



Науково-технічний, виробничий та інформаційно-аналітичний журнал

2017, 2(11)

НАУКА

ТА БУДІВНИЦТВО

Досвід та перспективи організації технічної діяльності в області складних інженерно-геологічних проблем в будівництві України

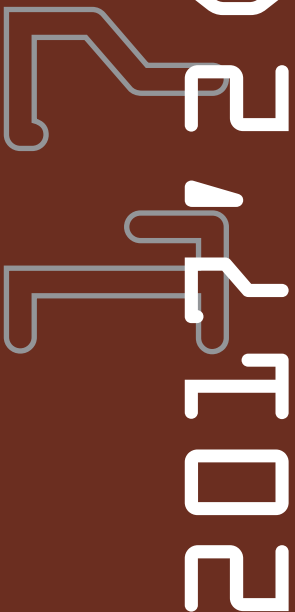
Влияние коллоидных поверхностно-активных веществ на деформативные свойства мелкозернистых бетонов

Діяльність технічних комітетів стандартизації у сфері будівництва на сучасному етапі

Розрахунок балок кранових колій, що знаходяться в експлуатації, на статичну міцність, опір крихкому руйнуванню та витривалість

К проблеме стыкования арматурных стержней при строительстве из монолитного железобетона

2017, 2(11)





НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

1(11)'2017

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 20575-10375 Р від 24.02.2014 р.

Редакційна колегія:

Голова редакційної колегії:

Фаренюк Г.Г., д.т.н.

Головний редактор:

Тарасюк В.Г., к.т.н.

Заступник головного редактора:

Козелецький П.М.

Відповідальний секретар:

Глазкова С.В., к.т.н.

Редакційна колегія:

Бамбура А.М., д.т.н.

Дорофєєв В.С., д.т.н., проф.

Єгунов К.В., д.т.н., проф.

Жарко Л.О., к.т.н.

Іванченко Г.М., д.т.н., проф.

Івлєва Н.П., к.е.н.

Калюх Ю.І., д.т.н., проф.

Кашченко О.В., д.т.н., проф.

Кривошеєв П.І., к.т.н., проф.

Крітов В.О., к.т.н.

Лаповська С.Д., д.т.н.

Мар'єнков М.Г., д.т.н.

Матвєєв І.В., к.т.н.

Немчинов Ю.І., д.т.н., проф.

Слюсаренко Ю.С., к.т.н.

Червинський Я.Й., к.т.н.

Шейніч Л.О., д.т.н., проф.

Шилюк П.С., к.т.н.

Шокарев В.С., к.т.н.

Дизайнер:

Чорна К.В.

Затверджено до друку Науково-технічною радою
ДП НДІБК (Протокол № 9 від 14.12.2016 р.)

Журнал включено до переліку наукових фахових видань, в яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Затверджено наказом Міністерства освіти і науки України від 06.03.2015 р. №261).

При передруках посилання на «Наука та будівництво» є обов'язковим. За зміст реклами відповідає рекламодавець. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2,
м.Київ-37, 03037, тел. 044-249-37-03 E-mail: s.glazkova@
ndibk.gov.ua URL: <http://www.niisk.com>

© "Наука та будівництво" 2016

Підписано до друку: 10.04.2017

Друк: ТОВ «СКАЙ-ПРІНТ»

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

4

**Кривошеєв П.І., Шокарев В.С.,
Корнієнко М.В., Козелецький П.М.**
Досвід та перспективи організації технічної
діяльності в області складних інженерно-
геологічних проблем в будівництві України

11

Бамбура А.Н., Шишкіна А.А.
Влияние коллоидных поверхностно-
активных веществ на деформативные
свойства мелкозернистых бетонов

15

Тарасюк В.Г., Белоконь О.Л., Шевченко А.М.
Діяльність технічних комітетів стандартизації у
сфері будівництва на сучасному етапі

20

Матченко Т.І.
Розрахунок балок кранових колій, що
знаходяться в експлуатації, на статичну міцність,
опір крихкому руйнуванню та витривалість

24

Гладишев Г.М., Гладишев Д.Г., Гладишев Р.Д.
Аналіз причин та послідовності утворення
дефектів в ребристих плитах покриття

32

**Собуцький В.О., Гупалюк В.М.,
Собуцький О.В.**
Структурно нестійкі основи. Неоднорідність

41

Борецкая Н.С., Жарко Л.А.
К проблеме стыкования арматурных стержней
при строительстве из монолитного железобетона

41

Кураш С.Ю., Дмитриев Д.А., Хекало Д.В.
Особенности обследования состояния
конструкций зданий и сооружений в условиях
воздействия ионизирующего излучения

48

КЛЕПІКОВ СЕРГІЙ МИКОЛАЙОВИЧ –
пам'ятна дата



SCIENCE & CONSTRUCTION

1(11)'2017

FOUNDER

State enterprise «State Research Institute of Building Constructions»

Certificate of state registration
KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

Editorial Board:

Head of Editorial Board:

Dr G.Farenyuk

Editor-in-chief:

PhD V.Tarasyuk

Chief editor deputy:

P. Kozeletskiy

Executive secretary:

PhD S.Glazkova

Dr A.Bambura

Prof. K.Yegupov

Prof. G.Ivanchenko

Prof. Yu.Kaliukh

Prof. P.Kryvosheiev

Dr S.Lapovska

PhD I.Matveev

PhD Yu.Slyusarenko

Prof. L.Sheinich

PhD V.Shokarev

Prof. V.Dorofeev

PhD L.Zharko

PhD N.Ivleva

Prof. O.Kashchenko

PhD V.Kritov

Dr M.Maryenkov

Prof. Iu.Nemchynov

PhD J.Chervynskiy

PhD P.Shiliuk

Designer:

K. Chorha

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 9 dated on 14.12.2016)

Journal is included in List of the scientific professional issues, where the dissertation works results may be published (It is approved by order of Ministry of education and science of Ukraine, dd. 06.03.2015, № 261).

The referencing on "Science & Construction" is obligatory when reprinting. The advertiser is responsible for content of advertisement. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion

Address of Editorial Board:

5/2 Preobrazhenska str., Kyiv -37, 03037,

Tel. 044-249-37-03 E-mail: s.glazkova@ndibk.gov.ua

URL: <http://www.niisk.com>

© "Science & Construction, 2016

Signed for printing: 10.04.2017

Printing: TOV «SKY-PRINT»

Drawing: 100 copy

CONTENT

4

Farenyuk G.

Development of the construction science in the light of provisions of Ukrainian law on scientific and scientific-technical activities

11

Farenyuk G., Tarasyuk V., Belokon O., Shevchenko A.

Implementation of the EU technical regulation № 305/2011 in Ukrainian construction field

15

Gaidachyk V., Kotenko K., Tkachenko I., Kedyk I.

Diagnostic systems of technical state of International exhibition center building structures

20

Shishkina O.

Application of modified nano-catalyst for production of fine concrete

24

Fomin S., Butenko S., Poklonskyi V.

Concrete and reinforced concrete structures for work in conditions of influence of the elevated and high temperatures

32

Paruta V., Brunzin E.

New concepts of receiving plaster solutions

41

IGOR MYKOLAIOVYCH TKACHENKO –
memorable date



АВТОРИ



КРИВОШЕЄВ П.І.
Канд. техн. наук,
проф., Українське
Товариство механіки
грунтів, геотехніки
та фундаментобуду-
вання



ШОКАРЄВ В.С.
Канд. техн. наук,
Українське Товариство
механіки грунтів,
геотехніки та фунда-
ментобудування



КОРНІЄНКО М.В.
Канд. техн. наук,
проф., Українське
Товариство механіки
грунтів, геотехніки та
фундаментобудування



КОЗЕЛЕЦЬКИЙ П.М.
Інженер, Українське
Товариство механіки
грунтів, геотехніки та
фундаментобудування

ДОСВІД ТА ПЕРСПЕКТИВИ ОРГАНІЗАЦІЇ ТА КООРДИНАЦІЇ НАУКОВО-ТЕХНІЧНОЇ ДІЯЛЬНОСТІ В ГАЛУЗІ СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ПРОБЛЕМ В УКРАЇНСЬКОМУ БУДІВНИЦТВІ

УДК 658.382.3

АНОТАЦІЯ

В статті наведено стан, досвід та перспективи організації і координації наукової та науково-технічної діяльності при вирішенні проблем будівництва в складних інженерно-геологічних умовах.

Наведено основні засади отримання наукових результатів з безпеки будівельних об'єктів та інженерного захисту території населених пунктів, об'єктів, населення в районах із складними інженерно-геологічними умовами.

The article describes the state, experience and perspectives of organization and coordination of scientific and technological activities in solving problems of construction in complex engineering geological conditions.

There are basic principles of obtaining scientific results on the safety of construction objects and engineering protection of populated areas, objects, people in areas with complex engineering-geological conditions.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

складні інженерно-геологічні умови, ґрунти, безпека будівництва, інженерний захист територій і будівель, координаційна робота, міжнародне співробітництво

Будівельна галузь є однією з найбільш вразливих у вирішенні проблемних задач створення об'єктів, що відповідають експлуатаційним якостям, економічності, довговічності, безпеці та ін. Це породжує велику кількість напрямків, вирішення яких забезпечує зазначені показники. Сюди відносяться технологічні і архітектурно-конструктивні рішення, а також навантаження та впливи на об'єкти. При цьому поряд з технологічними навантаженнями значний вплив мають природні – вітер, сейсміка, ґрунтові умови, а також врахування техногенних впливів (підземні виробки та споруди, будівництво в існуючій щільній забудові та ін.).

Широке розповсюдження складних інженерно-геологічних умов на території України породжує серйозні проблеми не тільки при будівництві об'єктів, але й їх надійної експлуатації. При цьому, оскільки біля 80 % території нашої держави характеризується такими складними інженерно-геологічними умовами, як просідаючими, набухаючими, насипними та намивними ґрунтами, зсувонебезпечними та закарстовани-



Рис.1. Зсув м. Дніпро.

ми територіями, районами над гірничими виробками та розповсюдженими підземними спорудами, а також сейсмонебезпечними зонами, то зрозуміла складність задач при проектуванні ефективних та надійних об'єктів. При цьому ситуація останнім часом ускладнюється в зв'язку зі змінами гідрогеологічних умов та необхідністю будівництва в щільній міській забудові.

Геотехнічні умови є вкрай важливими у визначенні актуальних сьогодні задач ресурсу існуючих будівельних об'єктів, в т. ч. тих, що мають термін існування не тільки десятків – сотень років, але навіть і тисячі (пам'ятки історії та архітектури).

Вирішення зазначених проблем ускладнювалось та й ускладнюється до сьогодні роз'єднаністю дослідницьких зусиль по всім науково-технічним напрямкам, що необхідні для вирішення комплексних задач створення будівельних об'єктів, оптимальних для складних інженерно-геологічних умов їх експлуатації.

Для проектування та будівництва потрібен пошук інтегрованих ефективних рішень в галузі будівельних конструкцій, ґрунтових умов і фундаментів з врахуванням конструктивно-технологічних заходів захисту будівель і споруд від негативного впливу нерівномірних деформацій ґрунтових основ, а також створення відповідної нормативної бази.

Цими проблемами по кожному з оговорених напрямків науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (НДІБК) займався протягом всієї своєї історії та мав значний кадровий, дослідно-лабораторний та унікальний експериментально-виробничий потенціал. Аналогічно такими питаннями займалось також багато інших науково-дослідних та проектних інститутів, ВУЗів та виробничих організацій, але не системно та комплексно відносно вирішення проблем будівництва в складних інженерно-

геологічних умовах. Згідно з підготовленими НДІБК пропозиціями щодо організації системної роботи Держбудом СРСР в 70-ті роки було прийнято рішення надати інституту статус головного з цієї проблеми та доручити організацію і координацію відповідних науково-технічних робіт та формування нормативної бази.

В зв'язку з цим інститутом була організована відповідна робота. Оформились наукові школи з проблемних питань, які очолили провідні вчені Литвинов І.М., Клєпиков С.М., Рижов А.М., Немчинов Ю.І. та інші., створені регіональні структурні підрозділи.

У 1972 року в м. Запоріжжі було створено відділення НДІБК.

Потреба в Запорізькій будівельній науці з'явилася ще в 30-ті роки, коли в місті Дніпрогесу і великої металургії почалось інтенсивне будівництво велетнів-заводів та житлових масивів на потужних товщах лесових ґрунтів. В 50-ті роки почалося великопанельне домобудування і треба було з'ясувати, чи достатня міцність та жорсткість складових різножорстких конструкцій та зв'язків між ними. Їх міцність взагалі не підлягала визначенню традиційними методами розрахунків рам, плит та стержньових систем.

Держбуди, як союзний, так і республіканський, тоді проявили незвичайний підхід: вводити в масове виробництво тільки ті серійні будинки, що пройшли натурні випробування на різноманітні деформаційні діяння основ, що підпадали під вплив гірничих виробіток, чи були складені лесовими ґрунтами.

Перед відділенням були поставлені завдання: проведення натурних експериментальних досліджень будинків і споруд на просідаючих ґрунтах і підроблюваних територіях з метою удосконалення методів їх розрахунків і конструктивних рішень; надання науково-технічної допомоги проектним і виробничим організаціям Середньої Наддніпрянщини.

Разом з вченими інституту у відділенні підготували програму наукових пошуків щодо влаштування фундаментів та конструктивних рішень. Ця програма включала як експериментальне будівництво, так і окремі стендові випробування конструкцій та вузлів, а також дослідження споруд і будинків різних конструктивних систем.

Найбільш результативними роботами в Запорізькому регіоні стали гідровибухове ущільнення ґрунтів і підготовка основ обпіканням ґрунту через свердловини; натурні експерименти на 9-поверхових безкаркасних будинках серій І-480АП, 96, ІІІ -121 та каркасних ІІІ-04; вирівнювання будинків і споруд із застосуванням горизонталь-



Рис.2. Осідання ущільнених гідровибухом ґрунтів.

ного висвердлювання ґрунту в основах фундаментів.

Завдяки цим дослідженням був забудований Хортицький житловий масив Запоріжжя на площі до 1000 га і інші частини міста з просідаючими ґрунтами. Підготовка основ виконувалась гідровибухом, глибинним ущільненням лесових товщ верстатами БС-1М, а в деяких місцях обмежена влаштуванням ущільнених ґрунтових подушок завтовшки до 3 м з застосуванням важких трамбівок. Запобіжними заходами щодо забезпечення безвідмовності надземної частини великопанельних будинків є їх розділення на 25-метрові відсіки; у великоблочних і цегляних будинках окрім згаданих заходів влаштовуються поповерхові залізобетонні пояси з несучою здатністю на розтяг до 1000 кН на кожному поверсі.

Досліджувались і багатоповерхові каркасні будинки. Різноманітність конструктивних систем (рамний, рамно-зв'язковий каркаси) та способів влаштування фундаментів (палі, армомасиви, системи перехресних балок-стінок на ущільненій подушці) викликала необхідність провес-



Рис.3. Усунення наднормативних кренів будинку шляхом горизонтальної підробки ґрунтової основи під подовою фундамента.

ти фрагментні дослідження для оцінки надійності і визначення критеріїв відмов вузлів і несучих елементів та систематизувати стан будинків, що зазнали пошкоджень. Дослідження показали, що надійність споруди залежить не стільки від жорсткості елементів та вузлів, як від її пристосованості до взаємодії з основою та передачі зусилля на інші елементи.

За 45 років плідної праці відділення набуло авторитет як серед будівельників, так і серед керівництва містом, області та всього півдня України. Жодна проблема тут не вирішується без участі науковців відділення.

Організована Міжвідомча Координаційна рада, розроблялись координаційні плани науково-дослідних робіт по найважливішим розробкам та дослідженням з визначенням обсягів та термінів робіт, основних організацій-виконавців. Плани робіт формувались на основі пропозицій виконавців.

Згідно з цими планами, які щорічно розглядались та уточнювались на засіданнях Координаційної Ради, або її Бюро, проводились комплексні науково-дослідні роботи з експериментальною перевіркою як в лабораторних умовах, так і на натурних об'єктах.

Виконані в 70-80 роках ХХ сторіччя роботи можуть бути узагальнені за наступними напрямками:

- теоретично-розрахункові дослідження сумісної роботи ґрунтових основ – фундаментів та конструкцій і споруд з розробкою моделей та методів розрахунку [1, 2];
- експериментальні дослідження моделей конструкцій об'єктів для уточнення та коригування теоретично-розрахункових положень;
 - проведення значних обсягів досліджень на натурних об'єктах, що були включені до планів експериментального будівництва. Такі об'єкти було біля двох десятків в різних регіонах з просідаючими ґрунтами і на підроблюваних територіях та з перевіркою різних типів конструктивних рішень житлових будинків масових серій з висотою до 16 поверхів, що дозволило збільшити будівництво таких об'єктів з відповідними уточненнями характеристик будівельних конструкцій;
 - розробка та дослідження нових удосконалених конструкцій не тільки житлових, але й промислових будівель та споруд, а також різних типів фундаментів;



- розробка методів ущільнення ґрунтів методом гідровибуху з попереднім замочуванням будівельної площадки;
- розробка та застосування методів вирівнювання будівель і споруд, що отримали зверхнормативні крени від нерівномірних осадок ґрунтів;
- започаткування розробки базового нормативного документа – СНИП, а також відповідних посібників і рекомендацій.

На особливу увагу заслуговує набутий досвід координації науково-дослідних та практичних робіт щодо відпрацювання нових технічних та технологічних рішень у вирішенні проблем будівництва в складних інженерно-геологічних умовах.

Як уже відмічалось, це і створення на базі НДІБК Міжвідомчої Координаційної ради за участю провідних інститутів, ВУЗів та виробничих організацій, проведення великих координаційних нарад, а також створення координаційних планів робіт, що періодично розглядались на Бюро координаційної ради, де узагальнювались отримані результати.

Періодично проводились семінари для працівників проєктних, вишукувальних та виробничих організацій.

В рамках Держбуду України, починаючи з 1976 року створювались плани експериментального будівництва на періоди до 5 років. З метою популяризації отриманих результатів організовувалось оприлюднення доповідей на загальнодержавних конференціях з фундаментобудування, а також їх демонстрації на відповідних тематичних виставках.

Одночасно ще з 70-х років започаткована співпраця з організаціями та фахівцями зарубіжних країн (переважно соцтабору), отримання та вивчення зарубіжної тематичної літератури, а також популяризація вітчизняних досягнень шляхом відповідних публікацій.

В цілому виконані в 70-80-х роках роботи показали ефективність організації координаційної діяльності по тематиці, що розглядалась, та доцільність врахування та впровадження ряду опрацьованих тоді технічних та технологічних рішень.

Продовженням системної роботи в галузі вирішення проблем будівництва в складних інженерно-геологічних умовах уже України стала розроблена НДІБК за участю інших 37 організацій і затверджена Держбудом України науково-технічна програма «Безпека будівництва та інженерний захист територій населених пунктів, об'єктів, населення в районах зі складними інженерно-геологічними умовами». Ця програма мала на меті належну координацію у визначеній сфері, усуненні непогодженості тематики в роботах організацій в різних регіонах та

формування єдиної технічної політики в державі. Програма мала на меті координацію науково-технічної діяльності та концентрацію зусиль на найбільш актуальних проблемах.

Починаючи з 1998 року наказом Держбуду України при НДІБК створено Міжвідомчу Координаційну раду в складі 125 спеціалістів та посадовців з питань будівництва та захисту об'єктів і територій. Робота організовувалась в трьох спеціалізованих секціях та п'яти регіональних комісіях для допомоги місцевим органам влади.

