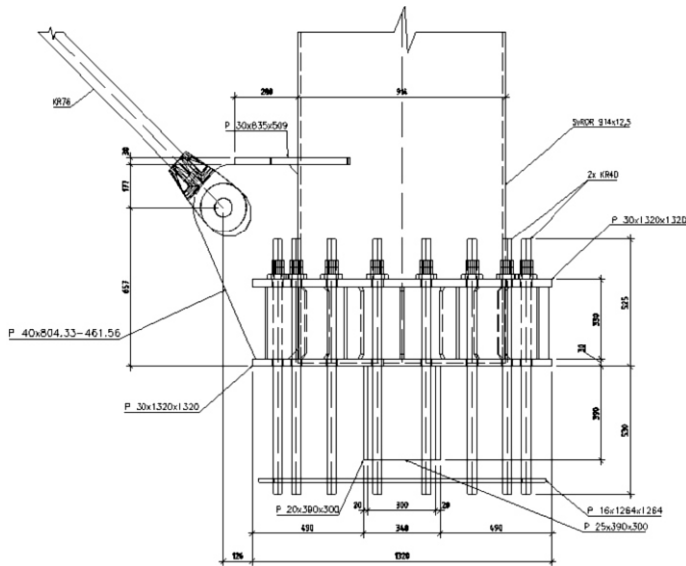


Fig. 5. Anchoring of the pylon – proposal and realization

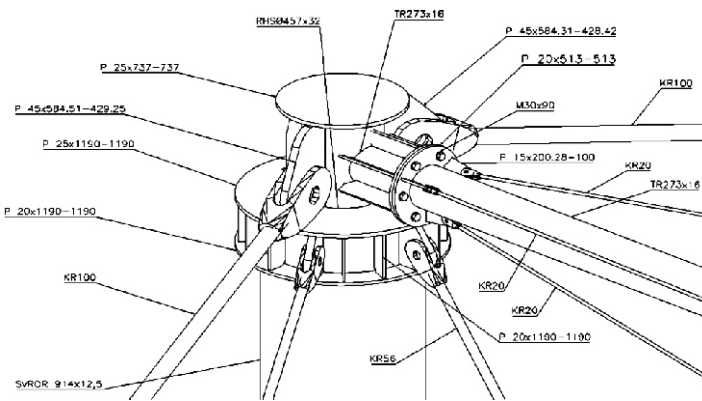


Fig. 6. Head of the pylon

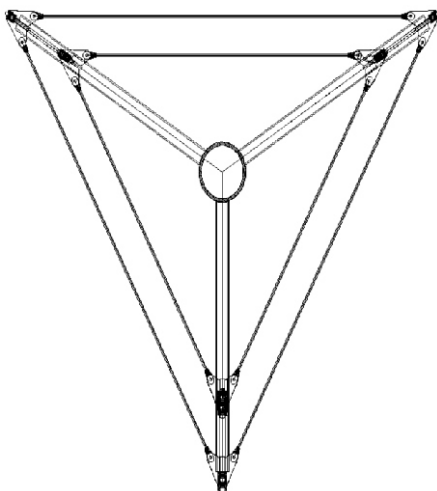


Fig. 7. Cross-frame beam – spatial beam string structure

Suspenders are connected to the plates with pins. Cross-frame beam (Fig. 7) with overall length of 18740 mm is proposed as spatial beam string

structure with central tube and is connected to the head of the pylon via short tube.

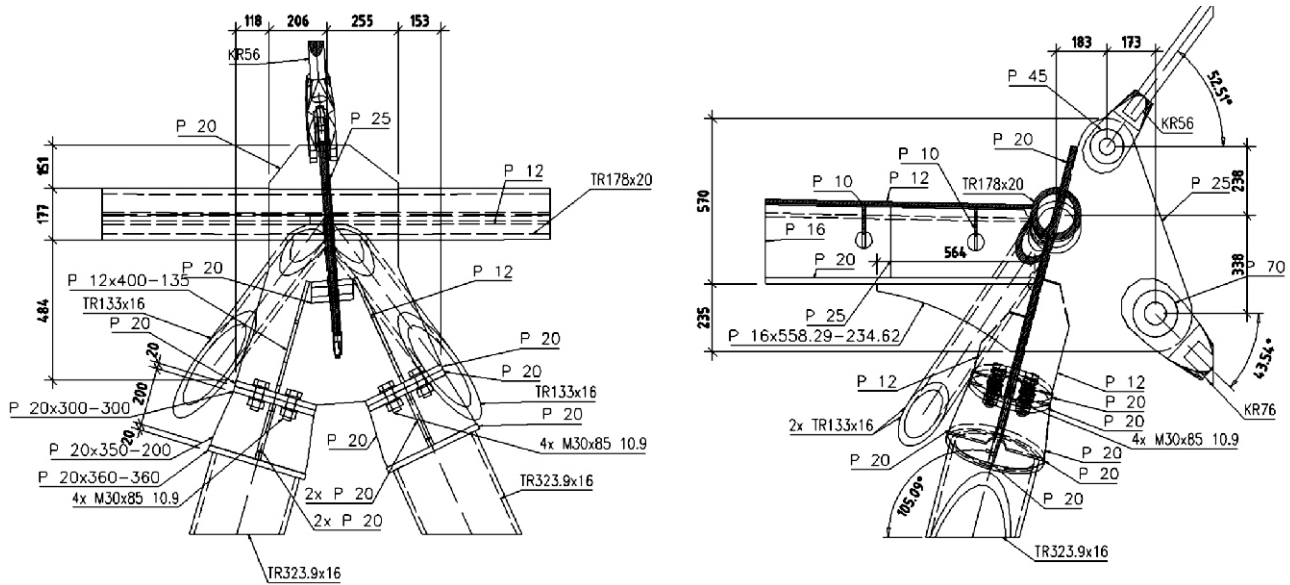


Fig. 10. Detail of the connection between the stiffening girder and branch of tree support in location of transverse bracing