Ефективним рішенням була розробка заходів попередження або ліквідації наслідків аварій та визначення ресурсу існуючих об'єктів.

На організаційному засіданні Координаційної ради (Київ, 1998 р.) були намічені першочергові задачі з розвитку проблемних науково-технічних робіт з різних напрямків цієї діяльності, а вже в кінці цього року в Донецьку були розглянуті конкретні питання особливостей будівництва над гірничими виробками та затверджений план робіт на 1999-2001 роки.

В той же час були розглянуті питання активізації суфозійно-зсувних процесів в м. Дніпропетровську та інших містах України.

На виїзному засіданні в Криму були розглянуті небезпечні зсувні явища на території Лівадійського палацу. А вже в травні 1999 року в Ялті була проведена науково-практична конференція, присвячена питанням захисту територій та споруд від зсувів, суфозій, аварій на просідаючих ґрунтах та закарстованих територіях Придніпров'я та інших регіонів.

На засіданні Міжвідомчої координаційної ради (м. Запоріжжя, 1999 рік) були розглянуті задачі та особливості будівництва на просідаючих ґрунтах регіону. Розглянуті питання безпеки і експлуатаційної надійності металургійних і машинобудівних заводів, збудованих ще в 30-ті роки на просідаючих ґрунтах до 30...40 м та в зв'язку з активізацією підземних вод.

Координаційна рада розробила відповідні рекомендації органам влади, замовникам та виконавцям будівельної діяльності в регіоні.

В цей же період було проведено декілька Всеукраїнських науково-технічних конференцій як з механіки ґрунтів, геотехніки і фундаментобудування, так і по аварійних проблемах на будівельних об'єктах та їх попередженню, на яких були визначені та узагальнені ефективні технічні та технологічні рішення, рекомендовані для впровадження.

Значна робота в 2000 – 2001 роках була проведена в регіонах Одеси, Львова та Ялти спільно з обласними та міськими органами державної влади по визначенню особливостей будівництва та експлуатації будівельних об'єктів, в результаті чого були розроблені і в значній мірі виконувались відповідні роботи.



Так, в Одесі це дозволило організувати роботи з підсилення такого унікального об'єкта, як Одеський оперний театр [3]. Визначено було також негативні впливи наявності катакомб та підтоплення територій, зсувних процесів, а також старіння існуючої забудови та загрозу сейсмічних подій на подальшу експлуатацію будівель і споруд (в тому числі великої кількості пам'яток історії та архітектури).

Прийняті Координаційною радою рекомендації послужили основою розробки відповідних програм дослідження об'єктів центра Одеси. В наступні роки було обстежено біля 500 об'єктів, визначені проблемні питання з розробкою рекомендацій по їх вирішенню.

Така координаційна робота була проведена спільно з місцевою владою і в м. Львові (2001 р.), на якій були розглянуті особливості захисту об'єктів в складних умовах міста. З врахуванням підготовлених радою рекомендацій була розроблена велика програма необхідних науково-технічних заходів, яка була погоджена міською владою та Держбудом України.

В зв'язку з фінансовими проблемами програма виконувалась лише частково.

На засіданні Координаційної ради (Ялта 2001 р.) спільно з відомствами Криму, ялтинської міської адміністрації та регіональної експертної комісії ради були розглянуті особливості умов будівництва та захисту будівель і споруд в Криму – особливо на території південного берега. Велика увага була приділена питанням сейсмічного та протизсувного захисту будівельних об'єктів.

Ці рішення використовувались в подальшому при плануванні робіт на конкретних об'єктах Криму.

В цілому координаційні зусилля 90-х років минулого століття та початку 2000 років були корисними в організації конкретних робіт в регіонах України, а також при формуванні вітчизняної нормативної бази в даному напрямку будівництва.

В сучасних умовах змінився та ускладнився стан організації системної роботи по даній проблемі, що пов'язано зі зменшенням уваги до цього питання з боку органів виробництва і замовників та органів державного управління. Збільшився вихід на гібридний метод вирішення проблем на окремих об'єктах, що призводить до відповідних складнощів у перспективі розвитку нових технічних рішень.

Разом з тим в сучасний момент продовжуються великі обсяги робіт на конкретних об'єктах. Основою та великою підтримкою цих робіт є впровадження на державному рівні науково-технічного супроводу проектування будівництва та експлуатації відповідальних об'єктів та розробка і введення в дію відповідного ДБН [4]. Так, тільки оприлюднений на Міжнародній

науково-практичній конференції з проблем ролі будівельної науки в системі забезпечення ефективності роботи будівельної галузі досвід вирішення проблем на багатьох відповідальних об'єктах у складних інженерно-геологічних умовах засвідчує великі можливості використання методу науково-технічного супроводу.

Значна робота щодо узагальнення передового досвіду проводиться також завдяки організації Всеукраїнських науково-технічних конференцій. Особливо показовим була відповідна 9-та конференція (м. Дніпро, 2016 рік), в складі якої була організована спеціальна секція з проблем складних інженерно-геологічних умов.

В процесі робіт на конкретних об'єктах викристалізувались сучасні досягнення у впровадженні напрацьованих та розвитку нових рішень фундаментів, підсилення ґрунтових основ (в т. ч. ґрунтоцемент), частково – вирівнювання будинків та споруд, що зазнали наднормативних кренів, використання набутого досвіду комплексних розрахунків з врахуванням спільної роботи ґрунтових основ - фундаментів - надземних конструкцій, а також напрацювання вітчизняної бази, в т. ч. не тільки по складних умовах будівництва, але й фундаментобудуванні, нормативної з врахуванням сейсмічних навантажень та інших.

Значна робота проведена в організації взаємодії з міжнародними громадськими організаціями в галузі залізобетонних конструкцій, сейсмостійкого будівництва, а також з механіки ґрунтів та геотехніки.

Для покращення координаційної роботи у 2000 році за ініціативою фахівців з Києва, Одеси та Полтави було створено Українське товариство з механіки ґрунтів, геотехніки та фундаментобудування при координаційній ролі ДП НДІБК, як базової науково-технічної організації Мінрегіонбуду.

У 2004 році Українське товариство було прийнято в склад Міжнародного, що дозволило підключитись до міжнародного досвіду. Була організована участь українських фахівців в міжнародних конференціях, на яких висвітлювався передовий вітчизняний досвід та отримувались матеріали щодо світових досягнень, в т. ч. у вирішенні комплексних проблем взаємодії геотехнічних рішень, конструкцій та проблем сейсмостійкості.

На часі стоїть проблема створення комплексної програми науково-технічної підтримки будівництва та експлуатації будівельних об'єктів в складних інженерно-геологічних умовах, підготовки переліку найбільш ефективних технічних та технологічних рішень та організація взаємодії між науково-технічними інститутами, ВУЗами, виробничниками і замовниками проектів.

Відповідну координаційну роботу слід запровадити в діяльність Українського товариства, удосконалену за рахунок створення системи сек-



цій з суміжних проблем (конструкціях, сейсмічних проблем, технології організації будівництва та ін.).

В цілому, виходячи з актуальності розглянутої проблеми, можна вважати за доцільне підсилити роботу з координації діяльності та узагальненню набутого досвіду у вирішенні комплексних проблем в складних інженерно-геологічних умовах будівництва.

5. Budivelni konstruktzii: zb. nauk. pratz [Building structures: collection of scientific works]. – К.: SE NDIBK, 2016. – ed. 83. – Book 1. – p. 547, Book 2. – p. 695.

ЛІТЕРАТУРА

1. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформиреумом основаниии / Клепиков С.Н. – К.: НИИСК, 1996. – 200 с.
2. Немчинов Ю.И. Метод пространственных конечных элементов (с приложениями к расчету зданий и сооружений) / Немчинов Ю.И. – К.: НИИСК, 1995. – 367 с.
3. Особенности реконструкции здания Одесского театра оперы и балета / [Катруца Ю.А., Быков Є.Н., Белоконь Ю.Н., Кривошеев П.И., Слюсаренко Ю.С.]. – К.: ФОП Кобзар М.Г., 2007. – 271 с.
4. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів: ДБН В.1.2-5:2007. – [Чинні від 2008-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2008. – 14 с. – (Будівельні норми України).
5. Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: ДП НДІБК, 2016. – Вип. 83. – Книга 1. – 547 с., Книга 2. – 695 с.

REFERENCES

1. Klepikov S.N. (1996). Raschet sooruzheniy na deformiryemom osnovanii [Calculation of structures on deformed base]. – К.: NIISK. – p. 200 [in Russian].
2. Nemchinov Yu.I. (1995). Metod prostranstvennuh konechnuh elementov (s prilozheniami k raschety zdaniy i sooruzeniy) [Spatial Finite Element Method (with annexes to the calculation of buildings and facilities)]. – К.: NIISK. – p. 367 [in Russian].
3. Katrutsa Yu.A., Bykov Ye.N., Belokon Yu.N., Kryvosheev P.I., Slyusarenko Yu.S. (2007). Osobennosti rekonstruktsii zdania Odesskogo teatra operu i baleta [Peculiarities of Odessa Opera and Ballet Theater building reconstruction]. – К.: Kobzar M.H. – p. 271 [in Russian].
4. Naukovo-technichniy suprovid budivelnuh obektiv [Scientific-technical support of building objects]. (2008). DBN V.1.2-5:2007 from 01t January 2008. – Kyiv: Minregion of Ukraine [in Ukraine].



АВТОРЫ



БАМБУРА А.Н.
Докт. техн. наук,
ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»



ШИШКИНА А.А.
Канд. техн. наук,
доцент, ГВУЗ
«Криворожский национальный университет»

ВЛИЯНИЕ КОЛЛОИДНЫХ ПОВЕРХНОСТНО-АКТИВНЫХ ВЕЩЕСТВ НА ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ БЕТОНОВ

УДК 691.32:620.178.73

АННОТАЦИЯ

Приведены результаты экспериментальных исследований реактивных порошковых бетонов, при изготовлении которых применены методы мицеллярного катализа, что привело к возможности управления деформативными свойствами бетонов.

The article presents the results of experimental studies of reactive powder concretes manufactured with the use of micellar catalysis methods, which allowed controlling the deformation properties of concretes.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

мицеллы, катализ, бетон, прочность, деформации

ВВЕДЕНИЕ

Обеспечение сохранности зданий и сооружений в течение заданного времени эксплуатации, увеличение межремонтного срока эксплуатации строительных конструкций является одним из главных факторов повышения уровня использования основных фондов предприятий. Проблема обеспечения долговечности строительных конструкций, в частности горно-металлургического комплекса, с одной стороны, связана со значительным сроком эксплуатации зданий и сооружений, с другой стороны со значительными выбросами в атмосферу предприятий агрессивных веществ. Затраты на восстановление и усиление изношенных строительных конструкций составляют значительную часть затрат предприятий черной металлургии.

Современные методы усиления строительных конструкций, как металлических, так бетонных



и железобетонных, предполагают либо введение дополнительных элементов, либо увеличение размеров существующих. Практически во всех случаях элементы усиления бетонных и железобетонных конструкций выполняются из бетона, который должен обладать определенными эксплуатационными свойствами, обеспечивающими его долговечность и способность воспринимать действующие нагрузки. Поэтому бетоны, предназначенные для усиления строительных конструкций, должны обладать специфическими, в том числе высокой адгезией, прочностью и повышенными деформативными свойствами. Традиционные же бетоны не обладают таким комплексом свойств. Наиболее рационально использование в данном случае мелкозернистых бетонов, которые обладают повышенной удобоукладываемостью, не создают ограничения в расстоянии между арматурными стержнями.

Таким образом, проблема получения бетонов, в том числе мелкозернистых, специально предназначенных для усиления строительных конструкций, является актуальной.

В настоящее время в мировой практике производства бетона и железобетона стремительными темпами возрастает выпуск высококачественных, высоко и особо высокопрочных бетонов и этот прогресс стал объективной реальностью, обусловленной значительной экономией материальных и энергетических ресурсов. Передовые страны активно развивают новые поколения реакционно-порошковых бетонов, в том числе с ускоренными сроками твердения и набора прочности, особенно в монолитном строительстве. Традиционно, для решения указанной задачи применяются добавки-ускорители твердения. Однако их недостатком является «вмешательство» в химические процессы твердения вяжущих, в частности, изменение их направленности и образование новых «нестандартных» минералов. Поэтому, применение вместо добавок-ускорителей определенных катализаторов (в частности на основе коллоидных поверхностно-активных веществ), по нашему мнению, достаточно актуально.

АНАЛИЗ ИЗВЕСТНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Современные возможности технологии бетона отразились в создании и производстве высококачественных, высокотехнологичных, высокофункциональных бетонов (High Performance Concrete, НРС). Особенно перспективны полученные в конце 80-х годов двадцатого столетия во Франции так называемые реакционные порошковые бетоны — Reactive powder concretes (RPC). Бетон получил такое название вследствие высокой дисперсности компонентов и повышенного количества гидравличес-

ки активных материалов. В Криворожском национальном университете получены некоторые виды данного бетона [1, 2] и выполнены исследования процессов, обеспечивающих формирование прочности этих бетонов [3, 4].

В указанных работах установлено, что введение в состав мелкозернистых бетонов коллоидных поверхностно-активных веществ, способных образовывать мицеллы, приводит к резкому увеличению скорости формирования прочности этих бетонов, а также величины прочности при сжатии. Эти явления объясняются с точки зрения теории мицеллярного катализа. Согласно этой теории, коллоидные поверхностно-активные вещества способны образовывать мицеллы, которые оказывают каталитическое действие на реакции гидратации цемента.

В то же время с целью применения данных бетонов для создания элементов усиления существующих железобетонных конструкций либо ремонта данных конструкций необходимы знания о деформативных свойствах и влияния на них коллоидных поверхностно-активных веществ.

Исследованию влияния мицеллярного катализа на деформативные свойства мелкозернистых бетонов и посвящена настоящая работа.

Проблеме управления свойствами мелкозернистых бетонов, в том числе деформативными, посвящено значительное количество работ [5 - 8], основное направление которых – использование микроармирования бетона за счет применения фибр. Данный способ управления свойствами мелкозернистых бетонов достаточно эффективен, однако имеет ограничения применения из-за сложности технологии введения фибр в бетонную смесь.

Использование мицеллярного катализа позволит избежать указанной сложности в технологии приготовления бетона.

ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

Целью настоящей работы является определение возможности применения мицеллообразующих поверхностно-активных веществ для управления деформативными свойствами реакционно-порошковых бетонов.

Для достижения поставленной цели необходимо было решить такие задачи: выявить экспериментальные предпосылки и мотивации управления деформативными свойствами мелкозернистых бетонов за счет использования катализаторов мицеллярного типа.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ

Исследования производили в соответствии со стандартными методиками. Определение проч-



ности при сжатии и деформаций бетона производили на универсальной машине УММ-100 испытанием стандартных образцов (образцы-кубы 150 x 150 x 150 мм и образцы-призмы 100 x 100 x 400 мм). Для изготовления образцов использовали стандартный портландцемент ПЦ П/Б-Ш-400 производства ПАО «Хайдельберг цемент» (г. Кривой Рог). В качестве минерального порошка (заполнителя бетона) использовали отходы обогащения железных руд и их тонкодисперсную часть. Исследования проводили для бетонов класса С8/10 и С16/20. Состав бетонов имел соотношение цемент/заполнитель = 1:3. Прочность бетонов при сжатии регулировали изменением водоцементного отношения.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В процессе выполненных экспериментов установлено, что введение в исследуемую систему «портландцемент - минеральный порошок - вода»

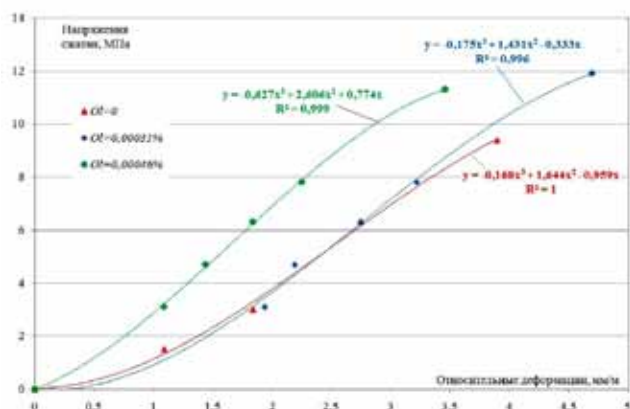


Рис.1. Диаграмма «напряжения – деформации» мелкозернистого бетона класса С8/10: O_l – расход мицеллообразующего поверхностно-активного вещества от массы цемента.

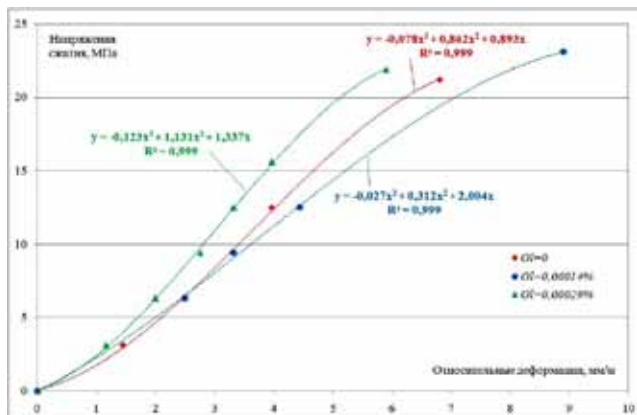


Рис.2. Диаграмма «напряжения – деформации» мелкозернистого бетона класса С16/20: O_l – расход мицеллообразующего поверхностно-активного вещества от массы цемента.

мицеллообразующего ПАВ (МПАВ) приводит к изменению величины деформаций бетона при действии сжимающих напряжений (рис. 1, 2).

Вид полученной диаграммы «напряжения – деформации» полностью соответствует виду аналогичных диаграмм для мелкозернистых бетонов, полученных другими авторами [5, 6] (рис. 3). В общем случае, на первых этапах нагружения, при незначительной нагрузке в мелкозернистом бетоне возникают деформации достаточно значительной величины. Напряженно-деформированное состояние бетона характеризуется довольно низким модулем деформаций. При дальнейшем увеличении нагрузки прирост деформаций с ростом напряжений значительно уменьшается.

Как показал анализ полученных результатов, взаимосвязь между напряжениями и деформациями при сжатии мелкозернистого бетона достаточно хорошо описывается полиномом третьей степени (рис. 1, 2).

Введение мицеллообразующего поверхностно-активного вещества (МПАВ) в состав мелкозернистого бетона приводит к изменению взаимосвязи «напряжения – деформации» без изменения ее характера: интенсивность роста деформаций с ростом напряжений сжатия снижается (рис. 1, 2). Т. е. с увеличением содержания МПАВ в мелкозернистом бетоне его деформативность снижается, а именно, при одной и той же величине напряжений сжатия, величина деформаций бетона имеет меньшие значения.

Следует отметить, что характер влияния МПАВ на взаимосвязь «напряжения – деформации» подобен изменению аналогичной взаимосвязи при изменении прочности высокопрочного бетона (рис. 3).

Во всех исследованных пределах содержания МПАВ деформативность бетона не превышала деформативность мелкозернистого бетона аналогичного состава без добавок.

Кроме влияния на деформативные свойства мелкозернистого бетона, МПАВ оказывает влияние на величину призмной прочности $f_{cm,cube}$, соотношение между величиной $f_{cm,cube}$ и призмной прочностью. В пределах проведенного эксперимента, с увеличением содержания МПАВ, призмная прочность бетона увеличивается, кроме этого, увеличивается и отношение призмной прочности к кубиковой (рис. 4, 5).