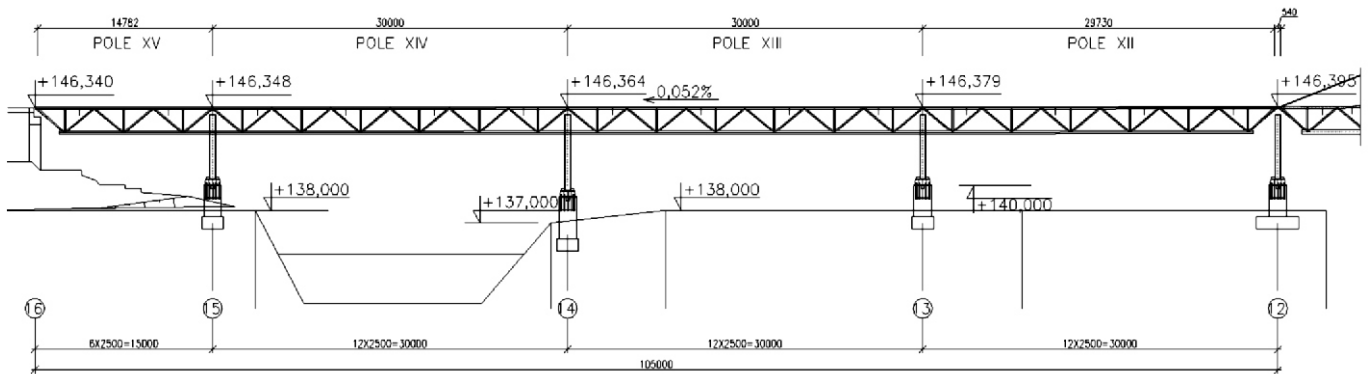


Fig. 11a. Scheme of the bridge on Austrian side

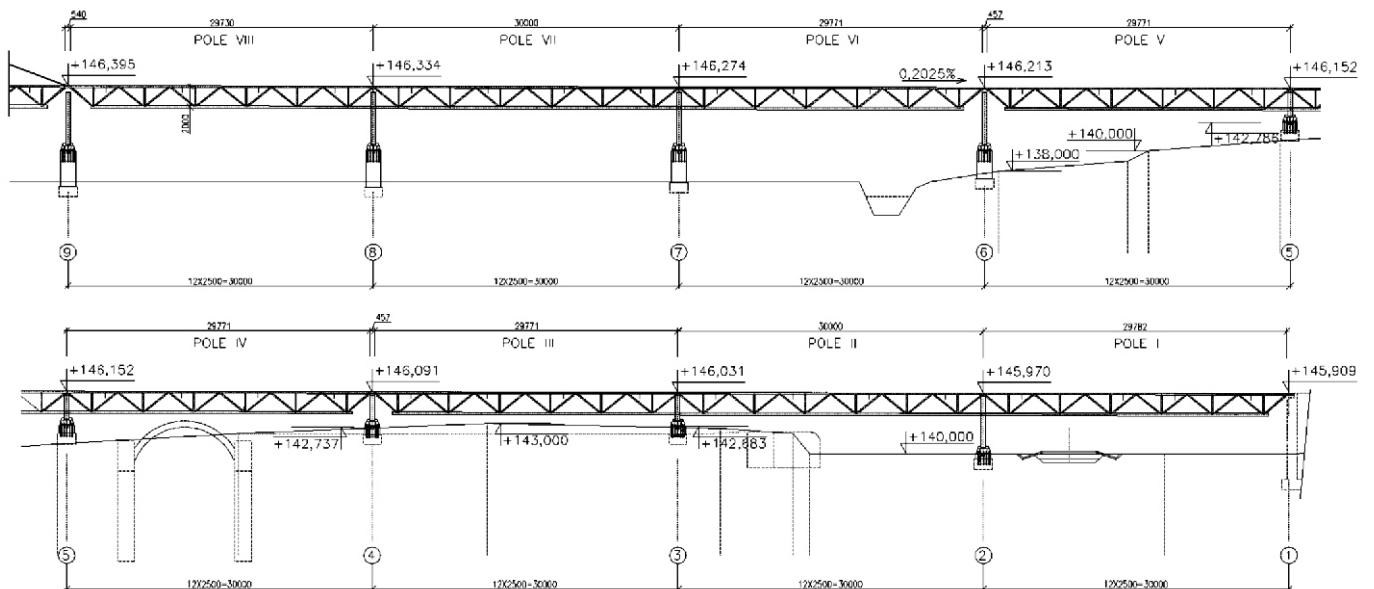


Fig. 11b. Scheme of the bridge on Slovak side



Fig. 12. Basic static test



Fig. 13. View on steel structure



Fig. 14. View on finished bridge

system. These supports are hinged in the longitudinal direction of the bridge and in the transverse direction they are fixed. All rods of branch of tree system are made of tubes $\varnothing 323,9 \times 16$ mm. In place of connection to the substructure are columns of the supports welded to the upper plate of the anchoring core. The upper plate has roof shape and thickness is 25 mm. The central tube of the core is of $\varnothing 660 \times 25$. The thickness of the baseplate is 30 mm. On the bottom of the baseplate is welded a strong double-walled indent skid with dimensions 400 x 480 mm which is transferring mainly horizontal reactions in the longitudinal direction. The support is anchored by four anchor bolts M56 which are made of steel S355.

The space between the upper and lower baseplate is reinforced by vertical stiffeners. Stiffening girder is hinged connected to the head of branch of tree supports in the nodes of lattice structure. Mutual connection is secured with screws (Fig. 10).

2.2. Bridges over the inundation areas

The superstructure of the bridge on the Austrian side (Fig. 11. a) consists of a continuous three-span truss beam with spans of $3 \times 30,0 + 15,0 = 105,0$ m. Theoretical height of the stiffening girder is constant; 2,0 m. Deck width is 4,0 m.

Construction of the bridge deck and the road of inundation bridges are identical to the solution of the bridge over the river flows.

Upper chords of triangular stiffening girder are made of tubes $\varnothing 177,8 \times 10$. The lower chord has a constant outer diameter. It is made of tubes $\varnothing 273 \times 10$ and in location of the intermediate supports are tubes $\varnothing 273 \times 12,5$. Diagonals are made of tubes $\varnothing 133 \times 8$ and in location of the intermediate supports of tubes $\varnothing 133 \times 10$. The verticals are made of the tubes $\varnothing 133 \times 8$.

The superstructure on Slovak side consists of three separate dilatation units (Fig. 11b). It consists of a triangular continuous truss girder with spans of dilatation units $3 \times 30,0 + 2 \times 30,0 + 3 \times 30,0 = 240,0$ m. Theoretical height of the stiffening girder is cons-

tant; 2,0 m. Deck width is 4,0 m. Dimensions of the rods of the stiffening truss girder are of the same size as on the inundation bridge on Austrian side. Steel supports of the stiffening girder have also in the transverse direction shape of the letter «V». They are made of tubes $\varnothing 457 \times 22,2$. These supports are fixed in both directions into reinforced concrete foundation structures. In place of connection are welded to the inclined plate of P25 of steel anchoring core. Baseplate of the core is 40 mm thick. Central part of the core is a short tube $\varnothing 660 \times 25$ mm. The space between the upper and lower baseplate is reinforced by stiffeners P16. Horizontal reactions are transferred into the concrete base with skid of «I» shape with a height of 342 mm. Columns are anchored with radial arranged bolts 12 M42 which are made of steel S355.

3. CONCLUSION. The structure is mainly made of steel S355K2+N. Less-stressed structural elements are made of steel S355J2. Handrails shall be made of steel S235JR. Hangers are from the construction company Macalloy made of steel S460. The total utilization of steel for structure is a 553 t.

Reliability of the bridge structure was verified by basic static (fig. 12) and dynamic tests. Based on the results of dynamic tests were in the middle of the bridge main span installed vibration dampers.

Works on steel structure has started on January 2012. All works were finished on June 2012 View on the finished bridge is on last pictures.

- [1] Ago cs Z., Vanko M, Pa lfi A., Document for the realization of the construction of the Cycle bridge D. N. Ves – Schlosshof., Ingsteel, September 2011
- [2] Ago cs Z., Vanko M, Pa lfi A., Ocel ova konštrukcia cyklomosta Devinska Nova Ves – Schlosshof (Steel structure of the Cycle Bridge Devinska Nova Ves – Schlosshof), Konstrukce 5/12 (2012) pp. 23–29.
- [3] Ago cs Z., Beza k A., Vanko M, Pa lfi A., Cycle and Foot Bridge over the River Morava between Slovakia and Austria, Proceedings of the IASS symposium 2013 (in print)

Надійшла 02.09.2013 р.

ОСОБЕННОСТИ ТРЕБОВАНИЙ К КАЧЕСТВУ СТАЛИ ДЛЯ КОЖУХОВ ДОМЕННЫХ ПЕЧЕЙ С УЧЕТОМ ТЕРМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ПРОЦЕССА

В процессе эксплуатации доменных печей огнеупорная футеровка и кожухи подвергаются повышенным длительным или кратковременным температурным воздействиям, связанным с протекающими в них технологическими процессами и нередко превышающими по величине их штатные значения.

Ситуация осложняется износом или разрушением огнеупорной футеровки, происходящими в течение эксплуатации, в связи с чем возникает реальная угроза перегрева кожуха, что усугубляется имеющими место нарушениями в работе системы охлаждения.

И если температурные воздействия на футеровку приводят к увеличению механических нагрузок на кожух печи, то перегрев последнего вызывает изменения и деградацию физико-механических свойств его материала.

Проблема формализации воздействия температуры осложняется нестабильностью ее распределения внутри печи, зависящего от многих технологических факторов, в т.ч. от качества шихтовых материалов, движения газовых потоков, количества и температуры дутья, технологического режима и др. Так, при периферийном ходе газов температура кладки футеровки и, соответственно, кожуха увеличивается.

Область, в которой отмечаются наиболее высокие нагрузки, зависит также от типа печи, особенностей ее загрузки, ведения технологического процесса и пр.