Как показывают результаты эксперимента (рис. 4, 5), существует оптимальное содержание МПАВ в исследуемом бетоне, которое обеспечивает получение наибольшей величины, как кубиковой, так и призмной прочности. Величина этого содержания МПАВ зависит от состава бетона и уменьшается с уменьшением водоцементного отношения.

Предельные деформации сжатия с введени-

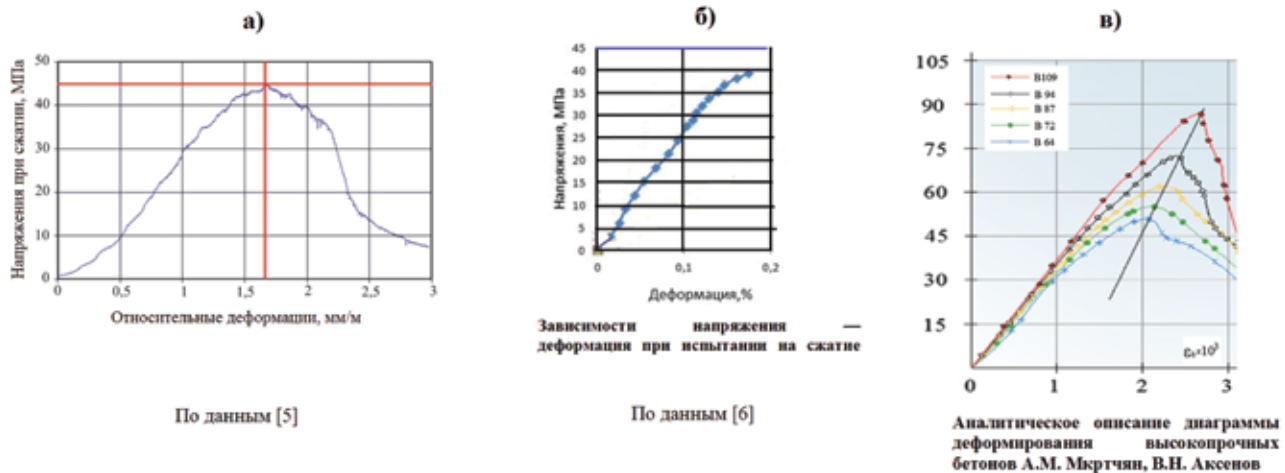


Рис.3. Зависимости «напряжения – деформации», полученные различными авторами.

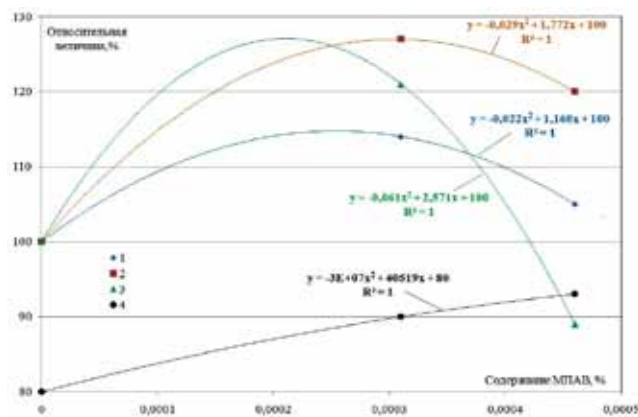


Рис.4. Влияние содержания МПАВ в бетоне на: 1 – fcm,cube; 2 – призмную прочность; 3 – предельные деформации сжатия; 4 – отношение призмной прочности к fcm,cube.

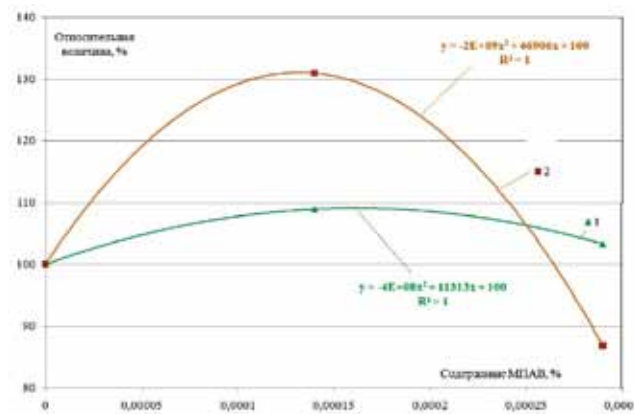


Рис.5. Влияние содержания МПАВ в бетоне на: 1 – призмную прочность; 2 – предельные деформации сжатия

ем в бетон МПАВ вначале увеличиваются, а затем уменьшаются. Наибольшими деформациями сжатия обладает бетон, обладающий наибольшей прочностью.

Отношение призмной прочности к кубиковой в пределах эксперимента так же, как и модуль деформации бетона, увеличивается с увеличением содержания МПАВ.

ВЫВОДЫ

Проведенными исследованиями подтверждена возможность управления деформативными свойствами тонкозернистых цементных порошковых бетонов, приготовленных из бетонных смесей без щебня с тонкими фракциями реакционно-активных порошков горных пород, за счет применения мицеллообразующих ПАВ в качестве катализаторов реакций твердения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шишкина А.А. Пористые реакционные порошковые бетоны / А.А. Шишкина // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014. - № 8 (23). - С. 128-135.
2. Шишкин А.А. Щелочные реакционные порошковые бетоны / А.А. Шишкин // Строительство уникальных зданий и сооружений, 2014. - № 2 (17). - С. 56-65.
3. Шишкина А.А. Применение мицеллярного катализа при формировании прочности реакционного порошкового бетона // European Journal of Analytical and Applied Chemistry Scientific Journal. – № 1. – 2016. – С. 9-12.
4. Шишкина А.А. Влияние мицеллообразующих ПАВ на свойства бетона /А.А. Шишкина // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. 60 - Одесса: Оптимум, 2015. – С. 359-364.
5. Фрактальный анализ кривых деформирования дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов при сжатии / [Селяев В.П., Низина Т.А., Балыков А.С., Низин Д.Р. и др.] // Вестник ПНИПУ. Механика. – 2016. – № 1. – С. 129-146.
6. Ахмеднабиев Р.М. Влияние различных во-



локон на свойства фибробетонов / Р.М. Ахмеднабиев, А.М. Калиман, Н.Ю. Кравчук // Технические науки - от теории к практике: сб. ст. по матер. XXII межд. науч.-практ. конф. – Новосибирск: СибАК, 2013. – С. 24-38.

7. Бондаренко В.М. Физические основы прочности бетона / В.М. Бондаренко, В.П. Селяев, П.В. Селяев // Бетон и железобетон. – 2014. – № 4. – С. 2–5.
8. Римшин В.И. Построение диаграммы деформирования одноосно сжатого бетона / В.И. Римшин, А.Л. Кришан, А.И. Мухаметзянов // Вестник МГСУ. Проектирование и конструирование строительных систем. Проблемы механики в строительстве. – 2015. - № 6. – С. 23-31.

Theory to Practice: XXII Mezhdunarodnaia nauchno-prakticheskaia konferentsia – XXII International Scientific and Practical Conference (pp. 24-38). Novosibirsk: SibAK [in Russian].

7. Bondarenko V., Celyaev V., Celyaev P. (2014). Fizicheskie osnovy prochnosti betona [Physical basis of concrete strength]. Beton i zhelezobeton. - Concrete and reinforced concrete. Vol. 4. pp. 2–5 [in Russian].
8. Rimshin V., Krishan A., Muhametzyanov A. (2015). Postroenie diagrammy deformirovaniya odnoosno szhatogo betona [Construction of the deformation diagram of uniaxial compression of concrete]. Vestnik MGSU. Proektirovanie i konstruirovaniye stroitelnykh sistem. Problemy mehaniki v stroitelstve. – Gazette MGSU. Design and construction of building systems. Problems in building mechanics. Vol. 6. pp. 23-31 [in Russian].

REFERENCES

1. Shishkina A. (2014). Porystue reaktsyonnie poroshkovye betony [The porous reactive powder concrete]. Stroitelstvo unikalnykh zdaniy i sooruzheniy - Construction of unique buildings and structures, Vol. 7(23). pp. 128-135 [in Russian].
2. Shishkin A. (2014). Shhelochnye reakcionnye poroshkovye betony [The alkaline reaction powder concretes]. Stroitelstvo unikalnykh zdaniy i sooruzheniy - Construction of unique buildings and structures, Vol. 2 (17). pp. 56-65 [in Russian].
3. Shishkina A. (2016). Primenenie micelljarnogo kataliza pri formirovanii prochnosti reakcionnogo poroshkovogo betona [The use of micellar catalysis in the formation of reactive powder concrete strength]. European Journal of Analytical and Applied Chemistry Scientific Journal, Vol. 1. pp. 9-12.
4. Shishkina A. (2015). Vliyanie micelloobrazujushhih PAV na svojstva betona [Effect of surfactant micelle-forming properties of the concrete]. Vestnik OGASA - Gazette OSABA, Vol. 60. pp. 359-364 [in Russian].
5. Selyaev V, Nizina T., Balikov A., Nizina D. (2016). Fraktal'nyj analiz krivykh deformirovaniya dispersno-armirovannykh melkozernistykh betonov pri szhatii [Fractal analysis of the deformation curves of dispersion-reinforced fine concrete in compression]. Vestnik PNIPU. Mehanika - Gazette PNIPU. Mehaniks, Vol. 1. pp. 129–146 [in Russian].
6. Axmednabiev R., Kaliman A., Kravchuk N. (2013). Vliyanie razlichnykh volokon na svojstva fibrobetonov [The effect of different fibers on the properties of fiber-reinforced concrete] Proceedings from Engineering - From



АВТОРИ



ТАРАСЮК В.Г.
Канд. техн. наук,
заступник директора
ДП «Державний
науково-дослідний
інститут будівельних
конструкцій» з наукової
та нормативно-
методичної роботи



БЕЛОКОНЬ О.О.
Канд. техн. наук,
завідувач відділу
ДП «Державний
науково-дослідний
інститут будівельних
конструкцій»



ШЕВЧЕНКО А.М.
Інженер
ДП «Державний
науково-дослідний
інститут будівельних
конструкцій»

ДІЯЛЬНІСТЬ ТЕХНІЧНИХ КОМІТЕТІВ СТАНДАРТИЗАЦІЇ У СФЕРІ БУДІВНИЦТВА НА СУЧАСНОМУ ЕТАПІ

УДК 69:006.44

АНОТАЦІЯ

У статті наведено питання щодо діяльності технічних комітетів стандартизації у сфері будівництва на сучасному етапі.

The article describes issues on activity of technical committees on standardization in construction sector at present.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

технічний комітет стандартизації, національний орган стандартизації, положення про технічний комітет стандартизації, секретаріат технічних комітетів стандартизації

На сьогодні діяльність технічних комітетів стандартизації в сфері будівництва (далі – технічні комітети) знаходиться на стадії реформування, що в свою чергу створює певні проблеми.

Створення технічних комітетів було розпочато ще у 2008 році з метою удосконалення національної стандартизації у галузі будівництва і промисловості будівельних матеріалів та затверджено наказами Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України (далі – Мінрегіон України) і на сьогодні в сфері будівництва їх налічують близько 20.

Так, діяльність технічних комітетів в сфері будівництва визначена їх структурою, а саме



закріпленими за ними об'єктами стандартизації (кодами УКНД за класами 91 «Будівельні матеріали та будівництво» і 93 «Цивільне будівництво») відповідно до ДК 004 [1] і присвячена питанням світлопрозорих конструкцій, металобудівництва, енергоефективності будівель і споруд, будівельних конструкцій, захисту будівель і споруд, будівельних виробів і матеріалів, інженерних мереж та споруд, автомобільних доріг і транспортних споруд, інженерних вишукувань у будівництві, будівельних технологій, промислового будівництва, ціноутворення та кошторисного нормування у будівництві, житлового будівництва, систем техногенної і пожежної безпеки будівель і споруд, цивільного проекту, технічних аспектів стандартизації у будівництві та промисловості будівельних матеріалів.

Відповідно до Типового положення про технічний комітет стандартизації, затвердженим наказом Держстандарту України від 20.05.2002 № 298 і зареєстрованим в Мін'юсті України 11.07.2002 за № 578/6866, технічні комітети функціонують на підставі затвердженого Положення про технічний комітет в рамках визначеної структури і сфери діяльності згідно з ДК 004 [1]. Технічні комітети створено при відповідних організаціях, що виконують функції їх секретаріатів. До складу технічних комітетів входять відповідні підкомітети, що також працюють відповідно до визначеної сфери діяльності згідно з ДК 004.

На сьогодні статтею 8 Закону України від 5 червня 2014 року № 1315-VII «Про стандартизацію» (далі – Закон України «Про стандартизацію» [2]) визначено, що національний орган стандартизації є суб'єктом стандартизації і виконує роботу стосовно прийняття рішень щодо створення та припинення діяльності технічних комітетів, визначення сфери їх діяльності, координації діяльності технічних комітетів, а також організації та координації діяльності щодо розроблення, прийняття, перевірки, перегляду, скасування та відновлення дії національних стандартів, кодексів усталеної практики та змін до них.

Розпорядженням Кабінету Міністрів України від 26.11.2014 № 1163-р. «Про визначення державного підприємства, яке виконує функції національного органу стандартизації» [3] визначено, що функції національного органу стандартизації (далі – НОС) виконує Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості» (далі – ДП «УкрНДНЦ»). В своїй діяльності ДП «УкрНДНЦ» підпорядкований Міністерству економічного розвитку і торгівлі України (далі – Мінекономрозвитку України).

Законом України «Про стандартизацію» визначено, що національний орган стандартизації - орган стандартизації, визнаний на національному рівні, що має право бути національним членом

відповідних міжнародних та регіональних організацій стандартизації.

З 03.07.2016 року Мінрегіон України зупинив діяльність у сфері національної стандартизації і НОС почав виконувати функції із розроблення, затвердження, перегляду, внесення змін і скасування національних стандартів і кодексів усталеної практики в сфері будівництва, містобудування та архітектури за класами 91 і 93 згідно з ДК 004.

Таким чином, на сьогодні відбувся перехід технічних комітетів у сфері будівництва за класами 91 і 93 згідно з ДК 004 з Мінрегіону України до НОС, що в свою чергу призвело до процесу реформування вже створених технічних комітетів.

З метою визначення ефективності та доцільності діяльності технічних комітетів, відповідно до статті 11 Закону України "Про стандартизацію" та відповідно до [4] щодо процедури створення, діяльності та припинення діяльності технічних комітетів стандартизації, НОС аналізує діяльність технічних комітетів.

Тобто, в обмежені терміни НОС виконав роботу щодо перегляду, прийняття та оприлюднення рішень щодо затвердження оновлених Положень про технічні комітети в сфері будівництва, їх структури або про припинення їх діяльності.

Також до повноважень НОС належить:

- прийняття, скасування та відновлення дії національних стандартів, кодексів усталеної практики та змін до них;
- вжиття заходів щодо гармонізації національних стандартів та кодексів усталеної практики з відповідними міжнародними, регіональними стандартами та кодексами усталеної практики;
- розроблення за погодженням з центральним органом виконавчої влади, що реалізує державну політику у сфері стандартизації (ДП «УкрНДНЦ»), національних стандартів та змін до них щодо:
 - процедур розроблення, прийняття, перевірки, перегляду, скасування та відновлення дії національних стандартів, кодексів усталеної практики та змін до них;
 - критеріїв, форми і процедур розгляду пропозицій щодо проведення робіт з національної стандартизації;
 - процедур створення, діяльності та припинення діяльності технічних комітетів стандартизації;
- забезпечення відповідності національних стандартів та кодексів усталеної практики законодавству;
- забезпечення адаптації національних стандартів та кодексів усталеної практики до сучасних досягнень науки і техніки;
- підготовка та затвердження програми робіт з національної стандартизації;
- участь у підготовці міжнародних, регіональ-



них стандартів та кодексів усталеної практики, що розробляються відповідними міжнародними та регіональними організаціями стандартизації, членом яких є НОС, чи з якими він співпрацює, згідно з положеннями таких організацій або відповідними договорами, а також забезпечення врахування інтересів України під час провадження зазначеної діяльності;

- забезпечення та сприяння співробітництву у сфері стандартизації між виробниками, постачальниками, споживачами продукції та відповідними державними органами;
- заохочення суб'єктів малого і середнього підприємництва до участі в розробленні національних стандартів та кодексів усталеної практики, забезпечення доступу зазначених суб'єктів до текстів таких документів;
- підготовка щорічного звіту про свою діяльність, внесення його після схвалення керівною радою на розгляд до центрального органу виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у сфері стандартизації (Мінекономрозвитку України), та оприлюднення на офіційному веб-сайті не пізніше п'яти робочих днів з дня схвалення цього звіту керівною радою, але не пізніше 1 квітня наступного за звітним року.

Також важливо відмітити, що одним із стратегічних завдань НОС на 2016 рік було передбачено налагодження ефективної взаємодії з технічними комітетами із застосуванням сучасних технологій та перехід до побудови технічних комітетів за «дзеркальним принципом» міжнародних та/або регіональних (європейських) технічних комітетів стандартизації.

Так, створення так званого «дзеркального» технічного комітету відповідно до сфери діяльності та об'єктів стандартизації технічних комітетів міжнародних та/або регіональних організацій із стандартизації дозволить не лише здійснювати гармонізацію системи технічних комітетів з міжнародними та регіональними, а й забезпечить ефективно впровадження міжнародного досвіду і прогресивних напрацювань на національному рівні.

Активна співпраця технічного комітету із «дзеркальним» міжнародним та/або регіональним технічним комітетом надасть йому низку переваг, зокрема:

- сприятиме економії ресурсів на розроблення стандартів, якщо у певній галузі проводяться роботи на міжнародному та/або регіональному рівнях;
- надаватиме можливість вносити пропозиції та зауваження до проектів міжнародних та/або регіональних стандартів, що відповідають національним інтересам;
- надаватиме можливість просувати розробле-

ні національні стандарти на міжнародний та/або регіональний рівні з подальшим наданням їм статусу міжнародних та/або регіональних;

- дозволить вчасно поінформувати вітчизняних виробників-експортерів про майбутні вимоги міжнародного та/або регіонального стандарту.

Але на сьогодні здійснити процес реформування вже створених в межах потреби на національному рівні технічних комітетів за «дзеркальним принципом» міжнародних та/або регіональних (європейських) технічних комітетів стандартизації досить складно і не так просто, оскільки побудова міжнародних та/або регіональних (європейських) технічних комітетів стандартизації значно відрізняється від побудови та структури вже створених технічних комітетів.

Таким чином, на сьогодні вирішення питань, що пов'язані з національною стандартизацією через технічні комітети в сфері будівництва за класами 91 і 93, на пряму залежить від рішень, які приймаються Мінекономрозвитку України через НОС.

Також слід зазначити, що відповідно до [4] технічні комітети в сфері будівництва вже мають звітувати перед НОС та надавати щорічні звіти щодо своєї діяльності.

Зважаючи на вищевикладене, визначаємо, що на сучасному етапі відбувся процес реформування вже створених Мінрегіоном України технічних комітетів стандартизації в сфері будівництва за класами 91 і 93 шляхом затвердження НОС оновлених Положень про технічні комітети, їх структури та об'єкти стандартизації.

Також важливо відмітити, що відповідно до статті 28 Закону України «Про стандартизацію» роботи із стандартизації фінансуються їх замовниками. І джерелами фінансування є: кошти Державного бюджету України; кошти, що передбачені на виконання програм і проектів; власні та залучені кошти суб'єктів господарювання; інші не заборонені законодавством джерела фінансування.

Відповідно до статті 29 Закону України «Про стандартизацію» замовниками послуг з виконання робіт з національної стандартизації за рахунок коштів Державного бюджету України є центральні органи виконавчої влади, а єдиним надавачем таких послуг - національний орган стандартизації. Але, на жаль, на сьогодні, фінансування робіт із стандартизації в сфері будівництва не забезпечується ні Мінекономрозвитку України як центральним органом виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у сфері стандартизації, ні Мінрегіоном України як центральним органом виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у будівельній сфері. І тому питання, що пов'язані із фі-



нансуванням робіт із стандартизації в сфері будівництва, має, перш за все, бути урегульоване на рівні держави.

І як показує досвід, єдиними замовниками робіт із стандартизації, на сьогодні є суб'єкти господарювання (виробники продукції), такі, як Асоціація виробників цементу України, Асоціація «Український центр сталевих будівництва», Асоціація «Виробники пінопласту» України, Інтернешнл Рісорсіс Груп, ТОВ «Сен-Гобен Будівельна Продукція Україна», ТОВ «Завод «ТехноНИКОЛЬ», ЗАТ Парок Литва, ТОВ з іноземними інвестиціями «Роквул Україна», Українська асоціація «Виробники систем зовнішньої фасадної теплоізоляції», ТОВ «Века Україна», ТОВ «Міропласт» і тісна співпраця з останніми шляхом розроблення на їх замовлення національних нормативних документів свідчить про те, що і у нас на Україні виробники продукції переходять на Європейські методи створення нормативних документів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Український класифікатор нормативних документів (ICS:2005, MOD): ДК 004:2008. - [Чинний від 2009-04-01]. - Держспоживстандарт України: Київ, 2009. - VI, 97 с. - (Національний класифікатор України).
2. Закон України від 5 червня 2014 року № 1315-VII «Про стандартизацію» // Офіційний вісник України від 15.07.2014. - 2014. - № 54. - С. 32-49.
3. Розпорядження Кабінету Міністрів України від 26 листопада 2014 року № 1163-р. «Про визначення державного підприємства, яке виконує функції національного органу стандартизації» // Офіційний вісник України від 12.12.2014. - 2014. - № 97. - С. 160-161.
4. Національна стандартизація. Процедури створення, діяльності та припинення діяльності технічних комітетів стандартизації: ДСТУ 1.14:2015. - [Чинний від 2016-04-01]. - ДП «УкрНДНЦ»: Київ, 2016. - IV, 42 с. - (Національний стандарт України).
2. Zakon Ukrainy vid 5 chervnia 2014 r. № 1315-VII «Pro standartyzatsiiu» [Law of Ukraine of June 5, 2014 № 1315-VII «On standardization»]. (2014, 15 July). Ofitsiinyi visnyk Ukrainy – Ofitsiinyi News of Ukraine [in Ukrainian].
3. Rozporiadzhennia Kabinetu Ministriv Ukrainy vid 26 lystopada 2014 roku № 1163-r. «Pro vyznachennia derzhavnoho pidpriemstva, yake vykonuie funktsii natsionalnoho orhanu standartyzatsii» [Order of the Council of Ministers of Ukraine of November 26, 2014 № 1163-p. «On assignment of the state enterprise to operate as a national standardization body»]. (2014, 12 Desember). Ofitsiinyi visnyk Ukrainy – Ofitsiinyi News of Ukraine [in Ukrainian].
4. Natsionalna standartyzatsiia. Protsedury stvorennia, diialnosti ta pryypynennia diialnosti tekhnichnykh komitetiv standartyzatsii [National standardization. The procedures of the establishment, operation and termination of the technical committees on standardization]. (2016). DSTU 1.14:2015 from 01t April 2016. Kyiv: National Standard of Ukraine [in Ukrainian].

REFERENCES

1. Ukrainskyi klasyfikator normatyvnykh dokumentiv (ICS:2005, MOD) [Ukrainian classifier of normative documents (ICS:2005, MOD)]. (2009). DK 004:2008 from 01t April 2009. Kyiv: Derzhspozhyvstandart Ukrainy [in Ukrainian].



АВТОР



МАТЧЕНКО Т.І.
Канд. техн. наук,
провідний інженер,
ПАТ Київський
науково-дослідний
та проектно-
конструкторський
інститут
«Енергопроект»

РОЗРАХУНОК БАЛОК КРАНОВИХ КОЛІЙ, ЩО ЗНАХОДЯТЬСЯ В ЕКСПЛУАТАЦІЇ, НА СТАТИЧНУ МІЦНІСТЬ, ОПІР КРИХКОМУ РУЙНУВАННЮ ТА ВИТРИВАЛІСТЬ

УДК 624.015:624.023:620.19

АНОТАЦІЯ

Викладено співвідношення для розрахунку на статичну міцність, опір крихкому руйнуванню та витривалість балок кранових колій, що знаходяться в експлуатації і мають пошкодження та тріщини.

Results for the calculation of the ratio of the static strength, resistance to brittle fracture and endurance crane girders in service and having damage and cracks are presented.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

металоконструкції, балки кранових колій, тріщини, крихка міцність

ВСТУП

У випадку оцінки надійності та ресурсу сталевих балок кранових колій (кранових рейок), що знаходяться в експлуатації і ресурс яких збігає, необхідно виконати розрахункове обґрунтування міцності і стійкості балок кранових колій з урахуванням накопичених пошкоджень за час їх експлуатації. При цьому розрахункове обґрунтування повинно задовольняти вимогам нормативних документів [1, 2]. У відповідності з п. 1 [1] державні будівельні норми [1] встановлюють вимоги до проектування сталевих конструкцій, у тому числі при їх зведенні, реконструкції та ремонті, а також при визначенні придатності до експлуатації існуючих конструкцій, але в [1] при визначенні міцності і стійкості елементів балок кранових колій відсутні залежності параметрів як функцій



часу експлуатації, не враховуються параметри пошкоджень та механізми деградації. В [2] в розділі «Розрахункова оцінка» наведено співвідношення для визначення несучої здатності і стійкості елементів конструкцій з урахуванням корозії, послаблень у вигляді вирізів, підрізів, зміни стрілки викривлення і таке інше. В [1, 2] не розглядається опір крихкому руйнуванню балок кранових колій.

Ціль цієї роботи - викласти співвідношення для оцінки статичної міцності, стійкості, опору крихкому руйнуванню балок кранових колій, що не вступають в протиріччя зі співвідношеннями [1], але їх доповнюють.

В цій роботі використано перелік розділів, формул, таблиць і рисунків такий, що співпадає з подібними в [1].

РОЗРАХУНОК НА МІЦНІСТЬ БАЛОК СУЦІЛЬНОГО ПЕРЕРІЗУ ДЛЯ КРАНОВИХ КОЛІЙ, ЩО ЗНАХОДЯТЬСЯ В ЕКСПЛУАТАЦІЇ

9.3.1 Розрахунок на міцність балок кранових колій, як правило, слід виконувати відповідно до вимог п. 7 на дію вертикальних і горизонтальних навантажень, визначених згідно з ДБН В.1.2-2:2006. Для балок двотаврового перерізу безгальмових конструкцій згинальний момент M_x у горизонтальній площині повинен бути повністю сприйнятий перерізом верхнього поясу балки.

При розрахунку двотаврових балок кранових колій за формулою (9.3)

- при дії згинальних моментів $M_x(t)$ і $M_y(t)$ у двох головних площинах:

$$\pm \frac{\gamma_n \times M_x(t) \times y}{\gamma_C \times I_{xn} \times (1 - \omega(t)_I) \times R_y \times (1 - \omega(t)_R)} \pm \frac{\gamma_n \times M_y(t) \times x}{\gamma_C \times I_{yn} \times (1 - \omega(t)_I) \times R_y \times (1 - \omega(t)_R)} \leq 1 \quad (9.3)$$

для кранів груп режимів роботи 1К – 5К за ГОСТ 25546 допускається враховувати розвиток обмежених пластичних деформацій шляхом множення значення I_{xn} на коефіцієнт 1,05 при $a_f \leq 1$ і множення значення I_{yn} на коефіцієнт 1,15.

9.3.2 Розрахунок на міцність стінок балок кранових колій (за винятком балок, що розраховуються на утомленість, для кранів груп режимів роботи 7К у цехах металургійних виробництв і 8К за ГОСТ 25546) необхідно виконувати за формулою (9.4), де x і y – відстані від головних осей інерції до точки перерізу, що розглядається;

- у загальному випадку

$$\frac{0,87(\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2)^{1/2}}{R_y (1 - \omega(t)_R) \gamma_C} \leq 1, \quad (9.4)$$

де $\sigma_x = M(t) \times y / [I_{xn} (1 - \omega(t)_I)]$ – нормальні напруження у серединній площині стінки, спрямовані паралельно до поздовжньої осі балки; $M(t)$ – згинаючий момент на час t ; $Q(t)$ – поперечна сила (сила зсуву) на час t ; σ_y – те ж саме, спрямовані перпендикулярно до поздовжньої осі балки, у тому числі σ_{loc} , що обчислюються за формулою (9.7) [1]:

$$\tau_{xy} = Q_y(t) \times S_x \times (1 - \omega(t)_s) / [I_x \times (1 - \omega(t)_I) \times t_w],$$

τ_{xy} – дотичні напруження у розглядуваній точці стінки балки.

Розрахунок на опір крихкому руйнуванню балок з тріщинами в розтягнутому волокні, як показано на рис. 1 у розрахункових перерізах 1-го класу необхідно виконувати за формулами:

- при дії згинального моменту $M(t)$ в одній з головних площин:

$$\frac{\gamma_n \times M(t) \times 1,12 \times (\pi \times L)^{1/2}}{W_{n,min} \times (1 - \omega(t)_w) \times [K_{IC}] \times (1 - \omega(t)_{KIC}) \times \gamma_C} \leq 1;$$

- при дії поперечної сили $Q(t)$, що спрямована паралельно серединній площині стінки з тріщинами:

$$\frac{\gamma_n \times Q(t) \times S \times (1 - \omega(t)_s) \times 1,12 \times (\pi \times L)^{1/2}}{I \times (1 - \omega(t)_I) \times t_w \times [K_{IIC}] \times (1 - \omega(t)_{KIIIC}) \times \gamma_C} \leq 1;$$

- при дії згинальних моментів $M_x(t)$ і $M_y(t)$ у двох головних площинах:

$$\pm \frac{\gamma_n \times M_x(t) \times y \times 1,12 \times (\pi \times L)^{1/2}}{I_{xn} \times (1 - \omega(t)_I) \times [K_{IC}] \times (1 - \omega(t)_{KIC}) \times \gamma_C} \pm \frac{\gamma_n \times M_y(t) \times x \times 1,12 \times (\pi \times L)^{1/2}}{I_{yn} \times (1 - \omega(t)_I) \times [K_{IC}] \times (1 - \omega(t)_{KIC}) \times \gamma_C} \leq 1,$$

де x і y – відстані від головних осей інерції до розглядуваної точки перерізу; $\omega(t)_s$ – параметр пошкодження, зменшення статичного моменту опору перерізу, долі від одиниці; $\omega(t)_{KIIIC}$ – параметр пошкодження структури матеріалу у вигляді зменшення значення критичного коефіцієнта інтенсивності напружень поздовжнього зсуву, що змінюється в часі, долі від одиниці; $[K_{IIC}]$ – критичне значення коефіцієнта інтенсивності напружень поздовжнього зсуву у відповідності з рис. 2, $MPa \times (m)^{0,5}$, приймаються за результатами випробувань зразків або за даними [3]; $\omega(t)_w$ – параметр пошкодження, зменшення моменту опору перерізу на час експлуатації t , долі від одиниці.

При цьому, у розрахунковому перерізі, розташованому на опорах нерозрізних балок, у формулі (9.4) замість коефіцієнта 0,87 слід приймати коефіцієнт 0,77.

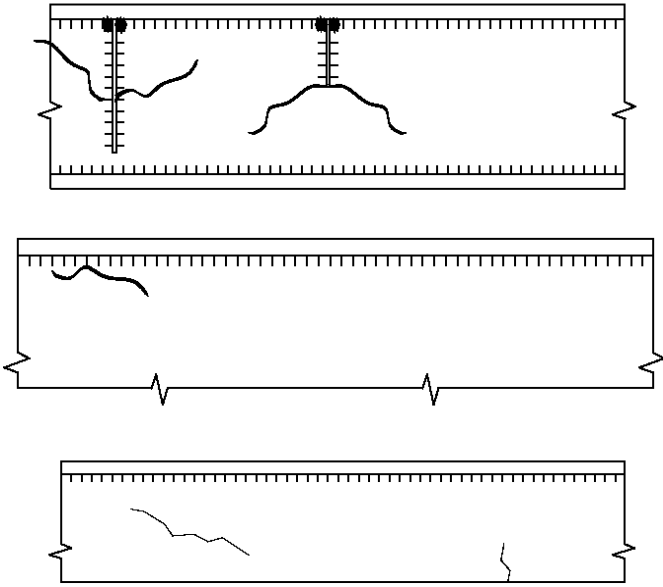


Рис.1. Пошкодження в балках у вигляді тріщин.

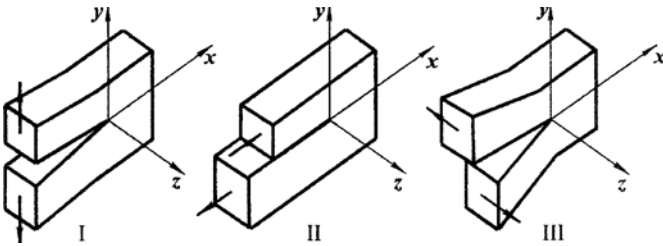


Рис.2. Різновиди переміщення берегів тріщин і відповідно різновиди руйнувань (I - нормального відриву, II - поперечного зсуву, III - поздовжнього зсуву).

9.3.3 Міцність стиснутої зони стінок балок кранових колій, що розраховуються на утомленість, для кранів груп режимів роботи 7К (у цехах металургійних виробництв) і 8К за ГОСТ 25546, виконаних зі сталі з межею текучості до 440 Н/мм² слід виконувати за формулами:

$$\frac{\gamma_n \times \beta_k}{R_y \times (1 - \omega(t)_R)} \times \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq 1; \quad (9.22)$$

$$\frac{\gamma_n}{R_y \times (1 - \omega(t)_R)} \times (\sigma_x + \sigma_{loc,x}) \leq 1; \quad (9.23)$$

$$\frac{\gamma_n}{R_y \times (1 - \omega(t)_R)} \times (\sigma_{fy} + \sigma_{loc,y}) \leq 1; \quad (9.24)$$

$$\frac{\gamma_n}{R_y \times (1 - \omega(t)_R)} \times (\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy}) \leq 1, \quad (9.25)$$

де умовні позначення такі самі, як в [1], β – коефіцієнт, який приймається таким, що дорівнює 0,77 – при розрахунку перерізів, розташованих на опорах нерозрізних балок та 0,87 – при розрахунку розрізних балок у прольоті;

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{M_x(t)}{I_{xn} \times (1 - \omega(t)_I)} \times y; \\ \sigma_{loc,x} &= 0,25\sigma_{loc,y}; \\ \sigma_{loc,y} &= \frac{\gamma_f \gamma_{fI} F}{l_{ef} t_w}; \\ \sigma_{fy} &= \frac{2M_f(t) \times t_w}{I_{\Sigma f} \times (1 - \omega(t)_I)}; \\ \tau_{xy} &= \frac{Q_y}{t_w h_w}; \\ \tau_{loc,xy} &= 0,3\sigma_{loc,y}; \\ \tau_{f,xy} &= 0,25\sigma_{fy}. \end{aligned} \quad (9.26)$$

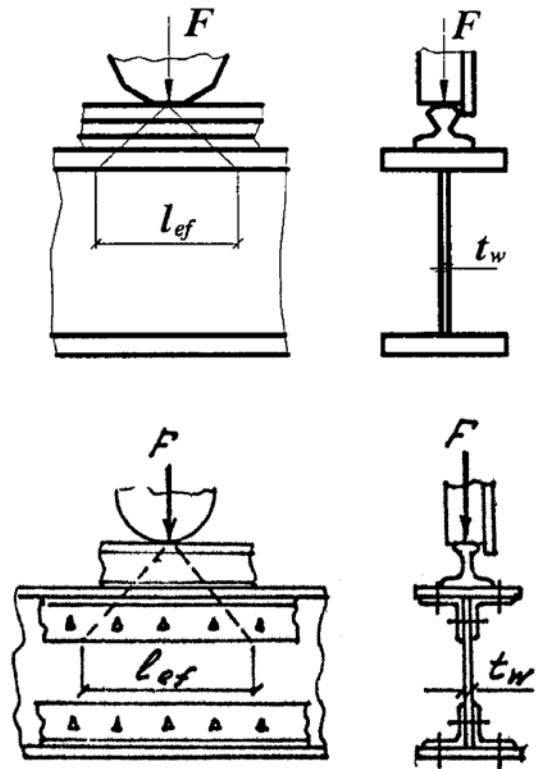


Рис.9.1. Схема розподілення зосередженого навантаження на стінку балки.

У формулах (9.26) позначено: $M_x(t)$ і $Q(t)$ – відповідно згинальний момент і поперечна сила у перерізі балки від розрахункового навантаження, що визначається згідно з ДБН В.1.2-2:2006; h_w – висота стінки поперечного перерізу балки; y – відстань до розглядуваної точки стінки балки, що дорівнює половині її висоти; γ_{fI} – коефіцієнт збільшення зосередженого вертикального навантаження від одного колеса крана, що приймається згідно з ДБН В.1.2-2:2006; F – розрахункове експлуатаційне значення зосередженого вертикального навантаження від одного колеса крана; l_{ef} – умовна довжина ділянки розподілу зосередженого навантаження, що визначається згідно з вимогами п. 9.2.2; M_f – місцевий крутний момент, що визначається за формулою:



$$M_t = \gamma_f \gamma_{f1} Fe + 0,75 Q_t (h_r + t_f + b) \quad (9.27)$$

де e – умовний ексцентриситет, що приймається рівним 15 мм; Q_t – розрахункове горизонтальне навантаження (бічна сила), що спрямоване впоперек до напрямку кранової колії, обумовлене перекосами мостових кранів і непаралельністю кранових шляхів, та приймається відповідно до ДБН В.1.2-2:2006; h_r – висота балки кранової колії; t_f – сумарна товщина поясних листів; b – ширина вертикальної полиці поясного кутика (для балок з болтовими фрикційними поясними з'єднаннями);

$$I_{\Sigma f} = I_t + I_f = I_t + 0,33 \sum_i b_i t_i^3,$$

$I_{\Sigma f}$ – сума моментів інерції при крученні відповідно рейки I_t і поясу I_f ; b_i і t_i – відповідно ширина і товщина листових елементів, що утворюють верхній пояс, у тому числі полиць і поясних кутиків.

Усі складові напруженого стану у формулах (9.22) – (9.26) слід приймати зі знаком “плюс”. Окрім цього, при обчисленні значень напружень σ_x і τ_{xy} необхідно враховувати вимоги п. 9.2.2.

9.3.4 Розрахунок на міцність підвісних балок кранових колій (монорейок) слід виконувати з урахуванням місцевих нормальних напружень від тиску колеса крану, що спрямовані вздовж та впоперек до осі балки та не діють одночасно.