Картина температур по высоте внутри доменной печи показана на рис. 1 [10], из которого видно весьма сложное, изменяющееся в процессе эксплуатации печи, поле распределения изотерм. Наибольшая температура обычно отмечается в районе фурменной зоны, где циркулируют газы, нагретые, примерно, до 2300 °С. В зоне, расположенной ниже, наблюдается температура 1400–1500 °С, вызванная опускающимися продуктами плавки и раскаленной шихтой.

Достаточно высоким воздействиям от перепадов температур подвергаются распар и нижняя часть шахты, а также горн, где про-



А.Е. Любин
генеральный директор корпорации
«Промстальконструкция»,
к.т.н.

исходит горение топлива со значительным изменением температуры по радиусу горна на уровне фурменных приборов. Так, если температура вблизи торца фурмы составляет 1650–1700 °С, то в фокусе горения она повышается до 1850–2300 °С [3].

Проведенные измерения температуры горячей поверхности футеровки показали ее резкие перепады: только в течение нескольких минут температура изменялась от 150 до 1000 °С и более. Максимальные перепады температуры были отмечены в нижней части шахты.

Многолетние исследования этой проблемы позволили также установить средние параметры температурных полей и их распределение по высоте и поперечному сечению печи.

Изменение температуры как материалов, так и газов по высоте печи, вызываемое теплопередачей от движущихся вверх газов к опускающимся вниз материалам, происходит неравномерно по высоте и в радиальном направлении. В нижней части печи при температуре выше 1400–1500 °С теплообмен между газами и материалами наиболее интенсивен. В этой зоне тепло расходуется не только на нагрев материалов, но и на процессы, происходящие с поглощением тепла, но без изменения температуры материалов (расплавление шихты, прямое восстановление элементов). В результате в этой области происходит резкое падение температуры газов и материалов, достигающее 500 °С. В верхней части печи теплообмен между газами и шихтой снова усиливается, что связано с загрузкой в печь холодных материалов.

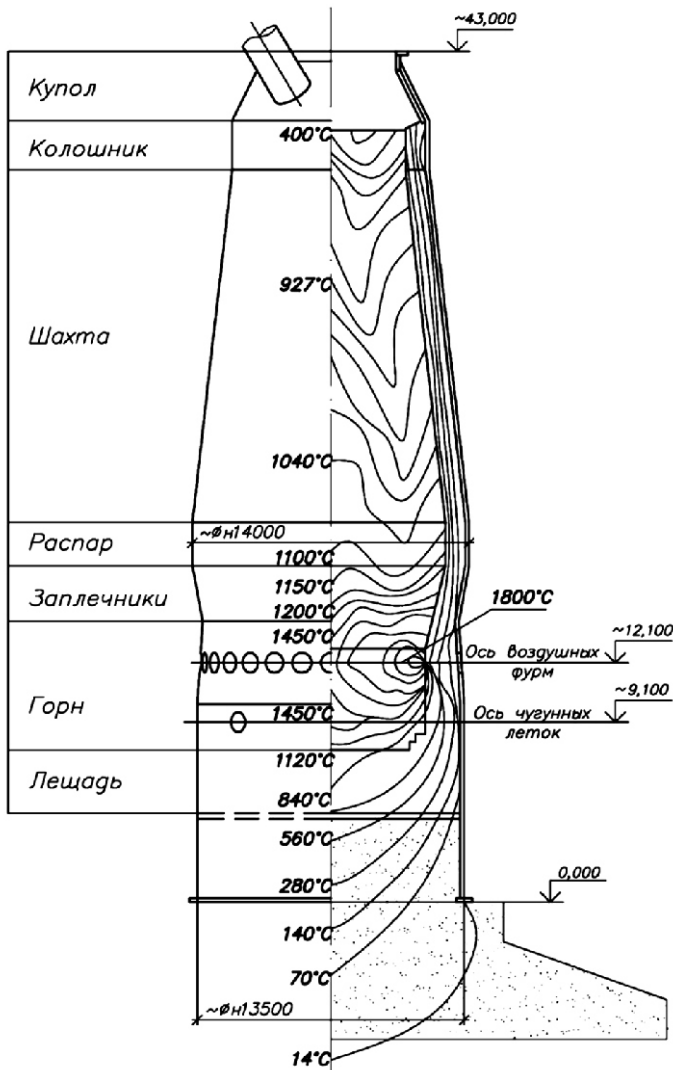


Рис. 1. Распределение температур по высоте доменной печи

Температура отходящих из печи колошниковых газов составляет 150–400 °С, но в отдельных случаях, при нарушениях технологического процесса, может достигать 450–600 °С, что опасно с точки зрения возможного перегрева кожуха купола и колошника печи.

Изменение температуры по сечению печи определяется качеством шихтовых материалов и их распределением на колошнике. При нормальной работе печи максимальная температура возникает у оси печи, а у ее стен она несколько ниже и изменение температуры описывается плавной кривой. При нарушениях в распределении материалов и газов изменяется и характер распределения температур по сечению печи. Такая взаимосвязь между параметрами технологического процесса и температурными полями внутри печи затрудняет формализацию их учета при оценке прочности и надежности конструкций.

Следует также отметить, что температурные воздействия, кроме того, вызывают рост кожухов агрегатов по вертикали. Так, исследования показали неравномерный по периметру рост кожуха доменной печи до 4–5 мм, наблюдаемый на 6–8-е сутки при установившемся режиме, что свидетельствует о неравномерности его нагрева [11].

Воздействие в процессе эксплуатации высоких температур, кроме создания механических нагрузок на кожух, оказывает значительное влияние на свойства его материала, снижая его надежность и долговечность.

Как основные следствия таких воздействий следует отметить:

- изменение физико-механических характеристик стали при нагревании;
- появление при локальных внезапных нагревах (тепловых ударах) тепловых пятен, в которых возникают усилия, резко меняющие характер местного и общего напряженного состояния;
- температурные деформации элементов конструкции при нагреве, вызывающие дополнительные усилия;
- в материале кожуха развиваются процессы охрупчивания, которые повышают риск хрупкого разрушения.

Учитывая это, особого внимания требует выбор стали для кожуха доменной печи, которая, воспринимая отмеченные воздействия,

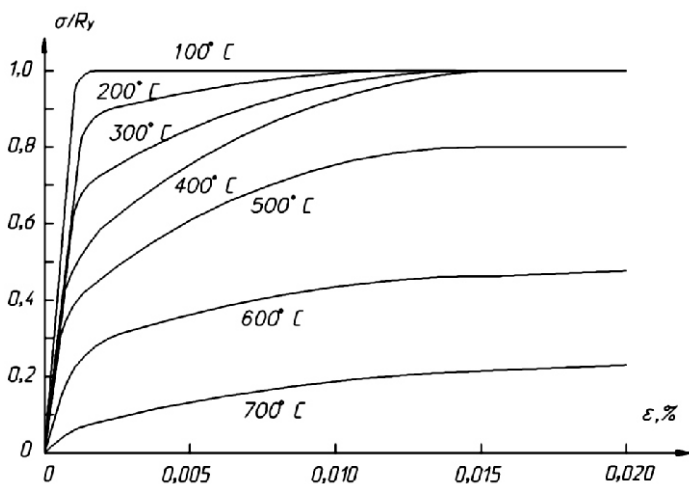


Рис. 2. Изменение свойств конструкционной стали при увеличении температуры

должна обеспечивать его прочность и долговечность при воздействии повышенной t° . Целесообразно проследить характер поведения традиционно применяемых сталей и изменения их физико-механических свойств при нагреве.

Хотя не все применяемые стали ведут себя одинаково при повышенных температурах, однако общим для них является заметное снижение механических характеристик при нагревании. На рис. 2 [7] приведены графики зависимости напряжения–деформации обычной конструкционной стали при нагреве, показывающие, что нагрев до температуры 400 °С и далее приводит к уменьшению несущей способности в два раза и более до полной ее потери.

При повышении температуры до 150–200 °С значения предела текучести R_y и временного сопротивления $R_{ин}$ практически не меняются. Падение механических характеристик начинается за пределом температуры 200 °С, с которой значение предела текучести R_y начинает снижаться. Для малоуглеродистых сталей, при этом, характерно некоторое повышение предела текучести R_y и временного сопротивления $R_{ин}$ с достижением максимума при 200–300 °С и резким понижением при дальнейшем росте температуры. При температуре более 400–500 °С эти показатели резко падают.

При повышении температуры до 550 °С значение предела текучести R_y снижается на 55 %, а значение модуля упругости E – на 25 %. В то же время коэффициент линейного расширения увеличивается. При этом произведение величин коэффициента линейного расширения и модуля упругости остается неизменным.

При температуре 600 °С значения пределов текучести R_y и временного сопротивления $R_{ин}$ практически близки к нулю.

В таблице 1 приведены значения модуля упругости E и коэффициента линейного расширения при разных температурах нагрева малоуглеродистой стали [8].

Характерно, что величина модуля упругости стали при воздействии высокой температуры меняется не только с ее повышением, но и с ростом действующих в конструкции напряжений (рис. 3) [10].

В диапазоне температур до 200 °С резко ухудшаются показатели относительного удлинения стали, что свидетельствует о снижении ее пластических свойств. Так, при нагреве до 200 °С

относительное удлинение снижается на 50 % и в дальнейшем, с повышением температуры, увеличивается в среднем на 25 % на каждые 100 °С. Сталь при температурах 220–300 °С становится хрупкой, «синеломкой».

Таблица 1

Значения модуля упругости E и коэффициента линейного расширения малоуглеродистой стали при ее нагреве

Температура, °С	Модуль упругости E , кПа	Коэффициент линейного расширения, α , м/(м °С)
20	2,05 $\cdot 10^4$	1,18 $\cdot 10^{-5}$
75	1,99 $\cdot 10^4$	1,20 $\cdot 10^{-5}$
100	1,975 $\cdot 10^4$	1,22 $\cdot 10^{-5}$
125	1,95 $\cdot 10^4$	1,24 $\cdot 10^{-5}$
150	1,93 $\cdot 10^4$	1,25 $\cdot 10^{-5}$
175	1,915 $\cdot 10^4$	1,27 $\cdot 10^{-5}$
200	1,875 $\cdot 10^4$	1,28 $\cdot 10^{-5}$
225	1,847 $\cdot 10^4$	1,30 $\cdot 10^{-5}$
250	1,82 $\cdot 10^4$	1,31 $\cdot 10^{-5}$
275	1,79 $\cdot 10^4$	1,32 $\cdot 10^{-5}$
300	1,755 $\cdot 10^4$	1,34 $\cdot 10^{-5}$
325	1,727 $\cdot 10^4$	1,35 $\cdot 10^{-5}$
350	1,695 $\cdot 10^4$	1,36 $\cdot 10^{-5}$
375	1,665 $\cdot 10^4$	1,37 $\cdot 10^{-5}$
400	1,63 $\cdot 10^4$	1,38 $\cdot 10^{-5}$
425	1,60 $\cdot 10^4$	1,40 $\cdot 10^{-5}$

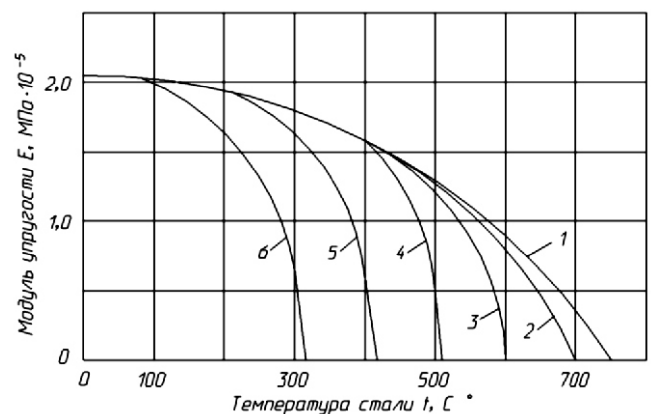


Рис. 3. Модуль упругости малоуглеродистой стали при разных температуре и напряжениях:

1–6 – модули упругости стали при напряжениях соответственно 0; 50; 100; 150; 200; 250 МПа

Зависимость механических свойств малоуглеродистых сталей от температуры, демонстрирующая их падение с повышением температуры, показана на рис. 4. При температуре 600 °С временное сопротивление $R_{ин}$ становится близким к нулю, т.е. несущая способность стали в конструкциях исчерпывается [6].

Для численной оценки значений предела текучести при повышении температуры некоторые зарубежные нормы предлагают применять понижающие коэффициенты, величина которых зависит от температуры нагрева металла. Одно из таких предложений приведено в таблице 2.

Таблица 2

Коэффициенты понижения значений предела текучести R_y малоуглеродистой стали при ее нагреве

Температура металла, °С	Коэффициент
0–200	1
250	0,75
300	0,67
350	0,60
400	0,50

Другие источники рекомендуют конкретные показатели прочности стали при повышенных температурах, значения которых для некоторых марок стали приведены в таблице 3.

Таблица 3

Значения расчетного сопротивления стали при изменении температуры

№ п/п	Температура, °С	Расчетное сопротивление, МПа			
		Марка стали			
		ВСтЗкп	ВСтЗсп/пс	О9Г2С	10Г2С1
1	20	200	210	290	290
2	200	170	180	230	240
3	250	150	150	220	230
4	275	–	150	210	220
5	300	–	140	200	210
6	350	–	–	180	200
7	400	–	–	150	170
8	450	–	–	100	110
9	500	–	–	–	–

Большое влияние температура оказывает на показатель ударной вязкости, который, начиная с температуры 100 °С, постепенно снижается (рис. 5).

Анализируя поведение малоуглеродистых сталей при повышении температуры эксплуатации, можно сделать следующие выводы:

1) предел текучести R_y и временное сопротивление $R_{ин}$ практически сохраняются до температуры примерно 200 °С. При большем нагреве наблюдается снижение прочностных свойств с полной их потерей при температуре около 600 °С;

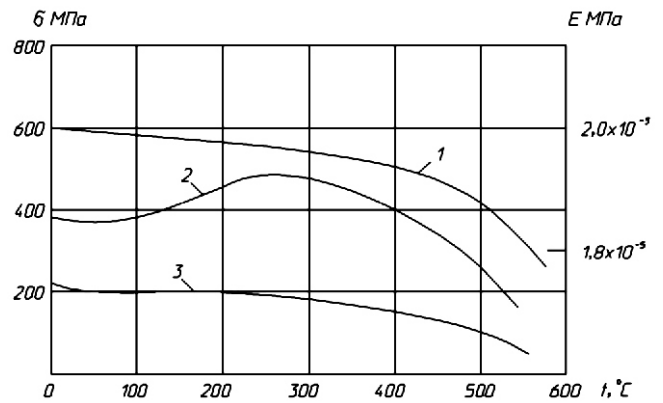


Рис. 4. Зависимость механических свойств малоуглеродистых сталей от температуры:

1 – модуль продольной деформации; 2 – предел прочности; 3 – предел текучести

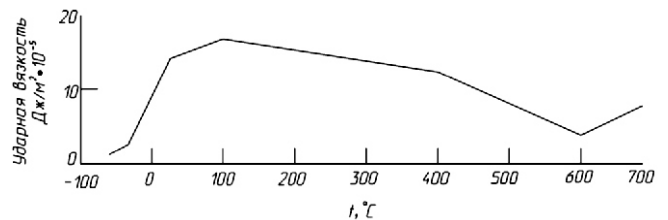


Рис. 5. Зависимость ударной вязкости стали марки ВСтЗ от температуры

2) модуль деформации E уменьшается с повышением температуры;

3) показатели ударной вязкости снижаются при повышении температуры свыше 100 °С;

3) характеристики пластичности (относительное удлинение и сужение перед разрывом) вначале немного уменьшаются, а, начиная с 200–300 °С, резко увеличиваются.