9.3.5 Розрахунок на міцність бісталевих балок кранових колій двотаврового перерізу з двома осями симетрії без гальмових конструкцій для кранів груп режимів роботи 1К – 5К за ГОСТ 25546 при $r = R_{yf}/R \leq 1,5$ допускається виконувати за формулою (9.19),

– при згині у двох головних площинах

$$\frac{\gamma_n \times M_x(t)}{C_{xr} \times \beta_r \times W_{xn} \times (1 - \omega(t)_w) \times R_{yw} \times (1 - \omega(t)_R) \times \gamma_c} \pm \frac{\gamma_n \times M_y(t)}{C_{yr} \times W_{yn} \times (1 - \omega(t)_w) \times R_{yf} \times (1 - \omega(t)_R) \times \gamma_c} \leq 1 \quad (9.19)$$

у якій слід приймати:

$$c_{xr} = \frac{\alpha_f \times r + 0,25 - 0,0833/r^2}{\alpha_f + 0,167}, \quad (9.20)$$

де $\alpha_f = A_f/A_w$, $r = R_{yf}/R_{yw}$; β – коефіцієнт, що приймається у відповідності з п. 9.2.8 [1], $M_y(t)$ – згинальний момент у горизонтальній площині, що повністю передається на верхній пояс балки; $W_{yn} = W_{ywf}$ – момент опору перерізу верхнього поясу балки відносно осі $y - y$; c_{yr} – коефіцієнт, який приймається таким, що дорівнює 1,15.

Розрахунок на міцність стінок бісталевих балок кранових колій слід виконувати відповідно до вимог п. 9.3.2.

9.4 Розрахунок на загальну стійкість елементів суцільного перерізу, що згинаються

9.4.1 Розрахунок на загальну стійкість двотав-

рових балок 1-го класу, а також бісталевих балок 2-го класу при виконанні вимог п. 9.2.1 і п. 9.2.8 необхідно виконувати за формулами:

– при згині у площині стінки, що збігається з площиною симетрії перерізу:

$$\frac{\gamma_n M_x(t)}{\varphi_b W_{cx} (1 - \omega(t)_w) R_y (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \leq 1; \quad (9.28)$$

– при згині у двох головних площинах:

$$\frac{\gamma_n M_x(t)}{\varphi_b W_{cx} (1 - \omega(t)_w) R_y (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \pm \frac{\gamma_n M_y(t)}{W_y (1 - \omega(t)_w) R_y (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \leq 1 \quad (9.29)$$

У формулах (9.28) і (9.29) позначено: W_x – момент опору перерізу відносно осі $x - x$, обчислений для стиснутого поясу елемента; W_y – момент опору перерізу відносно осі $y - y$, що співпадає з площиною згину; φ_b – коефіцієнт, що враховує викривлення стінки балки і приймається в [2] меншим з:

$$\varphi_{B1} = \varphi;$$

$$\varphi_{B2} = A_1 \times (1 - B_1 \times \bar{v}_0);$$

$$\varphi_{B,3} = A_2 \times (1 + B_2 \times \bar{v}_0 - C_2 \times \bar{u}_0),$$

в залежності від умовної гнучкості в площині симетрії листа

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{0x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y (1 - \omega_R)}{E (1 - \omega_E)}},$$

і умовної відносної стрілки викривлення листа

$$\bar{u}_0 = \frac{f_{x0}}{l_{x0}} \sqrt{\frac{E (1 - \omega_E)}{R_y (1 - \omega_R)}}, \quad \bar{v}_0 = \frac{f_{y0}}{l_{y0}} \sqrt{\frac{E (1 - \omega_E)}{R_y (1 - \omega_R)}}.$$

Коефіцієнти A_1 , A_2 , B_1 , B_2 , C_2 , визначаються за табл. 1.

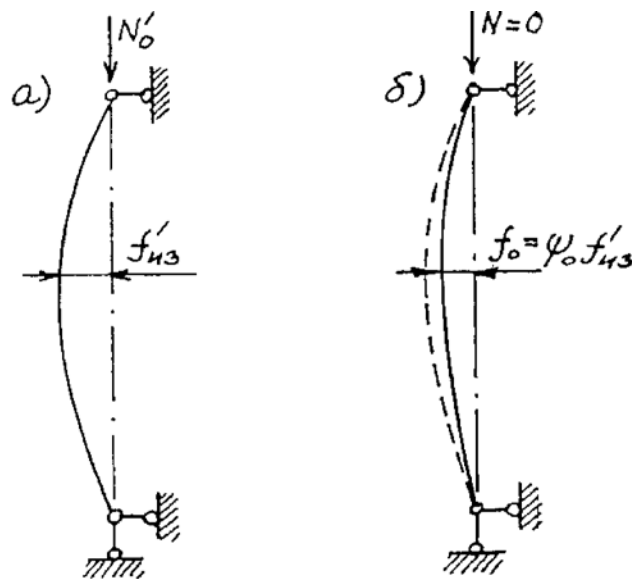


Рис.3. Визначення еквівалентного ексцентриситету. а – стан вимірювання; б – ненавантажений стан.



Таблиця 1.

$\bar{\lambda}_x$	φ	Переріз з листів посиленних ребрами. Значення збільшені в 1000 разів				
		A ₁	B ₁	A ₂	B ₂	C ₂
0,5	971	966	401	951	160	358
1,0	901	909	630	832	179	542
1,5	826	775	601	711	158	634
2,0	744	710	581	635	178	633
2,5	653	571	512	481	96	520
3,0	562	429	329	395	66	448
3,5	476	381	317	320	44	358
4,0	401	303	225	264	26	292
4,5	340	260	190	219	18	235
5,0	289	229	163	184	12	192
5,5	247	212	152	159	8	162
6,0	211	205	136	136	3	135

Для бісталевих балок у формулах (9.28) і (9.29), а також при визначенні φ_B слід замінити R_y на R_{yf} .

16.4 Поясні з'єднання в балках, що знаходяться в експлуатації

16.4.1 Зварні і фрикційні поясні з'єднання двотаврової балки, що знаходяться в експлуатації, слід розраховувати на статичну міцність за формулами, наведеними в таблиці. 16.6, і на опір крихкому руйнуванню за формулами, наведеними в табл. 16.7. При прикладанні нерухомого зосередження навантаження до верхнього поясу балки за відсутності поперечних ребер жорсткості у місцях прикладення навантаження, а також при прикладанні нерухомого зосередження навантаження до нижнього поясу незалежно від наявності ребер жорсткості в місцях прикладання навантаження поясні з'єднання слід розраховувати як для рухомого навантаження. Зварні шви, що виконані з проваром на всю товщину стінки, слід вважати однаково міцними зі стінкою.

16.4.2 У балках з фрикційними поясними з'єднаннями з багатолистовими поясними пакетами прикріплення кожного з листів у розрахунковому перерізі, розташованому за місцем свого теоретичного обриву, слід розраховувати на половину зусилля, що може бути сприйняте поперечним перерізом листа. Прикріплення кожного листа у розрахунковому перерізі, розташованому на ділянці між дійсним місцем його обриву і місцем обриву попереднього листа, слід розраховувати на повне зусилля, що може бути сприйняте поперечним перерізом листа.

Розрахунок на витривалість і циклічну тріщиностійкість болтових та фрикційних з'єднань викладено в [4, 5].

Таблиця 16.6 Формули для розрахунку на статичну міцність поясних з'єднань у складаних балках

Характер навантаження	Поясні з'єднання	Розрахункова формула	
Нерухоме	Зварні	$\frac{T(t)\gamma_n}{n\beta_f k_f R_{wf} \times (1 - \omega_R) \times \gamma_C} \leq 1$	(16.19)
		$\frac{T(t)\gamma_n}{n\beta_f k_f R_{wz} \times (1 - \omega_R) \times \gamma_C} \leq 1$	(16.20)
	Фрикційні	$\frac{T(t) \times s \times \gamma_n}{Q(t) \times k \times \gamma_C} \leq 1$	(16.21)
Рухоме	Зварні (двосторонні шви)	$\frac{\gamma_n \sqrt{T^2(t) + V^2(t)}}{2\beta_f k_f R_{wf} \times (1 - \omega_R) \times \gamma_C} \leq 1$	(16.22)
		$\frac{\gamma_n \sqrt{T^2(t) + V^2(t)}}{2\beta_f k_f R_{wz} \times (1 - \omega_R) \times \gamma_C} \leq 1$	(16.23)
	Фрикційні	$\frac{\gamma_n \times s \times \sqrt{T^2(t) + \alpha^2 V^2(t)}}{Q_{bb}(t) \times k \times \gamma_C} \leq 1$	(16.24)
		Позначення, прийняті в табл. 16.6: $T(t) = \frac{Q(t) \times S \times (1 - \omega_s)}{I \times (1 - \omega_f)}$ – погонне зусилля зсуву поясу, що викликане поперечною силою $Q(t)$ (тут S – статичний момент бруто поясу балки відносно нейтральної осі); ω_s, ω_f – параметри пошкодження відповідно статичного моменту і моменту інерції перерізу, долі від одиниці; n – кількість кутових швів: при двосторонніх кутових швах у поясних з'єднаннях – $n=2$, при односторонніх – $n=1$; $Q_{bb}(t)$ і k – величини, що визначаються згідно з п. 16.3.4; k_f – величини катету зварного шва (м), $V(t) = \gamma_f \gamma_{f1} F_n(t) / l_{ef}$ – погонний тиск від зосередженого вантажу F_n , що визначається з урахуванням вимог п. 9.2.2 і п. 9.2.3, при цьому l_{ef} вимірюється в (м); γ_C, γ_n – коефіцієнти надійності за навантаженням, що приймаються згідно з ДБН В.1.2-2:2006 (для нерухомих вантажів $\gamma_n=1$); s – крок поясних болтів (м); α – коефіцієнт, який приймається таким, що дорівнює: $\alpha=0,4$ – за наявності навантаження, прикладеного до верхнього поясу балки, до якого пристругана стінка, і $\alpha=1,0$ – за відсутності пристругування стінки або за наявності навантаження, прикладеного до верхнього поясу.	

Таблиця 16.7 Формули для розрахунку на опір крихкому руйнуванню поясних з'єднань у складаних балках

Характер навантаження	Поясні з'єднання	Розрахункова формула	
Нерухоме	Зварні	$\frac{\gamma_n T(t) \sqrt{\pi l}}{n\beta_f k_f [K_{nc}]_{wf} \times (1 - \omega_{кис}) \times \gamma_C} \leq 1$	(16.25)
		$\frac{\gamma_n T(t) \sqrt{\pi l}}{n\beta_f k_f [K_{nc}]_{wz} \times (1 - \omega_{кис}) \times \gamma_C} \leq 1$	(16.26)
	Фрикційні	Розрахунок не виконується	
Рухоме	Зварні (двосторонні шви)	$\frac{\gamma_n \sqrt{T^2(t) + V^2(t)} \times \sqrt{\pi l}}{2\beta_f k_f [K_{nc}]_{wf} \times (1 - \omega_{кис}) \times \gamma_C} \leq 1$	(16.27)
		$\frac{\gamma_n \sqrt{T^2(t) + V^2(t)} \times \sqrt{\pi l}}{2\beta_f k_f [K_{nc}]_{wz} \times (1 - \omega_{кис}) \times \gamma_C} \leq 1$	(16.28)
	Фрикційні	Розрахунок не виконується	
Позначення, що прийняті в табл. 16.7, такі самі, як і в табл. 16.6. Додаткові позначення: $[K_{nc}]$ – розрахункове значення критичного коефіцієнту інтенсивності напружень поперечного зсуву металу шва, або металу зони сплавлення; $\omega_{кис}$ – параметр пошкодження критичного коефіцієнту інтенсивності напружень другого виду, долі від одиниці; l – довжина тріщини в поясному з'єднанні, м.			

Розрахунок елементів сталевих конструкцій, на які спираються балки кранових колій на статичну міцність і опір крихкому руйнуванню, виконується за формулами [10]. Розрахунок вузлів кріплення сталевих конструкцій, на які спираються балки кранових колій на опір крихкому руйнуванню, виконується за формулами [11].

ВИЗНАЧЕННЯ СТРОКУ СЛУЖБИ КРАНОВИХ КОЛІЙ ЗА КІЛЬКІСТЮ ЦИКЛІВ І ВЕЛИЧИНОЮ НАВАНТАЖЕННЯ В КОЖНОМУ ЦИКЛІ

Строк служби кранових колій до початку експертних обстежень – календарна тривалість від початку експлуатації до заступлення строку, вказаного в службовій або нормативній документації, після закінчення якого повинні виконуватися



експертні обстеження. Цей строк служби менше призначеного строку служби або ресурсу. Характеристичне число (N) – безрозмірна величина, що є мірою напрацювання колії, яка визначається як сума кубів відношення мас вантажів, що піднімаються, до максимальної вантажопідйомності колії:

$$N = \sum_{i=1}^C [Q_i / Q_{\max}]^3,$$

де: Q_{\max} – максимально допустиме навантаження на кранову колію; Q_i – навантаження на кранову колію на i -тому циклі; C – кількість робочих циклів крана, виконаних від початку експлуатації.

Коефіцієнт вичерпання ресурсу (K_p) визначається як відношення:

$$K_p = N_T / N_H,$$

де N_T – безрозмірна величина, яка є мірою використання колії на час, що плине, та визначається з урахуванням усіх робочих циклів, виконаних від початку експлуатації крана і величини усіх вантажів в кожному робочому циклі; N_H – безрозмірна величина, яка є мірою напрацювання колії, на яку вона розрахована, визначається з умови неперевищення меж витривалості сталі будь-якого елемента колії (на межі витривалості приймається $N_H = 1 \times 106$), або не перевищення меж пропорційності сталі (на межі пропорційності $N_H = 1 \times 104$), або не перевищення меж текучості сталі (на межі текучості $N_H = 1 \times 103$).

У випадку, коли $K_p = 1$, строк служби кранових колій вичерпано.

ПРИБЛИЗНА ОЦІНКА ВИТРИВАЛОСТІ КРАНОВИХ КОЛІЙ НАВАНТАЖЕННЯ РЕЙКОВОГО ТРАНСПОРТУ НА КРАНОВУ РЕЙКУ

Для оцінки витривалості навантаження слід приймати різними для локальних та глобальних розрахунків.

При глобальних розрахунках розмах напружень в елементі рейкової колії визначається від дії одного крану, при цьому довжина ділянки лінії впливу одного знаку має бути більше за відстань між колесами крану. При локальних розрахунках оцінюють дію вагонних осей. Розрахункове навантаження на вісь колеса крану P_f слід приймати за формулою:

$$P_f = P_n \times \gamma_f \times (1 + \mu),$$

де P_f – характеристичне навантаження на вісь; γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням: 1, 2 – для глобальних розрахунків, де навантаженням є кран; 1,0 – для локальних розрахунків, де навантаженням є вісь колеса крану; $(1 + \mu)$ – динамічний коефіцієнт, що дорівнює 1,0 (якщо колія в нормальному стані).

РОЗРАХУНОК КІЛЬКОСТІ ЦИКЛІВ НАВАНТАЖЕННЯ НА КРАНОВУ РЕЙКУ

Розрахунок кількості циклів розмаху напружень в крановій колії аналогічний до розрахунку кількості циклів від рейкового транспорту та від автомобільного навантаження. Загальну кількість циклів від проїзду крану по крановій колії за період проектного строку служби визначають за формулою [6]:

$$N = n_D \times n_Y \times n_C \times n_T \leq 1 \times 10^8, \quad (1)$$

де n_D – кількість днів у році, n_Y – проектний строк служби кранової колії в роках; n_C – кількість циклів (колес крану з одного боку) від проходу одного крану; n_T – середня денна кількість проходів крану в одному напрямку.

ПОРІГ ВИТРИВАЛОСТІ КРАНОВИХ РЕЙОК

Визначення розрахунком витривалості з'єднання елементів кранових колій виконується аналогічно [6] за формулою:

$$\Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{R,n} / (\gamma_{FM} \times \gamma_r),$$

де $\Delta\sigma$ – розрахунковий розмах діючих напружень від розрахункових навантажень; $\Delta\sigma_{R,n}$ – поріг витривалості елемента в залежності від кількості циклів навантажень; γ_{FM} – коефіцієнт надійності порогу витривалості дорівнює: 0,85 – для елементів, руйнація яких не призведе до руйнування кранової колії; 1,00 – для ключових елементів кранової колії; γ_r – коефіцієнт відповідальності, що дорівнює: 1,00 – для елементів, руйнація яких не призведе до руйнування кранової колії; 1,05 – для ключових елементів.

Розмах напружень знаходять за формулою (2) як різницю між найбільшими і найменшими напруженнями при лінійному аналізі. При цьому розтяг має становити не менше ніж 1/3 загального розмаху напружень:

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}, \quad \Delta\tau = \tau_{\max} - \tau_{\min}. \quad (2)$$

Поріг витривалості $\Delta\sigma_{R,n}$ знаходять, базуючись на значеннях порогів витривалості $\Delta\sigma_C$ або $\Delta\tau_C$ для 2 млн. циклів.

При кількості циклів менше ніж 2 млн. відповідний поріг витривалості $\Delta\sigma_{R,n}$ обчислюється за формулою:

$$\Delta\sigma_{R,n} = \frac{\Delta\sigma_C}{(N_i / 2000000)^{1/3}}. \quad (3)$$

При кількості циклів від 2 млн. до 5 млн. поріг витривалості $\Delta\sigma_{R,n} = \Delta\sigma_D$ знаходять за формулою:



$$\Delta\sigma_D = \frac{\Delta\sigma_C}{(5000000/2000000)^{1/3}} = 0,737 \times \Delta\sigma_C \quad (4)$$

При кількості циклів більше 5 млн. відповідний поріг витривалості знаходять за формулою:

$$\Delta\sigma_{R,n} = \frac{\Delta\sigma_D}{(N_i/5000000)^{1/5}} = 0,735 \frac{\Delta\sigma_C}{(N_i/5000000)^{1/5}} \quad (5)$$

ОЦІНКА ВИТРИВАЛОСТІ БАЛОК КРАНОВИХ КОЛІЙ

Оцінку витривалості елементів кранових рейок виконують, якщо відома категорія витривалості, розмах напружень $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_p$, і відповідна кількість циклів навантажень n_1, n_2, \dots, n_p , використовуючи наступний алгоритм:

1. Знаходиться граничне значення циклів при заданому розмаху напружень за формулою (3) при числі циклів n менше 5 млн. і за формулою (4) – при числі циклів більше, ніж 5 млн.

$$N_i = 5000000 \times (\Delta\sigma_C / \Delta\sigma_i)^3, \quad n \leq 5000000, \quad (6)$$

$$N_i = 5000000 \times (\Delta\sigma_D / \Delta\sigma_i)^5, \quad n > 5000000, \quad (7)$$

$$\Delta\sigma_D = \frac{\Delta\sigma_C}{(5000000/2000000)^{1/3}} = 0,737 \times \Delta\sigma_C$$

У формулах значення $\Delta\sigma_C$ та $\Delta\sigma_D$ – пороги витривалості елемента при 2 і 5 млн. циклів відповідно.

2. Для оцінки витривалості використовують лінійний закон накопичення пошкоджень (Палгрена Мінера). А саме, сума відношення фактичної кількості циклів до граничної не повинна перевищувати одиниці.

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_p}{N_p} \leq 1, \quad (8)$$

де n_1, n_2, \dots, n_p – кількість циклів при заданих розмахах напружень $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_p$; N_1, N_2, \dots, N_p – граничні значення циклів при заданих розмахах напружень.

Точна оцінка витривалості зварних з'єднань елементів кранових колій викладена в [3].