Несколько иначе ведет себя сталь повышенной прочности марки 15ХСНД, которая больше приспособлена для работы при повышенных температурах. Исследования [5] показали, что основной металл и сварные соединения из этой стали при работе в интервале температуры 200–400 °С достаточно хорошо сохраняют свои прочностные и пластические характеристики и могут надежно противостоять эксплуатационному режиму при подобных температурах. Работа стали 15ХСНД в интервале температур 400–600 °С связана с незначительным снижением пределов текучести и прочности. Что касается относительного удлинения и ударной вяз-

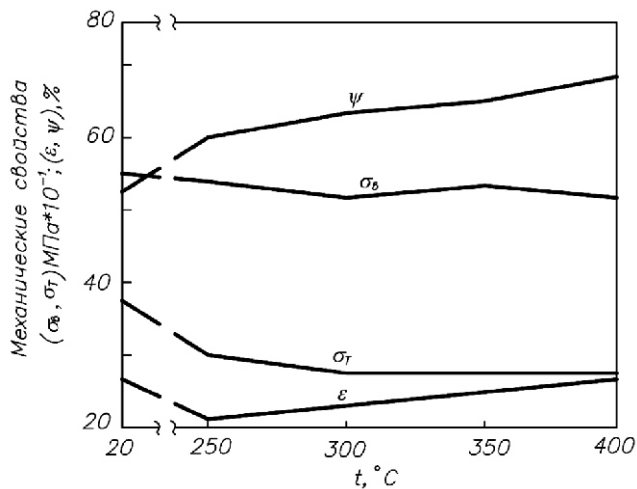


Рис. 6. Зависимость механических свойств стали марки 15XCHD от температуры

кости, то они под влиянием термического воздействия в интервале температур 400–600 °C изменяются мало.

В целом сталь марки 15XCHD характеризуется стабильностью прочностных и пластических показателей в интервале температур 200–400 °C (рис. 6). Аналогично ведет себя в конструкциях при повышенных температурах и сталь марки 10XCHD.

Отмеченные изменения свойств стали являются функцией абсолютных величин температур, воздействующих на конструкцию. Однако существенное влияние оказывает также продолжительность температурного воздействия и особенно его цикличность. При достаточно длительном воздействии температуры возможно появление тепловой ползучести. Оно связано с тем, что в процессе работы металлоконструкций при определенных величинах нагрузки и температуры в них возникают пластические деформации, которые с течением времени оказывают разупрочняющее влияние на сталь.

Проводимые в последние годы исследования показали, что воздействие высоких температур на сталь приводит к изменению ее структуры и повышению предела хладноломкости, вызывая т.н. тепловую хрупкость металла [1], с переходом при температурах 300...500 °C локальных зон металла сварных соединений кожуха в хрупкое состояние и снижением характеристик сопротивления хрупкому трещинообразованию [2].

Наращение деформаций может ограничить работу конструкций. Такие случаи встречаются

при перегревах кожухов шахт доменных печей, после чего часть кожуха, теряя устойчивость, превращается местами в гофрированную оболочку, что приводит к его осадкам, наклону и, соответственно, нарушениям в работе оборудования.

Переменное или внезапное воздействие температуры на конструкцию вызывает возникновение напряжений тепловой усталости, а при внезапных однократных изменениях с высоким градиентом – напряжений теплового удара. При этом резко снижаются пластические свойства стали, что может привести к хрупкому разрушению. Следует иметь в виду, что термическая усталость в отличие от механической характеризуется значительно меньшим числом циклов, относится к категории малоциклового усталости и может быть одной из причин повреждений кожуха и возникновения аварийных ситуаций.

Усталостные разрушения в конструкциях, нагруженных только термическими напряжениями, и в конструкциях, подвергаемых, кроме термического, механическому нагружению, происходят по-разному. Чем выше прочностные характеристики материала, тем меньшее влияние на число циклов изменения температур, приводящих к появлению трещин, оказывает механическая нагрузка.

Кожухи доменных печей в процессе эксплуатации в большинстве случаев подвергаются локальным температурным воздействиям. Перегрев кожуха доменной печи оказывает влияние на повышение максимальных растягивающих напряжений и интенсивности напряжений и нередко приводит к выпучиванию и трещинообразованию [2].

Исследования [4] показали, что локальный перегрев кожуха весьма опасен и вызывает появление сжимающих радиальных добавок к фоновым напряжениям, затухающим по мере удаления от центра теплового пятна. В зоне пятна добавки сжимающие, но за его пределами имеет место смена знака усилий.

Локальные температурные воздействия на кожух могут быть как длительными постоянными (сотни и тысячи часов), так и кратковременными повторяющимися (десятки минут). Имеющиеся данные свидетельствуют о разогреве отдельных зон кожуха до 300...600 °C. При длительных и повторяющихся температурных воздействиях в сварных соединениях кожухов раз-

виваються процеси охрупчівання металла, котрі при наявності двух- або трьохосного напруженого стану підвищують ризик хрупкого руйнування [2].

Аналіз залежності максимальних добошок до фонового напруженого стану от радіуса гарячого пляма показав, що з збільшенням цього радіуса вказані добошки монотонно зростають. При постійних умовах теплообміну більш високим фоновим температурам відповідає менший рівень добошок до фонового напруження.

Рівень температурних добошок до напруження значно падає з збільшенням товщини кожуха. Цей результат відображає особливості локального перегріву, а саме: збільшення товщини призводить до зростання втрат теплової енергії на теплопередачу в тангенціальному напрямку. При цьому, починаючи з певної товщини, інтенсивність зростання стає малою, а добошки до температур і напружень стабілізуються.

Таким чином, небезпека утворення хрупких тріщин в перегретій зоні зростає з збільшенням радіуса гарячого пляма і зменшенням товщини кожуха. При цьому слід мати на увазі, що нижній межу напружень, при ко-


торих поширення тріщини неможливо, становить $(3,5-5,6) \cdot 10^7$ Па, оскільки при цих напруженнях величини вивільнюваної потенціальної енергії недостатньо для поширення тріщини.

Відомі випадки появи тріщин в місцях локальних перегрівів кожухів, особливо при їх циклічному впливі і наступному охолодженні зовнішнім поливом водою. Відзначається також значне вплив термічних напружень, викликаних перепадом температур по товщині металу [9].

З наведеного очевидно, що в процесі тривалої експлуатації кожухів доменних печей деградація службових властивостей матеріалу, пов'язана з впливом високої температури, може призвести до тріщиноутворення, досягненню граничного стану і руйнуванню конструкцій.

Це свідчить про значне вплив термічних впливів на матеріал кожухів доменних печей, їх промислову безпеку і про необхідність застосування для них сталі, забезпечуючої їх міцність і надійність в складних умовах впливу високих температур, що виходять за межі штатних значень.

-
- [1] *Горицкий В.М.* Тепловая хрупкость стали. – М.: Металлургиздат, 2007. – 381 с.
- [2] *Востров В.К.* Трещиностойкость и долговечность кожухов доменных печей и воздухонагревателей // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 11. – С. 40–43.
- [3] *Ефименко Г.Г., Гиммельфарб А.А., Левченко В.Е.* Металлургия чугуна. – К.: Вища школа, 1974. – 486 с.
- [4] *Медведев А.А., Любин А.Е., Шаломов Б.Я.* Исследование состояния кожуха воздухонагревателя в зоне местного перегрева // Проблемы прочности. – 1988. – № 3. – С. 118–119.
- [5] *Мельников Н.П.* Конструктивные формы и методы расчета ядерных реакторов. – М.: Атомиздат, 1972. – 546 с.
- [6] *Металлические конструкции.* / Под общ. ред. Н.С. Стрелюцкого. – М.: Изд-во по стр-ву, 1960. – 776 с.
- [7] *Нагрузки и воздействия на здания и сооружения* / Под общ. ред. А.В. Перельмутера. – К.: Сталь, 2005. – 487 с.
- [8] *Расчет и конструирование трубопроводов.* Справ. пособие / Под ред. Б.В. Зверькова – Л.: Машиностроение, 1979. – 245 с.
- [9] *Сварные строительные конструкции:* Справ. издание // *Лобанов Л.М., Шимановский В.Н., Шимановский А.В. и др.* – В 3-х томах. – Т. 3. – К.: Изд-во «Сталь», 2003. – 680 с.
- [10] *Сорокин Л.А.* Работа конструкций доменных печей. – М.: Металлургия, 1976. – 352 с.
- [11] *Шапиро Г.А.* Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов. – М-Л.: Госстройиздат, 1952. – 285 с.

Надійшла 24.12.2013 р. 

ПОЛІМЕРНО-АБРАЗИВНІ ЩІТКИ ДЛЯ ОЧИЩЕННЯ МЕТАЛОПРОКАТУ

Для очищення металевих поверхонь від лакофарбових покриттів, легкої іржі, а також інших забруднень без видалення основного шару матеріалу застосовують полімерно-абразивні щітки (ПАЩ), які самоочищаються під час роботи. ПАЩ поєднують у собі переваги обробки металевими щітками, фібровим і пелюстковим дисковим інструментом. Принцип роботи ПАЩ полягає в руйнуванні поверхні, яка обробляється, ударною дією абразиву, що закріплений на торці полімерного волокна. Враховуючи, що динамічна жорсткість волокна зростає під впливом відцентрових зусиль зі збільшенням швидкості обертання інструмента, полімерно-абразивні щітки, в основному, виготовляються дискової форми [1, 2].

Величина кінетичної енергії одного абразивного зерна може бути оцінена за формулою

$$E_i = \frac{1}{2} m_i (V_{щ}^2 + V_{п}^2 + 2V_{щ}V_{п} \sin \alpha_{щ}), \quad (1)$$

де m_i – маса одиничного абразивного зерна, кг; $V_{щ}$ – робоча швидкість щітки, м/с; $V_{п}$ – швидкість переміщення щітки вздовж поверхні, яка обробляється, м/с; $\alpha_{щ}$ – кут між віссю волокна і поверхнею, яка обробляється.

Продуктивність обробки полімерно-абразивними щітками пропорційна сумарній енергії ударів, тобто:

$$Q_{щ} = k_{щ} \sum_{i=1}^n E_i = k_{щ} \sum_{i=1}^n \frac{d_3^3 \rho_3}{12} [V_{щ}^2 + V_{п}^2 + 2V_{щ}V_{п} \sin \alpha_{щ}], \quad (2)$$

де $k_{щ}$ – коефіцієнт, що характеризує матеріал, який обробляється; d_3 – діаметр сфери з об'ємом, що дорівнює об'єму одиничного абразивного зерна, м; ρ_3 – щільність абразивного зерна відповідно $3,9 \cdot 10^{-3}$ кг/м³ та $3,2 \cdot 10^{-3}$ кг/м³ для електрокорунду і карбиду кремнію; $\alpha_{щ}$ –

кутова швидкість обертання щітки рад/с; $R_{щ}$ – радіус щітки, м.

Кількість абразивних зерен, що одночасно беруть участь у роботі, можливо визначити за формулою

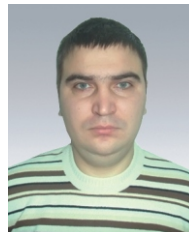
$$n = n_k N_n \frac{l_k}{2 R_{щ}}, \quad (3)$$



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



Л.Є. Пелевін
професор кафедри
«Будівельні машини ім. Ю.О. Ветрова»
Київського національного університету
будівництва і архітектури,
к.т.н., професор



Г.М. Мачишин
аспірант кафедри
«Будівельні машини ім. Ю.О. Ветрова»
Київського національного університету
будівництва і архітектури

де $n_k = \frac{3}{2} \frac{x}{100} \frac{d_b^2}{d_3^2}$ – кількість абразивних зерен,

розташованих на торцевій поверхні волокон;

$N_n = \frac{8K_o(R_{щ} L_b)H_{щ}}{d_b^2}$ – кількість волокон у щітці;

$K_o = \frac{N_n d_b^2}{8(R_{щ} L_b)H_{щ}}$ – відношення сумарної площі

щі поперечного перерізу волокон до площі щітки в місці їх закріплення ($K_o < 1$); $H_{щ}$ – висота (товщина) щітки, м; d_b – діаметр волокна, м; x – об'ємний вміст абразиву у волокні, %.

Остаточно

$$n = \frac{3N_n x d_b l_k}{400 R_{щ} d_3^2}. \quad (4)$$

Коефіцієнт заповнення волокон на робочій поверхні щітки (K) пов'язаний співвідношенням

$$K = K_o \frac{L_b}{R_{щ}}, \quad (5)$$

де L_b – довжина вільної частини волокна, м.

Режими роботи полімерно-абразивної щітки визначаються тепловими процесами, що протікають при очищенні поверхні. Нагрівання волокна відбувається в результаті виділення тепла у момент удару зерна по поверхні. Зменшення натягу дозволяє скоротити не лише час контакту, але і зменшити енергоємність обробки. Тому маса машин, які використовуються для приводу полімерно-абразивних щіток, істотно менша від призначених для роботи з абразивними армованими кругами або металевими щітками.

У процесі взаємодії полімерно-абразивної щітки з поверхнею, що обробляється, тепло виділяється на торцях волокон (T_1) і по контуру затискного фланця (T_2). В результаті виникають коливання волокон відносно місць їх закріплення. Таким чином, роботоздатність полімерно-абразивної щітки забезпечується у разі виконання наступних обмежень:

$$\begin{aligned} T_1 < T_p \\ T_2 < T_{kr} \end{aligned} \quad (6)$$

де T_p і T_{kr} – температура плавлення і руйнування волокна (поліаміду) [3].

При невиконанні умови (6) поверхня, що обробляється, покривається розплавленим полімером, а волокна під дією відцентрових сил – руйнуються. При цьому встановлено, що на роботоздатність щітки вирішальний вплив чинить температура, яка виникає по контуру затискного фланця.

Потужність машини для роботи з полімерно-абразивними щітками визначається експериментально, оскільки для встановлення теоретичних залежностей необхідно вирішити завдання щодо руху полімерного волокна в повітряному середовищі. Немає також можливості використовувати залежності, які отримані при дослідженні роботи металевих щіток, оскільки динамічна жорсткість полімерного волокна у декілька разів перевищує статичну, а сталевого – усього на 20...30 % [4].

У процесі виконання експериментальних робіт визначалися експлуатаційні та енергетичні параметри одиночної щітки діаметром 125 мм і завтовшки 12 мм, а також комплекту із 4–5 окремих щіток, закріплених у спеціальній оправці. Визначено, що для приводу одиночної щітки і комплекту щіток найдоцільніше використовувати ручні кутові шліфувальні машини з різною масою і потужністю приводу (рис. 1).

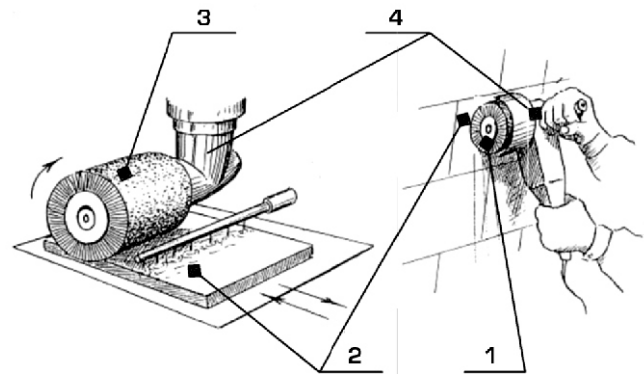


Рис. 1. Очищення поверхонь з використанням ПАЩ :
1 – одиночна щітка; 2 – поверхня, що обробляється; 3 – комплект щіток; 4 – кутошліфувальна машина.

Потужність, яка необхідна для обробки поверхонь одиночною щіткою, складає 100–120 Вт; при коловій швидкості – 30–60 м/с і натягу – 1–2 мм. Встановлено, що продуктивність зростає зі збільшенням частоти обертання полімерно-абразивної щітки і натягу, але не залежить від швидкості подачі так як $V_{щ} \gg V_{п}$. При цьому швидкість подачі має бути відмінна від нуля, оскільки внаслідок нагріву оброблюваної поверхні відбувається термічне зношення полімерних волокон.