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ВИТРИВАЛОСТІ БАЛОК КРАНОВИХ КОЛІЙ

Розглянемо витривалість балок кранових колій Нового безпечного кон'файменту (НБК). У відповідності з [7] система основних кранів (СОК) НБК складається з двох кранів, що переміщуються в напрямку схід-захід на довжину ходу 148,35м; кожний кран повинен переміщуватися на відстань

122,2 м. Мінімальна допустима відстань між кранами при нормальному режимі експлуатації становить 11,8 м. Зона захоплення СОК, при нормальному режимі експлуатації становить 130,5 м. Система основних кранів забезпечена трьома візками: один стандартний вантажний візок вантажопідйомністю 50 т, другий - спеціально безпечний вантажний візок вантажопідйомністю 40 т, третій візок обладнаний мобільною інструментальною платформою за допомогою кроквяної

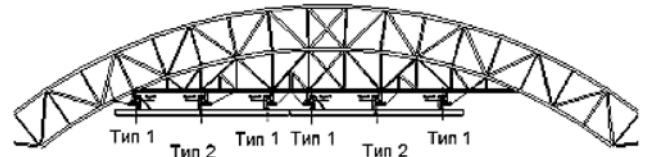


Рис.4. Схема кранових колій НБК.

ферми. Схема кранових колій в перерізі показана на рис. 4.

Балки кранових колій підвішені до кранової платформи. Балки вирішені у вигляді шести незалежних ліній. Балки кранових колій прийняті у вигляді коробчастого перерізу висотою 1,3 м, шириною 0,96 м (рис. 5).

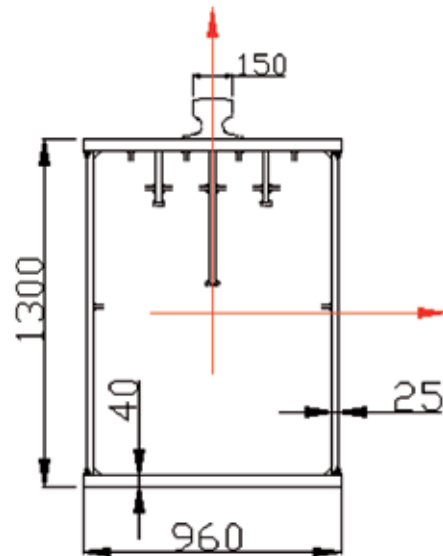


Рис.5. Переріз балки кранової колії

Балки кранових колій спираються на опори в межах секцій, як показано на рис. 6.

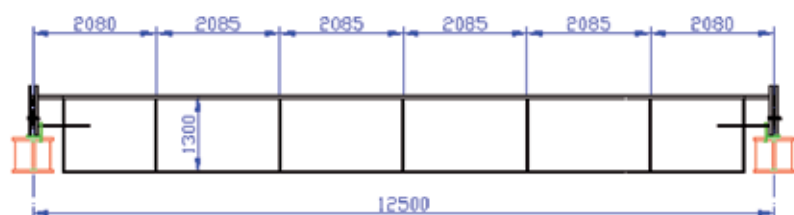


Рис.6. Секції балок кранових колій



Таблиця 2.

Назва вимоги	Кран 6К (А6)	Посилання
Встановлено безвідмовне напрацювання не менше (цикли)	64000	ГОСТ 27584-88 Таблиця 2 і додаток 4, 3-й абзац.
Напрацювання на відмову, не менше (циклів)	11000	ГОСТ 27584-88 Таблиця 2 і додаток 4, 2-й абзац.

У відповідності з [7] вимоги до надійності СОК приведені в табл. 2.

У відповідності з п. 3.3 [7] режим роботи кранів в цілому: Група А6. Максимальна кількість робочих циклів (стосовно до конструкцій) дорівнює 1000000 циклів (НПАОП 0.00-1.01-07- Додаток 1 Таблиця 1.1).

Розрахунок. При кількості циклів менше ніж 2 млн. відповідний поріг витривалості $\Delta\sigma_{R,n}$ обчислюється за формулою (3). $\Delta\sigma_c=200$ МПа. За даними [8] для нормальних умов експлуатації кранів розрахунковий розмах діючих напружень від розрахункових навантажень $\Delta\sigma_i=225$ МПа при кількості циклів $n_1=64000$. За розрахунками при напрацюванні на відмову $\Delta\sigma_i=338$ МПа при кількості циклів $n_2=11000$.

$$\Delta\sigma_{R,n} = \frac{200}{(1000000/2000000)^{1/3}} = 251 \text{ МПа.}$$

За формулою (6)

$$N_1 = 5000000 \times (200/225)^3 = 3511659,$$

$$N_2 = 5000000 \times (200/338)^3 = 1035881.$$

За формулою (8) при нормальних умовах експлуатації витривалість балок кранових колій дорівнює

$$\frac{64000}{3511659} + \frac{11000}{1035881} = 0,02884 \leq 1.$$

Результати розрахунків добре узгоджуються з результатами [9], за якими імовірність відмови становить 0,031.

ВИСНОВКИ

- Отримано співвідношення для розрахунків на витривалість, міцність та опір крихкому руйнуванню балок кранових колій, що мають тріщини, або в матеріалі яких відбулися процеси старіння.
- Отримані співвідношення можуть бути застосовані при визначенні придатності до експлуатації існуючих конструкцій та для актуалізації ДБН В.2.6-198.

ЛІТЕРАТУРА

- Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – V, 199 с. – (Будівельні норми України).
- Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації: ДБН В 362-92. – [Чинні від 1992-07-01]. – К.: Державний комітет України в справах архітектури, будівництва та охорони історичного середовища, 1995. – 47 с. – (Будівельні норми України).
- Матченко Т.І. Розрахунок зварних елементів сталевих конструкцій на витривалість і циклічну тріщиностійкість / Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Матченко П.Т. // Будівництво України, 2015. - № 1. - С. 37-44.
- Матченко Т.І. Методика розрахунку довговічності фрикційних з'єднань сталевих конструкцій / Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Матченко П.Т. // Будівництво України, 2015. - № 2-3. - С. 44-51.
- Шаміс Л.Б. Розрахунок болтових з'єднань на циклічну тріщиностійкість і крихку міцність / Шаміс Л.Б. // Будівництво України, 2016. - № 1. - С. 27-34.
- Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. Споруди транспорту. (Частина 1): ДБН В.2.3-26:2010. – [Чинні від 2011-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – IV, 195 с. – (Будівельні норми України).
- SIP N TE 22 В 104-REQ 001 04. Система основных кранов. Спецификация на закупку.
- 99-925.100.010.OT04.01.02 План осуществления мероприятий. Государственное специализированное предприятие «Чернобыльская АЭС» Новый безопасный конфайнмент (НБК). Пусковой комплекс-1 (ПК-1). Лицензионный пакет-5 (ЛП-5) Проект. Основное сооружение и система основных кранов. Том 4, Архитектурно-строительные решения. Часть 1, Пояснительная записка, Книга 2, Раздел 3. 2011, «КИЭП».
- SIP N PA 22 D 104 PRO 003-D. Система основных кранов. Руководство по проведению анализа надежности и рисков.
- Матченко Т.І. Розрахунок елементів сталевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації, на статичну міцність і опір крихкому руйнуванню / Матченко Т.І. // Наука та будівництво, 2016. - № 2(8). - С.28-34.



11. Матченко Т.І. Розрахунок вузлів ферм на опір крихкому руйнуванню / Матченко Т.І. // Будівництво України, 2016. - № 4. - С. 33-41.

REFERENCES

1. Stalevi konstruktzii. Normu proektuvannya [Steel structures. Design norms]. (2014). DBN V.2.6-198:2014 from 01st January 2015. Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing and Communal Services of Ukraine [in Ukrainian].
2. Otzinka tehničnogo stany stalevuh konstrukcij vurobnuchuh budivel i sporud, sho znahodyatsa v ekspluatazii [Evaluation of the technical condition of steel constructions of industrial buildings and structures in use]. (1995). DBN 362-92 from 01st July 1992. Kyiv: State Committee of Ukraine in architecture, construction and historical monuments protection [in Ukrainian].
3. Matchenko T.I., Shamis L.B. & Pervushova L.F. (2015). Rozrahunok zvarnuh elementiv stalevuh konstrukcij na vutruvalist i tziklichny trishunostijkist [Calculation of welded steel structure on endurance and cyclic endurance fracture]. Budivnytstvo Ukrainu. - Construction of Ukraine, 1, 37-44 [in Ukrainian].
4. Matchenko T.I., Shamis L.B. & Pervushova L.F. (2015). Metoduka rozrahunku dovgovichnosti fruktziynuh zednan stalevuh konstrukcij [Methods of calculating the durability of friction connections of steel structures]. Budivnytstvo Ukrainy - Construction of Ukraine, 2-3, 44-51 [in Ukrainian].
5. Shamis L.B. (2016). Rozrahunok boltovuh zednan na tziklichny trishinostiykist i kruhky mitznist [Calculation of bolting joints on the brittle fracture resistance]. Budivnytstvo Ukrainy. - (Construction of Ukraine), 1, 27-34 [in Ukrainian].
6. Mostu i trubu. Stalevi konstruktzii. Pravula proektuvannya. Sporydu transporty. [Bridges and pipes. Steel structure. Planning rules. Building of transport (Part 1)]. (2011). DBN V.2.3-26-2010 from 01st October 2011. Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing and Communal Services of Ukraine [in Ukrainian].
7. SIP N TE 22 B 104-REQ 001 04 Systema osnovnuh kranov. Spitsifikatzia na zakupky [Main cranes system. Purchasing specification].
8. 99-925.100.010.OT04.01.02 Commissioning Stage-1 (CS-1), Licensing Package-5 (LP-5), Design, Main Structure and Main Cranes System, Volume 4, Architectural and Construction solutions, Part 1, Explanatory Note, Book 2, Section 3. PC KIEP, 2011 [in Russian].
9. SIP N PA 22 D 104 PRO 003-D Main cranes system. Reliability and risk analysis work instruction [in Russian].
10. Matchenko T.I. (2016). Rozrahunok elementiv stalevuh konstruktziy, sho znahodyatsa v eksplyatatzii, na statuchny mitznist i opir kruhkomy ruynuvanny [Calculation of steel structures in use for static strength and resistance to brittle fracture]. Nauka ta budivnuztvo - Science and construction, Vol. 2(8), 28-34 [in Ukrainian].
11. Matchenko T.I. (2016). Rozrahunok vuzliv ferm na opir kruhkomy ruynuvannu [Calculation of farm sites on the brittle strength]. Budivnytstvo Ukrainy - Construction of Ukraine, Vol. 4, 33-41 [in Ukrainian].



АВТОРИ



ГЛАДИШЕВ Г.М.
Канд. техн. наук,
доцент, Національний
університет „Львівська
політехніка”, інститут
будівництва та інженерії
довкілля



ГЛАДИШЕВ Д.Г.
Канд. техн. наук,
доцент, Національний
університет „Львівська
політехніка”, інститут
архітектури



ГЛАДИШЕВ Р.Д.
Студент, Національний
університет „Львівська
політехніка”, інститут
будівництва та інженерії
довкілля

АНАЛІЗ ПРИЧИН ТА ПОСЛІДОВНОСТІ УТВОРЕННЯ ДЕФЕКТІВ В РЕБРИСТИХ ПЛИТАХ ПОКРИТТЯ

УДК 624.012.35/36

АНОТАЦІЯ

Представлено результати дослідження технічного стану 2891-ї ребристої плити покриття існуючого виробничого корпусу з неагресивним виробництвом. Дослідження проводились з метою визначення типу та кількості різних дефектів в них для аналізу причин їх виникнення і послідовності розвитку за час експлуатації. Проведений аналіз показав, що першопричиною виникнення дефектів стало порушення технології контролю якості під час улаштування теплоізоляційного килиму з відхиленнями від проектного рішення.

The paper presents the results of a study of the technical condition of 2891th rib plates to cover the existing production building with aggressive production. Studies were conducted to determine the type and quantity of various defects in them, to analyze their causes and sequence of development during the operation. The analysis showed that the root cause of defects was the violation of the technology of quality control in the device thermal insulation of the carpet with deviations from design solutions.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

ребристі плити, вологість, дефекти, технічний стан

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Визначення технічного стану елементів типових напружених та ненапружених ребристих плит покриття суміщених дахів промислових будівель під час їх обстеження сьогодні є доволі актуальним завданням у зв'язку з тим, що більшість таких споруд побудовані у 70-х роках минулого століття, а шари теплоізоляції на великих площах в цих дахах практично не змінювали під час неодноразових ремонтів.

Виконаний авторами в роботі [1] порівняльний аналіз проектних рішень з якістю виконання будівельно-монтажних робіт з улаштування суміщених дахів дав можливість виявляти вплив факторів, які не враховуються під час їх проектування та виконання робіт, що призводить до часткового зниження експлуатаційної надійності конструкцій збірних залізобетонних ребристих плит покриття навіть і при неагресивних умовах виробництва.

Будь-яке необґрунтоване і не узгоджене з проектантами відхилення від вимог діючої на час розробки проектною документації при початковому проектуванні та на час розробки проекту реконструкції пот-



рібно розглядати як дефекти. Ці дефекти виникають при відсутності поопераційного контролю за виконанням будівельно-монтажних робіт. Перехід конструкції даху з працездатного стану у непрацездатний (стан відмови) відбувається внаслідок поступового нагромадження дефектів або за рахунок прихованих дефектів, що вже присутні у конструкції даху.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

Експериментальні дослідження технічного стану ребристих плит покриття різних типових марок виконані з метою визначення типу та кількості різних дефектів в них. Аналіз типів, кількості та місць розташування дефектів дасть можливість визначення причин їх виникнення і послідовності розвитку за час експлуатації.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Об'єктом досліджень є ребристі залізобетонні плити покриття двох типових марок з розмірами в плані 3×6 м та 1,5×6м в складі суміщеного даху будівлі виробничого корпусу із виробництва пральних машин фабрики ТзОВ „Українська побутова техніка” в м. Івано-Франківськ. Схематичний план даху та конструктивні особливості зображені на рис. 1.

Розміри даху будівлі в осях „1-32” / „А-Л” становлять: 205×180,5 м; площа $\geq 37002,5 \text{ м}^2$.

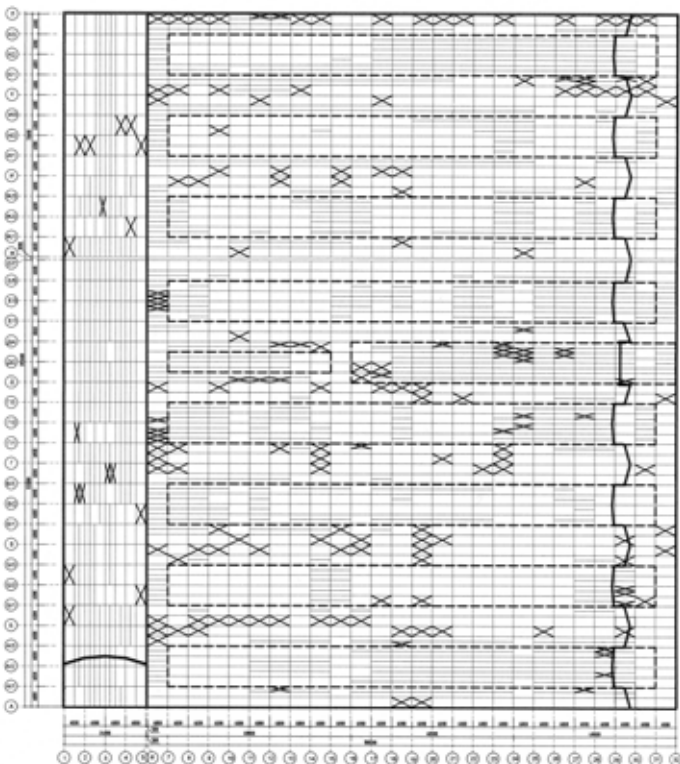


Рис.1. План даху будівлі зі схоластичним розташуванням типових ребристих плит покриття з різними розмірами в плані: 3×6м та 1,5×6м. На плані даху «X» позначені плити покриття, що знаходяться в аварійному стані.

Для оцінки технічного стану та фактичної несучої здатності було обстежено 2891-у ребристу залізобетонну плиту покриття з загальною площею 36567м². У загальній кількості обстежених плит було визначено, що плит з розмірами в плані 3×6 м – 1172шт., площею $S_{3 \times 6} = 21096 \text{ м}^2$ – 57,7% від загальної площі; 1,5×6м – 1719 шт. - площею $S_{1,5 \times 6} = 15471 \text{ м}^2$ – 42,3% від загальної площі. Умовна різниця площ $\Delta S \geq 435,5 \text{ м}^2$ – за рахунок конструктивних рішень поперечних та поздовжніх температурних швів.

Проектна документація розроблена Харківським інститутом „УКРГИПРОМАШ” у 1971 році для заводу автоматичних ліній „АВТОЛИТМАШ” в м. Івано-Франківськ і на час обстеження не знайдена. Дирекція фабрики надала єдину архівну інформацію про те, що згідно будівельної частини технічного проекту 1971 року у покриття заводу автоматичних ліній повинні були змонтовані плити покриття марок: ПКЖ-1, ПКЖ-2, ПКЖ-3, які згідно серії ПК-01-106 [2] мають розміри 1,5×6 м.



Рис.2. Блок в осях „Б-А”/„6-32” в процесі реконструкції корпусу фабрики.



Рис.3. Загальний вид блоку в осях „Б-А”/„6-32”, після реконструкції



Виробничий корпус фабрики був зданий в експлуатацію у 1975 році. Реконструкція існуючої будівлі заводу під виробничий корпус фабрики із виробництва пральних машин почалася у 2007 році після 32 років експлуатації (рис. 2, 3). У цьому ж році почали ремонт верхнього гідроізоляційного шару даху (рис. 4).

В процесі обстеження на значній площі даху виявили ребристі плити з розмірами 3×6м (рис. 1), що не відповідає проектному рішення. Тому спочатку основна увага була приділена дослідженню саме цих плит, в результаті чого визначили їх конструктивні параметри:

- геометричні розміри плит – 5960×2980×300 мм;
- поздовжня попередньо напружена арматура плит – 2Ø20 А-IIIв (по одному стержню в ребрі);
- загальна статистична обробка даних із зондування бетону плит покриття 3×6м показала, що фактичний 95% гарантований клас бетону С20 при його коливаннях по плитах від С30 до С17,5. Коефіцієнт варіації коливається між $V_c=8,55...12,79\%$ в межах замірів міцності бе-

тону безпосередньо плит, а по всій сукупності замірів $V_c=18,34\%$, що вказує на його мінливість з перевищенням нормованого значення $V_c=13,5\%$ за [5] на 35%.

- плита ідентифікована за серією ПК-01-74/62 [3], маркою ПНС-3/3×6;
- проектна марка бетону плит у серії ПК-01-74/62, М300 (куби 20 см); плити запроектовані згідно [4];
- допустиме типове розрахункове навантаження на плити марок ПНС-3/3×6 – 350 кг/м² при $\gamma_f=1,2$, без врахування її власної ваги 160 кг/м², при $\gamma_f=1,1$;
- загальна типова розрахункова несуча здатність плит з власною вагою плити: 510 кг/м² при $\gamma_f=1,172$ та 435 кг/м² (нормативне) при $\gamma_f=1$;

В процесі обстеження залізобетонних ребристих не напружених плит покриття з розмірами в плані 1,5×6 м визначили:

- геометричні розміри плит – 5970×1490×300 мм;



Рис.4. Загальний вид на покрівлю в осях „6-7”/„А-А”, після реконструкції.



Рис.5. В процесі визначення технічного стану плит покриття суміщеного даху виробничого корпусу.