Ручні кутові шліфувальні машини з полімерно-абразивними щітками ефективні також при очищенні порівняно невеликих площ, а також при обробленні конструкцій, які монтується, і під час ремонту існуючих. Водночас, при виконанні робіт з очищення листового і профільного металу на заготівельних ділянках і виробничих базах виникає необхідність у видаленні лакофарбових покриттів, легкої іржі та різних забруднень із великих поверхонь. З метою підвищення продуктивності, якості виконання очисних операцій і поліпшення умов праці робітників у КНУБА розроблена установка для очищення поверхонь у стаціонарних умовах (рис. 2).

Основними вузлами установки є нерухома та рухома рами, рами щіткового вала, стіл та щітковий вал.

До нерухомої рами 1 – зварної просторової конструкції з кутників – нерухомо прикріплена опора 6, яка входить до складу нерухомої рами. Опора виконана у вигляді труби з фланцями для кріплення. У трубі всередині запресована втулка з трапецеїдальною різьбою. По краях рами є місця для кріплення напрямних. Вони є складовими частинами рухомої рами 2, котра також є

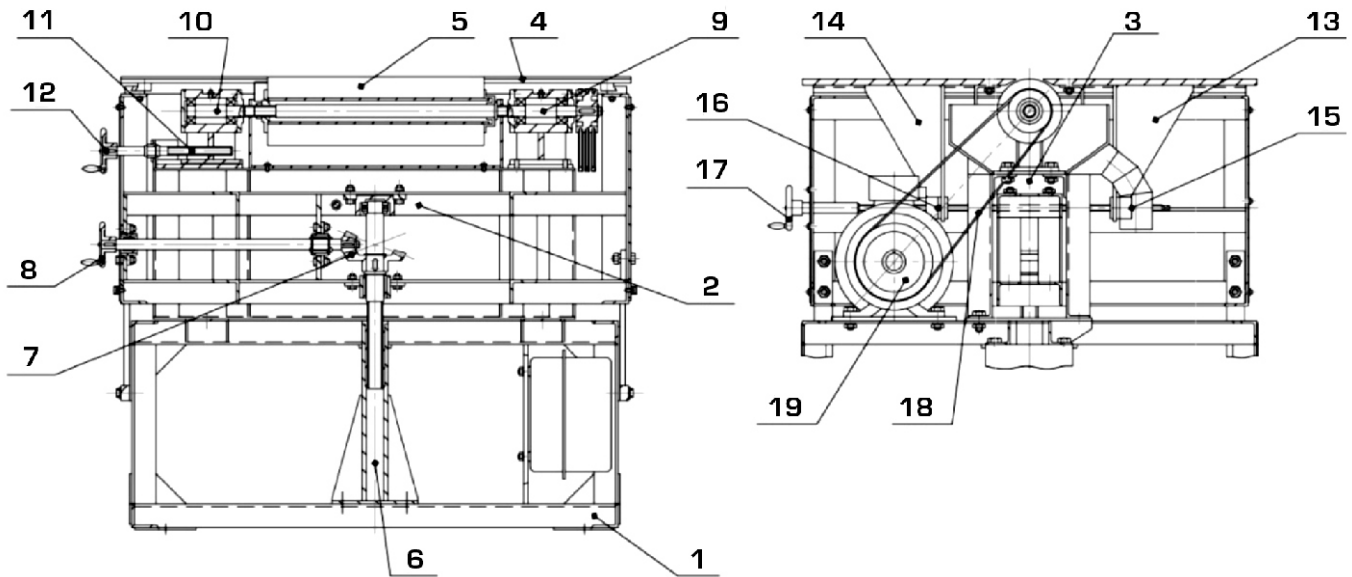


Рис. 2. Установа для очищення полімерно-абразивними щітками:

1, 2 – нерухома та рухома рами відповідно; 3 – рама щіткового вала; 4 – стіл; 5 – щітковий вал; 6 – опора; 7 – конічна передача; 8, 12, 17 – штурвали; 9, 10 – нерухома та рухома опори відповідно; 11 – гвинтова передача; 13, 14 – кронштейни; 15, 16 – втулки; 18 – клинопасова передача; 19 – електродвигун.

зварною просторовою конструкцією з кутників. У середині рухомої рами встановлена конічна передача 7, швидкохідний вал виходить за рухливу раму і на нього встановлений штурвал 8 вертикального переміщення стола 4. Тихохідний вал закінчується трапецеїдалною різьбою, що входить у втулку опори нерухомої рами 1.

Рама 3 щіткового вала виготовлена з кутників. На ній встановлені нерухома 9 і рухома 10 підшипникові опори. Рухома опора встановлена на напрямній та переміщується за допомогою гвинтової передачі 11, привід якої здійснюється штурвалом 12. Між опорами розміщується знімний робочий орган машини – щітковий вал 5.

Стіл складається з двох взаємно розсувних плит, до яких знизу прикріплені кронштейни 13, 14 з втулками 15, 16, усередині яких запресовані гайки. В одній гайці виконана ліва, а в іншій – права різьба. Крізь гайки проходить гвинт із штурвалом 17 на одному кінці. На гвинті також виконано ліву та праву різьбу відповідно до ділянок, якими він проходить крізь гайки. Обертання гвинта за допомогою штурвала розсовує або зближує між собою плити стола відносно робочого органу – щіткового вала 5, який приводиться в обертальний рух за допомогою клинопасової передачі 18 від електродвигуна 19.

Щітковий вал (рис. 3) складається з 34 окремих полімерно-абразивних щіток 1 зовнішнім

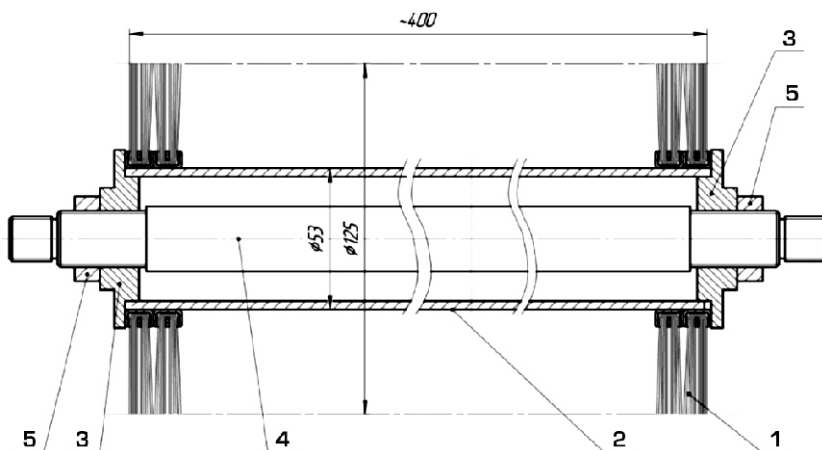


Рис. 3. Щітковий вал:

1 – одиничні полімерно-абразивні щітки;
2 – гільза; 3 – фланець; 4 – вал; 5 – контргайка

діаметром 125 мм і посадочним діаметром 52 мм, які встановлені на гільзу 2. Для жорсткої фіксації окремих щіток вони стискаються між собою фланцями 3, які нагвинчені на вал 4 за допомогою різьби. Від можливого розгвинчування фланці фіксуються контргайками 5. Вал симетричного виконання і на обох його кінцях виконано шліцьове з'єднання, за допомогою якого щітковий вал 5 (див. рис. 2) встановлюється в нерухому праву 9 і рухому ліву 10 підшипникові опори.

Установка для очищення полімерно-абразивними щітками працює таким чином. За допомогою штурвала вертикального переміщення стола встановлюється необхідне перевищення висоти волокон щіткового вала над плитами стола в межах 1,2 мм. У міру зношення волокон щіткового вала висота стола регулюється. Проміжок між волокнами щіткового вала і плитами регулюється обертанням штурвала 17 (див. рис. 2).