- у 54,5% обстежених плит покриття робочою арматурою поздовжніх ребер є 2Ø16 А-III (по одному стержню в ребрі);
- у 36,4% обстежених плит покриття робочою арматурою поздовжніх ребер є 2Ø18 А-II (по одному стержню в ребрі);
- у 9,1% обстежених плит покриття, робочою арматурою поздовжніх ребер є 2Ø22 А-III (по одному стержню в ребрі);
- проведений аналіз показав, що плити покриття 1,5×6 м з робочою арматурою поздовжніх ребер 2Ø18 А-II та 2Ø16 А-III мають однакову несучу здатність;
- загальна статистична обробка даних із зондування бетону плит покриття 1,5×6 м показала, що фактичний 95% гарантований клас бетону С17,5 при його коливаннях від С15 до С22,5. Коефіцієнт варіації коливається між $V_c=9,76\dots 14,95\%$ в межах замірів міцності бетону безпосередньо плит, а по всій сукупності замірів $V_c=17,85\%$, що вказує на його мінливість з перевищенням нормованого значення $V_c=13,5\%$ за [5] на 32,2%.
- за основний критерій несучої здатності плит 1,5×6 м прийнята вказана у технічному проекті 1971 року плита марки ПКЖ-3 ідентифікована за серією ПК-01-106 [2]. Інші марки плит ПКЖ-1, ПКЖ-2, що повинні бути змонтовані, при обстеженні не виявлені. Згідно серії плити покриття, армовані робочою арматурою поздовжніх ребер 2Ø18 А-II (по одному стержню в поздовжньому ребрі), мають допустиме розрахункове навантаження 348 кг/м² при $\gamma_f=1,2$, без врахування її власної ваги 192 кг/м², при $\gamma_f=1,1$; загальну розрахункову несучу здатність плит з власною вагою 540 кг/м² при $\gamma_f=1,2$ та 450 кг/м² експлуатаційну (нормативну) при $\gamma_f=1$;
- проектна марка бетону плити ПКЖ-3 у серії ПК-01-106 – М200 (куби 20 см); плити запроектовані згідно [4];

За багаторічний період експлуатації в елементах залізобетонних плит покриття проявилися дефекти різного типу, що кількісно і якісно по різному розподілилися в конструктивних елементах плит на різних ділянках площі покриття (рис. 6 - 11).

В роботі [1] автори зробили висновок, що існуюча конструкція покрівлі над виробничим корпусом не забезпечує необхідні теплотехнічні умови експлуатації споруди згідно чинних нормативних документів. У зимовий період температура на рівні низу полицок залізобетонних плит покриття не досягає точки роси $t_r=+6^{\circ}\text{C}$, та ще менша в межах товщини зволоженого утеплювача. Новий суцільний верхній гідроізоляційний шар на поверхні старої покрівлі поклали тільки через 32 роки її експлуатації. У зв'язку з цим на поверхні плит та в утеплювачі утворюється водний конденсат.

Найнижчі точки в конструкції даху – розжолобки, що знаходяться над опорами ферм та балок і є найнебезпечнішою ділянкою за рахунок збільшення тов-



Рис.6. Зволоження конденсатом нижньої поверхні полицок плит по скату даху.



Рис.7. Початок відшарування водоемульсійної фарби від зволоженого бетону полицок.



Рис.8. Характер відшарування водоемульсійної фарби з полицок плит по скату даху.

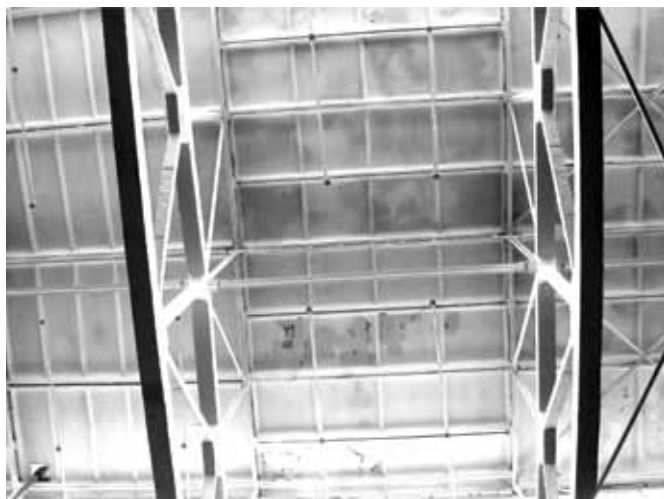


Рис.9. Зволоження конденсатом нижньої поверхні полицок плит у покритті ліхтаря.



Рис.10. Руйнування захисного шару бетону плити з оголенням арматури в поздовжньому ребрі.



Рис.11. Вертикальні тріщини шириною до 3мм в прольоті, прогин – 40 мм, плита в осях „8-9” біля осі „Б” – аварійна по одному поздовжньому ребру.

щини шарів покрівлі; надмірного зволоження теплоізоляційних шарів водою, що дренує по гідроізоляції з одного або двох скатів даху. Підтверджує це і характер послідовності відшарування водоемульсійної фарби від нижньої поверхні плит (рис. 7, 8). Так, за рахунок нахилу ребристих плит волога стікає по їх нахиленій нижній грані на поздовжні ребра, що розташовані нижче по скату, і йде найбільше їх зволоження з поступовим, в часі експлуатації, утворенням в них дефектів № 2, 3, 5.2, 6.1, 7, 9.1, 10.2, за нумерацією табл. 1.

В табл. 1 наведена класифікація виявлених характерних дефектів в конструктивних елементах плит покриття, що систематизована за послідовністю утворення та за підвищенням негативного впливу дефектів на зниження довговічності та несучої здатності плит та їх окремих елементів.

Характерні дефекти плит покриття в таблиці віднесені до трьох технічних станів [6]: II – задовільний, III – непридатний для нормальної експлуатації та IV – аварійний.

Графіки, що наведені на рис. 12 та 13, відповідно для плит покриття з розмірами в плані 3×6 м та 1,5×6 м, відслідковують кількісний та відсотковий аналіз розподілу характерних дефектів в конструктивних елементах плит із різними розмірами в плані за класифікацією, що наведена в табл. 1.

Сумісний аналіз графіків (рис. 12 та 13) та табл. 1 підтверджує, що випадкова сукупність та не контрольований розвиток послідовно утворених дефектів за 40 років експлуатації плит покриття виробничого корпусу розподіляє їх стан по трьох умовно фіксованих технічних станах: II – задовільному, III – непридатному для нормальної експлуатації з поступовим або раптовим переходом до IV – аварійного стану в залежності від характеру і сукупності дефектів та особливостей роботи плит в загальній фактичній (розпирній) схемі покриття [7], що не враховані в їх проектній розрахунковій схемі.

ВИСНОВКИ

Основною причиною виникнення і послідовного розвитку в часі дефектів в типових напружених ребристих плитах покриття марок ПНС-3/3×6 серії ПК-01-74/62 та не напружених ПКЖ-3 серії ПК-01-106 за 40 років експлуатації є довготривале конденсаційне зволоження бетону елементів плит за недостатніми теплотехнічними властивостями теплоізоляційного килиму.

В процесі реконструкції даху не були встановлені аератори (флюгарки) для відводу вологи з-під нового покрівельного гідроізоляційного килиму, що був виконаний за 32 роки експлуатації.

Зафіксований характер відшарування водоемульсійної фарби по скату даху з нижньої поверхні полицок ребристих плит від інтенсивності їх зволоження. Це також вказує на помилкове нанесення фарб, що не мають дифузійних властивостей, на вологі бетонні поверхні.



Таблиця 1. Характерні дефекти в конструктивних елементах плит покриття та класифікаційні ознаки їх технічного стану

№ та послідовність розвитку дефектів	Найменування дефектів	Класифікація технічного стану за [6]
1	2	3
1	Періодичне зволоження бетону на нижній поверхні полицок плит, за рахунок недостатніх властивостей теплоізоляційного килиму [1]	II
2	Зволоження бетону поперечних та поздовжніх ребер плит	II
3	Відшарування водосумісної фарби з внутрішньої поверхні плит	II
4	Волосяні тріщини у полицках плит	II
5.1	Поверхнє руйнування бетону внутрішньої поверхні полицок плит	II
5.2	Поверхнє руйнування бетону поздовжніх ребер плит	II
5.3	Поверхнє руйнування бетону поперечних ребер плит	II
5.4	Поверхнє руйнування бетону торцевих ребер плит	II
6.1	Волосяні тріщини вздовж арматури поздовжніх ребер плит	II
6.2	Волосяні тріщини вздовж арматури поперечних ребер плит	II
6.3	Волосяні тріщини вздовж арматури торцевих ребер плит	II
7	Сліди корозії арматури у полицках плит	II
8	Похили тріщини у поздовжніх ребрах плит	III
9.1	Горизонтальні тріщини в поздовжніх ребрах плит	III
9.2	Горизонтальні тріщини в поперечних ребрах плит	III
9.3	Горизонтальні тріщини в торцевих ребрах плит	III
10.1	Оголення арматури на нижній поверхні полицок плит	IV
10.2	Оголення арматури поздовжніх ребер плит або їх частин	IV
10.3	Оголення арматури поперечних ребер плит або їх частин	IV
10.4	Оголення арматури торцевих ребер плит або їх частин	IV
11.1	Відсутність поперечних ребер плит або їх частин	IV
11.2	Відсутність торцевих ребер плит або їх частин	IV
12	Плити віднесені до аварійних в результаті зафіксованого наднормативного розкриття тріщин в ребрах плит та (або) прогинів	IV
13	Недостатне обпирання ребер плит з аналізом стану і типу опорних зон	IV
14	Руйнування бетону біля опор ребер плит з аналізом типу їх армування	IV

Зауваження 1. Технічний стан плит покриття, в яких поздовжні ребра віднесені "за технічним станом" до III - "незадовільного", при виконанні проекту підсилення повинні бути відкориговані за сукупністю дефектів, що фактично зафіксовані в цих плитах, і плити віднесені до стану IV - "аварійного", і відповідно підсилити.

Зауваження 2. Плити покриття, що за перевірочними розрахунками не мають достатньої несучої здатності на сукупність експлуатаційних або розрахункових навантажень, слід віднести до стану IV - "аварійного" і відповідно підсилити.

Зауваження 3. З розгляду на підсилення за технічним станом видлучені плити з розмірами 3×6 м, в яких дефектні поздовжні ребра лежать на цегляному мурі стін, в межі яких вмуровані підкрюквяні ферми прольотом 12 м (рис. 11, 14).

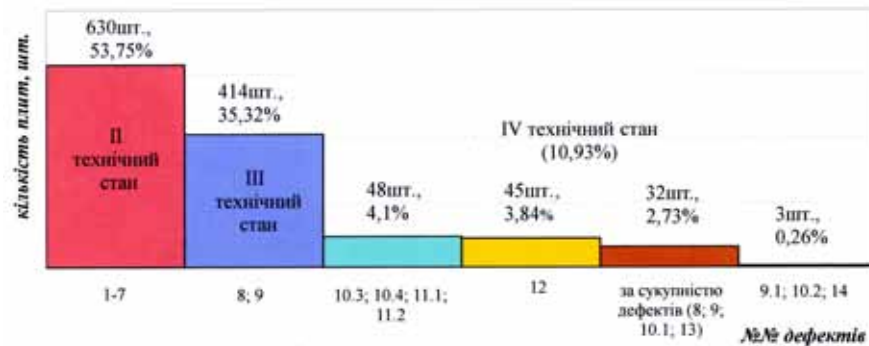


Рис.12. Розподіл технічних станів по 1172-х ребристих попередньо напружених плитах марок ПНС-3/3/6 серії ПК-01-74/62 за ознаками дефектів, що наведені в табл. 1

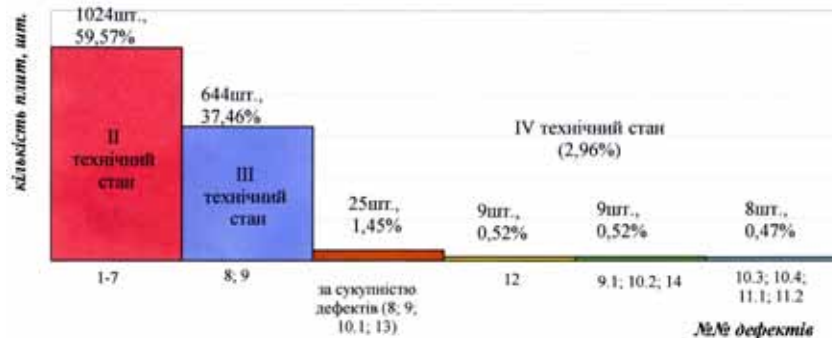


Рис.13. Розподіл технічних станів по 1719-ти ребристих плитах марок ПКЖ-3 серії ПК-01-106 за ознаками дефектів, що наведені в табл. 1.

Однією з причин руйнування спочатку поперечних, потім поздовжніх ребер плит є недостатня товщина захисного шару бетону, особливо у поперечних ребрах плит з більшою їх довжиною за рахунок відсутності жорсткої фіксації арматурних каркасів в нижній частині ребер.

У 1172-х ребристих попередньо напружених плитах марок ПНС-3/3×6, що змонтовані у покритті, технічні стани розподілені наступним чином: 53,75% – II; 35,32% – III; 10,93% – IV.

У 1719-х ребристих ненапружених плитах марок ПКЖ-3, що змонтовані у покритті, технічні стани розподілені наступним чином: 59,57% – II; 37,46% – III; 2,96% – IV.

З порівняння гістограм (рис. 12, 13) видно, що плити марок ПНС-3/3×6 та плити ПКЖ-3 мають практично однакові відсотки плит, що знаходяться у II та III технічних станах. Але в технічному стані IV знаходиться більша кількість плит – 107 плит (83,6%) марок ПНС-3/3×6 із загальної кількості 128 аварійних плит. На відміну від 8 плит (15,7%) марок ПКЖ-3 із загальної кількості 51 аварійних плит.

Аналіз розташування плит покриття марки ПНС-3/3×6 із розмірами в плані 3×6 м, що знаходяться в аварійному стані, показав, що з 128 аварійних плит 107 плит (83,5%) знаходяться вздовж опор кроквяних залізобетонних сегментних ферм 24 м (рис. 6 - 9).

З 51 плити марки ПКЖ-3, що знаходяться в аварійному стані, тільки 8 плит (9,8%) знаходяться вздовж опор кроквяних конструкцій і тільки в одному блоці в осях „Д-Д/4”, вздовж опор балок з прольотом 12 м.

Але це порівняння умовне, так як у аварійному стані знаходяться 107 плит (19,7%) марок ПНС-3/3×6 із загальної кількості 544 плити, що за конструктивним вирішенням обрису покрівлі знаходяться у більш невідгідних умовах експлуатації (над опорами ферм), ніж плити марок ПКЖ-3, з яких віднесені до аварійних тільки 8 плит (38,9%) з 18 плит, що знахо-



Рис.14. Підкрюквяні ферми прольотом 12 м, що вмуровані в цегляний мур протипожежних стін.

дяться у таких самих умовах (рис. 1).

Порушення технологій контролю якості під час улаштування теплоізоляційного килиму суміщеного даху з відхиленнями від проектного рішення призвело до зволоження і втрати ним теплозахисних властивостей. Це в свою чергу проявилось у зволоженні бетону плит покриття, корозії робочої арматури поперечних і поздовжніх ребер плит та в утворенні поздовжніх до робочої арматури тріщиноутворень, що знизило їх несучу здатність.

Одержані результати обстежень необхідно використати для розробки проекту ремонту та підсилення плит покриття, що пов'язано з їх технічним станом та врахуванням фактично діючих на них постійних та снігових навантажень.

ЛІТЕРАТУРА

1. Гладишев Д.Г. Дослідження технічного стану будівель, споруд та їхніх елементів: монографія / Гладишев Д.Г., Гладишев Г.М. – Львів: видавництво Львівської політехніки, 2012. – 304 с.
2. Серія ПК-01-106. Железобетонные плиты размером 1,5×6 м для покрытий промышленных зданий. – М., 1963.
3. Серия ПК-01-74/62. Крупнопанельные железобетонные предварительно напряженные плиты размером 3×6 м для покрытий промышленных зданий. – М., 1963.
4. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-V.1-62. – [Аннулирован с 1977-01-01]. – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962.
5. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – (Будівельні норми України).
6. Нормативні документи з питань обстеження, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К.: Держбуд України, 1999. – 153 с.
7. Гладишев Д.Г. Напружено-деформований стан

залізобетонних балок з пружним горизонтальним переміщенням опор в рамних системах: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 „Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Д.Г. Гладишев. – Львів, 2004. – 23 с.

REFERENCES

1. Hladyshev, D.H., & Hladyshev, H.M. (2012). Doslidzhennia tekhnichnoho stanu budivel, sporud ta yikhnikh elementiv [A study of the technical condition of buildings, constructions and their elements]. Lviv: Vydavnytstvo Lvivskoi politekhniki [in Ukraine].
2. Zhelezobetonnyye plity razmerom 1,5×6 m dlya pokrytiy promyshlennykh zdaniy [A reinforced concrete slab 1,5×6 m for coatings of industrial buildings]. (1963). Seriya PK-01-106. Moscow: Standard series [in Russian].
3. Krupnopanelnyye zhelezobetonnyye predvaritelno napryazhennyye plity razmerom 3×6m dlya pokrytiy promyshlennykh zdaniy [Large-panel reinforced concrete prestressed plate size 3×6 m for coatings of industrial buildings]. (1963). Seriya PK-01-74/62. Moscow: Standard series [in Russian].
4. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktsii. Normy proyektirovaniya [Concrete and reinforced concrete structures. Design standards]. (1962). SNiP II-V.1-62 Repealed from 1th January 1977. Moscow: state standard [in Russian].
5. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia [Construction of houses and buildings. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions]. (2011). DBN V.2.6-98:2009 from 1th July 2011. Kiev: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
6. Normatyvni dokumenty z pytan obstezhennia, pasportyzatsii, bezpechnoi ta nadiinoi ekspluatatsii vyrobnychkh budivel i sporud [Regulations regarding examination, certification, safe and reliable operation of industrial buildings and structures]. (1999). Kiev: Derzhbud Ukrainy [in Ukraine].
7. Hladyshev, D.H. (2004). Napruzhenodeformovanyi stan zalizobetonnykh balok z pruzhnyim horizontalnym peremishchenniam opor v ramnykh systemakh [The stress-strain state of reinforced concrete beams with elastic horizontal displacement of the supports in frame systems]. Extended abstract of candidate's thesis [in Ukrainian].



AUTHORS



V. SOBUTSKYI
Associate Professor,
Laboratory Manager,
the National
University of Water
and Environmental
Engineering



V. HUPALIUK
Associate Professor,
Senior Staff Scientist,
the National
University of Water
and Environmental
Engineering



O. SOBUTSKYI
Junior Researcher,
the National
University of Water
and Environmental
Engineering

STRUCTURALLY UNSTABLE BASES. HETEROGENEITY

UDK 624.131.7

ABSTRACT

Авторами запропоновано варіант класифікації видів структурно нестійких ґрунтів, що дасть можливість уніфікувати методи розрахунку їх несучої здатності.

The authors propose a version of the collapsing soils classification that will allow the unification of the methods of soils bearing capacities calculations.

KEY WORDS

soil bases, heterogeneity, non-uniform compressible bases

In the conditions of the natural occurrence the bases of buildings and constructions almost always are characterized by the considerable heterogeneity of composition and properties due to the geological conditions of formation and rheological changes of soils during their existence. The geological heterogeneity of a base is characterized by the individual layers wedging, lenticular bedding of various soils, unequal thickness of soil layers and non-uniform distribution of diverse inclusions in the soil (Table 1).

Let's consider some main examples of bases that are structurally unstable due to the heterogeneity.