Для заміни щіткового вала, що зносився, та встановлення нового обертанням штурвала 17 стіл розсовується так, щоб відстань між плитами була не менше 130 мм. Рухома підшипникова опора 10 відводиться в крайнє ліве положення обертанням штурвала 12 і витягається щітковий вал 5. Новий щітковий вал встановлюється у протилежному порядку.

Технічна характеристика установки для очищення полімерно-абразивними щітками:

1. Максимальна ширина оброблюваної поверхні за один прохід, мм 400
2. Частота обертання щіткового вала, z^{-1} . 5040
3. Розміри окремої полімерно-абразивної щітки, мм 125 52 12
4. Допустиме зношення волокон щітки, мм . 20
5. Кількість одиничних щіток на валу, шт . . 34
6. Потужність електродвигуна, кВт. 4
7. Число обертів електродвигуна, z^{-1} 2880
8. Система живлення – змінний струм, В
. 380/220
9. Габаритні розміри, мм:
довжина 1030
ширина 910
висота 890
10. Маса, кг 300

Розроблена установка дозволяє очищати не лише листовий і профільний метал, але також використовується для очищення облицювальних плит із мarmуру, граніту, кераміки, а також деревини. Потужність електродвигуна залежить від кількості полімерно-абразивних щіток, а частота обертання щіткового вала та висота перевищення волокон над робочим столом – від матеріалу, який обробляється.

[1] Абрашкевич Ю.Д., Смірнов В.М., Пелевін Л.Е. Рашківський В.П. Механізація трудомістких процесів. Навчальний посібник. – К.:КНУБА, 2006. – 180 с.
[2] Абрашкевич Ю.Д., Лещов Е.С., Оглоблинський В.А. Исследование механизма работы полимерно-абразивной щетки. Сборн.: Технология и механизация монтажа оборудования. – М.: Труды ВНИИМонтажспецстроя, 1985. С. 36–46.

[3] Фурне Ф. Синтетические волокна. – М.: Химия, 1970. – 688 с.
[4] Голубев Ю.Т., Фадиев И.С., Рябиков П.В. Исследование процесса упрочняющей обработки титановых сварных соединений механическими щетками. Сборн.: Прогрессивные технологические методы повышения надежности и долговечности деталей машин и инструментов. – Куйбышев, 1980. С. 21–24.

Надійшла 27.02.2013 р.

ДО ВІДОМА ДОПISУВАЧІВ 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), підготовлені у Microsoft Word, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, psx – 300 dpi.
- 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.

**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 29.05.2014 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 та дизайн – **Цапро Т.І.**
Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 05.06.2014 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

ПБ
ПІС
2'2014

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ



ДРУГА ПОЛЬСЬКО-УКРАЇНСЬКА МІЖНАРОДНА КОНФЕРЕНЦІЯ, присвячена

АКТУАЛЬНИМ ПРОБЛЕМАМ У ГАЛУЗІ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

27 – 28 листопада 2014

Гданськ, Польща

Під час конференції відбудеться вшанування професора Єжи Зюлко
з нагоди його 80-річного ювілею.

КОНФЕРЕНЦІЯ ПРОВОДИТЬСЯ ЗА ПІДТРИМКИ:

- ☑ Гданського технологічного університету (Польща)
- ☑ Університету технічних та біологічних наук (Польща)
- ☑ Національної академії наук України (Україна)
- ☑ Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона Національної академії наук України (Україна)
- ☑ Комітету цивільного будівництва та гідроінженерії Польської академії наук (Польща)
- ☑ Центрального науково-дослідного та проектного інституту металевих конструкцій ім. М.П. Мельникова, Москва (Росія)

МЕТА КОНФЕРЕНЦІЇ

Об'єднання академічного досвіду науковців та практичного досвіду проектувальників у галузі металевих конструкцій. Конференція охоплює всі теми теоретичних досліджень, проектування та виготовлення металевих конструкцій, включаючи чисельне моделювання, а також експериментальні дослідження.

ОФІЦІЙНІ МОВИ КОНФЕРЕНЦІЇ

Польська, англійська, українська, російська.

ОСНОВНІ ДАТИ

Термін подачі тез:	28.03.2014
Друге повідомлення:	25.04.2014
Термін подачі повних текстів доповідей та розгорнутих тез на 2-х сторінках:	30.06.2014
Остаточний термін повідомлення про прийняття:	30.09.2014
Термін оплати реєстраційних внесків:	
попередній:	31.05.2014
кінцевий:	10.10.2014

ДЛЯ КОРЕСПОНДЕНЦІЇ

ПОЛЬЩА

Katedra Konstrukcji Metalowych i Zarządzania
w Budownictwie
Wydział Inżynierii Ładowej i Środowiska
Politechnika Gdańska
ul. G. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk,
tel./fax: +48 58 347 10 47
e-mail: office@apkm.pl
papers@apkm.pl

УКРАЇНА

Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського,
вул. В. Шимановського, 2/1,
м. Київ, 02660
Тел.: +38 044 543-93-87
факс: +38 044 543 97 40
e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

Більш детальну інформацію щодо основних дат, термінів подачі тез та доповідей, реєстраційних внесків див. на інтернет-сторінці:

www.apkm.pl



Вітаємо з 80-річчям

АЛЬБЕРТА ІВАНОВИЧА ПАНТУХА-ЛЯЩЕНКА

**видного вченого, доктора технічних наук,
професора, провідного спеціаліста у галузі
мостобудування, члена редакційної колегії
журналу «Промислове будівництво
та інженерні споруди»**

Лантух-Лященко А.І. висококваліфікований викладач і науковець, умілий організатор і керівник.

Альберт Іванович закінчив Київський автомобільно-дорожній інститут за фахом інженер шляхів сполучення. Протягом 1957–1961 років працював у тресті «Київміськгідродорміст». У 1964 р. закінчив аспірантуру КАДІ. З 1964 р. – асистент, доцент, професор кафедри

«Мости і тунелі» Національного транспортного університету.

У 1965 р. захистив кандидатську дисертацію «Дослідження напруженого стану і несучої здатності нерозрізних балок-стінок», у 1992 р. – докторську на тему «Розвиток дискретно-континуальних методів розрахунку комбінованих систем».

Свій досвід викладацької та наукового-дослідної роботи він передавав як у вищих навчальних закладах України, так і таких зарубіжних країн, як Гвінея, Туніс та Лаос. Його численні учні працюють у всіх куточках світу.

Лантух-Лященко А.І. є автором та співавтором багатьох підручників та навчальних посібників, які стали настільними книжками цілого покоління інженерів, проєктувальників і наукових співробітників. Ним також опубліковано понад 100 наукових статей. Наукові дослідження та розробки Лантуха-Лященко А.І. характеризуються яскраво вираженою прикладною направленістю.

Альберт Іванович вніс значний вклад у розвиток і удосконалення теорії і методів експлуатації транспортних споруд. Впровадження в практику експлуатації мостів новітніх моделей оцінки залишкового ресурсу дало змогу оптимізувати видатки на ремонт і реконструкцію мостів, підвищити їх надійність і безпеку.

Під керівництвом Лантуха-Лященко А.І. розроблено та підготовлено до затвердження ряд нормативних та відомчих документів: ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи»; ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2013 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів»; ВБН В.31-218-174-2002 «Мости і труби. Оцінка технічного стану автодорожніх мостів, що експлуатуються» та інші.

Як академік Транспортної академії України, член науково-координаційної та експертної рад із питань ресурсу та безпеки експлуатації конструкцій, споруд і машин при Президії НАН України, голова секції «Мости і транспортні тунелі» міжвідомчої комісії з питань науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки і оборони України, член Національного комітету України з теоретичної та прикладної механіки, Української державної делегації в Міжнародній дорожній асоціації (PIARC), Міжнародної асоціації інженерів мостобудування та цивільного будівництва (IABSE), член Науково-технічної ради Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, експерт МОП ООН, Альберт Іванович є активним учасником багатьох важливих заходів, завжди досягаючи високих результатів.

Щиро зичимо Альберту Івановичу довголіття, доброї настрою, невичерпної творчої енергії і наснаги у всіх справах. Нехай доля і надалі дарує Вам радість життя, незрадливу удачу, підтримку вірних і надійних друзів.