The compressed layer on a rigid sub-base. The theoretical solutions of a general character do not exist



yet. Only some individual cases were studied. There are approximate methods for the examination of complex strata. The base consisting of a compressed layer underlaid by a rigid in-compressible sub-base is a very important case for practice and is theoretically studied to the fullest extent possible. The picture of stresses distribution proves to be dependent not only on the thickness and properties of a compressed upper layer, but also on the conditions at an area of contact with the sub-base. Two extreme cases have been investigated:

- a) there is absolutely no friction on the contact surface;
- b) the compressed layer is not able to displace relative to the rigid sub-base surface because of its considerable roughness.

The expressions obtained for the examples are rather complicated. It is worth considering some interesting consequences. If the sub-base is rigid, the stresses concentration is stronger than in a homogeneous massif. The impossibility of shears at contact areas increases the dissipation power of the compressed layer. Hence, the reverse conclusion can be made that in case when the yielding layer underlies the upper rigid layer, the stresses can be dissipated over a greater width, and the contact stress can be lower than in a homogeneous massif.

The stratum with a flexible interlayer. The thin interlayer cuts across the uniform soil column. The thin flexible interlayer usually does not introduce

Table 1. Classification of bases unstable due to the heterogeneity

No	Examples of structurally unstable bases	Sketchy vertical cross-sections of soil column	Keys
1	2	3	4
1	The compressed layer on a rigid sub-base		1 – compressible layer of the soil; 2 – rigid incompressible sub-base.
2	The stratum with a flexible interlayer		1 – homogeneous layer of the soil; 2 – thin flexible interlayer.
3	Some sort of a layered base		1 – homogeneous layer of the soil.
4	Non-uniform compressible bases		1 – lens of highly wet organic soil; 2 – stagnant water; 3 – extraneous soil (boulders or stones).
5	The base with a wedge-shaped soil stratum		1 – homogeneous layer of the soil; 2 – wedge-shaped soil stratum.
6	The base with wedge-shaped opposite soil strata		1 – homogeneous layer of the soil; 2 – wedge-shaped opposite soil stratum.



End of Table 1

1	2	3	4
7	The base with a convex (with upward curvature) stratum		1 – upper compressible layer; 2 – convex (with upward curvature) stratum of the soil; 3 – bottom homogeneous layer.
8	The base with a wedge-shaped soil stratum		1 – upper compressible layer; 2 – concave (with downward curvature) soil stratum; 3 – bottom homogeneous layer.
9	The base with a non-uniform compressible interlayer		1 – homogeneous soil layer; 2 – a non-uniform compressible interlayer.

areas of glacial and post-glacial periods should be explored with a special attention, as in deposits of those times the lenses of soils that are much wetter than the main soil massif may occur.

This group of anomalies can also include cases when the relatively flat areas contain the lenses of extraneous soils. The further studies showed that they were the latter fills of historical depressions in a surface or of lakes, for example, buried layers of muddy peat (Lviv city center), which per se is known as a non-uniformly compressible matter, and therefore in most cases the interlayers have very diverse thicknesses.

The non-uniform compressibility of an upper stratum may result from unsuccessful construction actions or oversights in work. The soil damages are possible

any essential changes in the stress-strain state of the whole base and its presence is almost always negligible.

Some sort of a layered base. The layered base surveys are usually executed approximately. The simplest method of the survey is an angular dissipation. The dissipation angle is taken equal to an angle of internal friction. When determining the stresses at the roof of every stratum it is necessary to take into account the dissipative action of upper strata in relation to the working load and without upper strata it should be taken as uniformly distributed constant load.

The K. Yegorov's method can be used to define the stresses for two-layered base by means of the sequential examination of two adjacent layers, or in compliance with the N. Tsytovych's method the layered base can be brought to a solid one with indirect characteristics under an assumption that the stresses are depth dissipated by a triangular stress diagram.

Non-uniformly compressible bases. The inequality of the thicknesses of soil layers composing a base is one of the causes of differential settlements. The non-uniform structure of some strata can result in the base non-uniform compressibility. In this regard the

due to stagnant water, construction machinery or frost. The cases are known when the stagnant water transformed silty-clay soils at a pit bottom into stiff muddy paste for a depth of 2,0 m or when the excavator rhythmic rocking rarefied clay soils to a depth of 0,7 ... 1,0 m.

Sometimes the non-uniform compressibility of a base can be imaginary (not real). Such non-uniformity can occur when a building (structure) is built on poor-bearing (clayey or peaty) soil during several stages (work zones). Each zone will have strains that grow by their curves.

The base with a wedge-shaped stratum of the soil. If the compressibility of deep bottom strata is lower than the compressibility of upper layers, the bottom layers influence on the overall picture of the base stress-strain state can be neglected. When the bottom layer is more compressible, it is possible to somewhat equalize the settlements by means of changing the values of the pressure on the soil. For this purpose the foundation width should be made variable, i.e. it should be the least in the zone where the compressible soil column is thinner, and the largest where the compressed soil column reaches its maximum value. However, here the problem arises with the accuracy of determining the compressibility



of base soils.

The base with a convex (curvature upwards) or concave (curvature down) stratum. If the upper layer is more compressible than the bottom one, in case of outwardly bent soil stratum the building will bulge, and in case of downwardly bent bottom stratum the building will sag. If the settlements difference will be greater than the allowable (limit) one, the different depths should be taken for foundations embedment to prevent the building damages. It can be effective enough to cut the building by means of the settlement joints into separate blocks, every of which will so obtain its individual settlement. In this case it should be taken into account that when the base bulges, the settlement joints can open at the top part of the building and its end areas can get cracks. In case of the base sag the settlement joints can close at the building top part.

The base with a non-uniform compressible interlayer. In this case the principal design provisions are the same, regardless of the interlayer disposition on the surface of the soil base or within its column. The complexity of preventing the building damage is in the fact that, as a rule, the determination of the non-uniformity degree or the non-uniform compressibility nature cannot be successfully performed. Taking into account the general relationships, for the building protection the maximum possible flexibility can be ensured to the building in order to allow its adaptation to the base deformations, or the building can be so stiffened that it could equalize by itself the base non-uniformities and therefore have an average uniform settlement.

REFERENCES

1. Grunty. Klyasyfikatsia [Soils. Classification]. (1997). DSTU B V.2.1-2-96. (GOST 25100-95) from 01t April 1997. Kyiv: PNIIS NPO "Stroiizyskaniia" [in Ukrainian].
2. Klepikov S.N. (1996). Raschet sooruzhenii na deformiruemom osnovanii [Calculation of structures on the deformable base]. Kyiv: NIISK. – 204 p. [in Russian].
3. Krutov V.I. (1982). Osnovaniia i fundamenti na prosadochnykh gruntakh [Foundations on subsiding soils]. Kyiv: Budivelnik. – 224 p. [in Russian].
4. Ulitskii V.M. & Shashkin A.G. (1999). Geotekhnicheskoe soprovozhdenie rekonstruktsii gorodov (obsledovanie, raschety, vedenie rabot, monitoring) [Geotechnical support for urban renewal (examination, calculations, management, monitoring)]. Moscow: ASB. – 327 p. [in Russian].
5. Levicki B. (1979). Nerownomierne osiadiania podloza i odkztałcenia budynkow. [Uneven foundation settlements and building deformations]. Warszawa: Arkady. - 681 p. [in Polish].

ЛІТЕРАТУРА

1. Грунти. Класифікація: ДСТУ Б В.2.1-2-96. (ГОСТ 25100-95). – [Чинний від 1997-04-01]. – К.: ПНІІС НПО "Стройизыскания". – IV, 42 с. – (Національний стандарт України).
2. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / Клепиков С.Н. - К.: НИИСК, 1996. - 204 с.
3. Крутов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах / Крутов В.И. – К.: Будівельник, 1982. - 224 с.
4. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг) / Улицкий В.М., Шашкин А.Г. – М.: АСВ, 1999. - 327 с.
5. Левицкий Б. Неравномерные оседания основания и деформации зданий. Аркады. Варшава. - 1979., 681 с.



АВТОРЫ



БОРЕЦКАЯ Н.С.
Младший научный
сотрудник,
ГП „Государственный
научно-исследова-
тельский институт
строительных
конструкций”



ЖАРКО Л.А.
Канд. техн. наук,
заведующая отделом,
ГП „Государственный
научно-исследова-
тельский институт
строительных
конструкций”

К ПРОБЛЕМЕ СТЫКОВАНИЯ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

УДК 624.078.4

АНОТАЦИЯ

Представлен вопрос стыкования арматурных стержней с помощью муфт с конической резьбой Lenton.

The question presented splicing reinforcing bars using couplers with conical thread Lenton.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

стыкования арматурных стержней, сварное соединение, муфты с конической резьбой Lenton

На протяжении многих лет проблема стыкования арматурных стержней на строительной площадке отсутствовала, так как преобладающим методом строительства было возведение зданий из сборного железобетона. Но в последнее десятилетие, в связи с активным строительством зданий и сооружений из монолитного железобетона и переходом строителей

на применение термомеханически упрочненного арматурного проката класса А500С согласно [1], эта проблема стала актуальной.

Действующие в Украине нормативные документы по проектированию железобетонных конструкций [2, 3], в том числе и для сейсмических районов [4], для стыкования арматуры железобетонных конструкций допускают метод сварки и соединение внахлест без сварки. Но как показывает практика, такие соединения имеют ряд существенных недостатков.

Сварное соединение неизбежно влечет за собой удорожание и усложняет ход выполнения работ за счет трудоемкости. Для создания таких соединений требуется привлечение высококвалифицированных сварщиков. Кроме того, существует сложность контроля качества выполнения сварных швов. В совокупности все эти составляющие приводят к существенному увеличению трудозатрат и себестоимости изготовления металлических каркасов железобетонных конструкций.

Более простым и распространенным соединением арматурных стержней считается соединение внахлест без использования сварки. Но серьезным недостатком этого метода считается перерасход арматуры за счет перепуска арматурных стержней. Кроме того, в зоне нахлестки возникает необходимость дополнительно-



го поперечного армирования, что приводит к затруднению бетонных работ в зоне густоармированных конструкций. Нужно отметить тот факт, что при соединении арматуры внахлест передача усилий с одного стержня на другой осуществляется через окружающий стык бетон. Разрушение защитного слоя бетона в зоне нахлестки может впоследствии привести к полному разрушению конструкции.

В мировой практике накоплен значительный опыт по стыкованию арматурных стержней периодического профиля с помощью соединительных элементов – муфт. Наиболее перспективной системой стыкования арматурных стержней является система с муфтами на конической резьбе. Эта технология использовалась при строительстве башни «Меркурий» (рис. 1, а-в) и башни «Федерация» (рис. 1, г) делового центра «Москва Сити», четвертое транспортное кольцо автомобильной развязки в Москве, Нововоронежской АЭС, хранилища сухих отходов ядерного топлива в Красноярском крае, вантовых мостов «Восточный Босфор» (рис. 1, д-ж) и «Золотой рог» во Владивостоке (Россия), башни «Бурдж Халифа» (ОАЭ) (рис. 1, з), высотного комплекса «Петронас» (Малайзия) (рис. 1, к), многофункционального высотного комплекса «Z-towers» (рис. 1, л) и латвийской национальной библиотеки в Риге (Латвия), стадиона «Альянс арена» в Мюнхене (Германия), «Олимпийского стадиона» в Афинах

(Греция), АЭС «Олкилуото» (Финляндия).

Начиная с 2008 года в Украине активно внедряется технология стыкования арматурных стержней с помощью муфт с конической резьбой Lenton производства американской компании Eгiсо. В системе Lenton муфта имеет внутреннюю коническую резьбу, а соединяемые арматурные стержни – коничес-

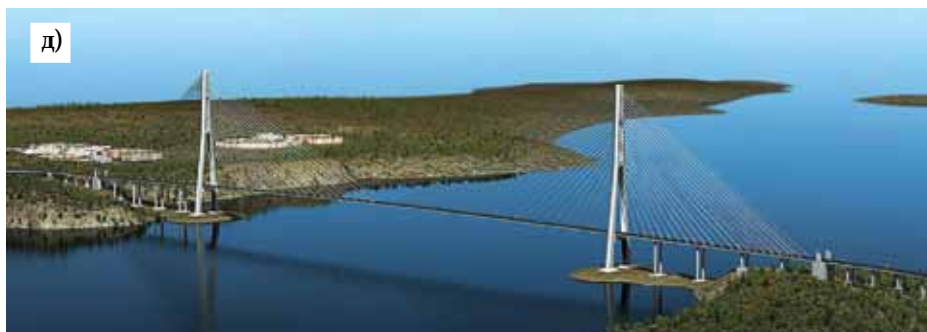


Рис.1. Примеры использования технологии стыкования арматурных стержней муфтами с конической резьбой Lenton.



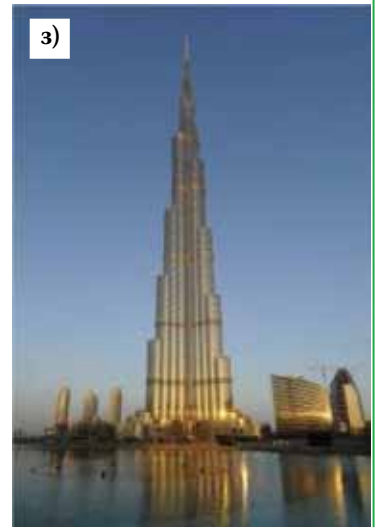
кую резьбу на концах. Такое соединение обеспечивает быстрое соединение, самоцентрирование и отсутствие возможных повреждений при стыковании резьбы. При нанесении конической резьбы равномерно срезаются все слои термомеханически упрочненной арматуры, что и обеспечивает равномерное распределение напряжений в зоне нанесения резьбы на арматуре.

В ГП НИИСК проводился ряд испытаний механических соединений арматуры класса А400С и А500С с конической резьбой муфтами Lenton. Испытаниям подвергались соединения со стандартной муфтой А12 (предназначена для соединения стержней одинакового диаметра, когда один из стыкуемых стержней может свободно вращаться, причем его перемещение в осевом направлении не ограничено (рис. 2, а, б)) и позиционной муфтой Р13 (предназначена для соединения стержней одинакового диаметра, когда ни один из стыкуемых стержней не может свободно вращаться, при этом перемещение в осе-

вом направлении присоединяемого стержня ограничено (рис. 2, в, г)).

В связи с отсутствием в Украине на момент испытаний нормативных документов на механические соединения арматуры исследования при статическом растяжении проводились согласно ГОСТ 12004 [5], но с учетом специфики соединений. Критериями оценки были приняты предел прочности и деформативность соединений [6, 7]. За деформативность при растяжении Δ была принята величина пластической составляющей деформации соединения в миллиметрах при напряжении, равном условной границе упругости соединения, то есть $0,6\sigma_{0,2}$ ($0,6\sigma_{0,2}$ – предел текучести арматуры соединений). Максимальное значение деформативности не должно превышать значения $\Delta=0,1$ мм.

Загружение образцов осуществлялось на испытательных машинах ZD-40 и ZDM-200Pu (рис.3). Деформативность соединений измерялась с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10 с ценой деле-



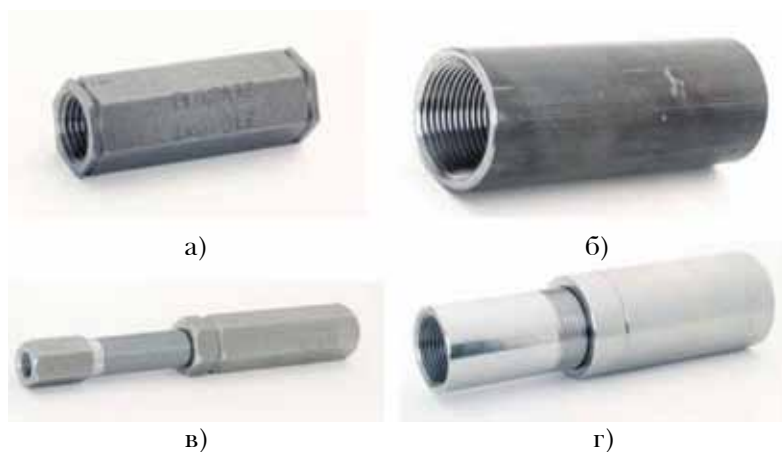


Рис.2. Соединительные муфты Lenton.

ния 0,01 мм, установленных на базе.

Для всех испытанных образцов соединений характерным является разрыв основного металла одного из арматурных стержней и срез резьбы на арматурном стержне с последующим его выдергиванием из соединительной муфты. Во всех случаях предел прочности соединения превышал браковочное значение временного сопротивления арматурного проката. Деформативность соединений не превышала значения 0,1 мм.

По результатам исследований можно сделать вывод, что за прочностными и деформационными характеристиками механические соединения арматуры с конической резьбой муфтами Lenton удовлетворяют требованиям как отечественного нормативного документа [8], так и требованиям зарубежных нормативных документов к механическим муфтовым соединениям арматуры [6, 9].

По результатам испытаний специалистами ГП НИИСК был разработан "Висновок науково-технічної експертизи щодо підтвердження придатності для застосування в будівництві з'єднань арматурної сталі з конічною різьбою муфтами Lenton".

Спустя некоторое время под руководством Ю.А. Климова, с учетом предложений и замечаний научных работников ГП НИИСК, ГосдорНИИ, НТУ, ЗАО «Гипроцивільпромбуд», УкрНИИПБ МЧС Украины, был разработан и получил позитивный вывод государственной экспертизы и заключение НТС Минрегионстроя Украины проект национального стандарта Украины. В результате проведенной работы, строительная отрасль Украины получила национальный стандарт ДСТУ-Н Б В.2.6-155:2010 «Руководство по применению муфтовых соединений арматуры с конической резьбой при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций» [10]. Этот стандарт был принят и введен в действие приказом Министерства регионального развития и строительства Украины от 28 декабря 2010 года № 563.

На сегодняшний день технология механического соединения арматуры муфтами с конической резьбой Lenton имеет широкое применение и на нашем строительном рынке. Так, механическое соединение Lenton

используется при выполнении ряда конструкций (соединение арматурных стержней и сталежелезобетонных колонн, соединение арматуры железобетонных балок жесткости с металлоконструкциями сталежелезобетонных колонн, при армировании плит перекрытий и т.д.) строительства самого высокого здания в Украине – бизнес-центра "Sky towers" в городе Киев.

Помимо соответствия механических свойств соединений муфтами Lenton требованиям отечественных и зарубежных норм, внедрение соединения арматуры технологией Lenton позволяет значительно сократить сроки строительства.

ЛИТЕРАТУРА

1. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ) : ДСТУ 3760:2006. – [Чинний від 2007-10-01]. – К. : Держспоживстандарт України, 2007. – 18 с. – (Національний стандарт України).
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинні від 2011-07-01]. – К. : Мін-регіон України, 2011. – 71 с. – (Будівельні норми України).



Рис.3. Общий вид испытаний механических соединений арматуры диаметром 12 мм с конической резьбой муфтами Lenton на разрывной машине ZD-40.



3. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – К. : Технический комитет по стандартизации „Арматура для железобетонных конструкций”, 2002. – 39 с.
4. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2006. – [Чинні від 2007-01-02]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 84 с. - (Будівельні норми України).
5. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение : ГОСТ 12004-81. – [Дата введения 1983-07-01]. – М. : Государственный комитет СССР по стандартам, 1982. – с. 15. – (Государственный стандарт СССР).
6. Steels for the reinforcement of concrete – Reinforcement couplers for mechanical splices of bars – Part 1: Requirements (final draft) : ISO/FDIS 15835-1:2008(E). – Geneva : ISO, 2008. – 20 p. – (International Standard).
7. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung : Mechanische Verbindung und Verankerung von Betonstabstahl BSt 500S mittels Schraubmuffen Nenndurchmesser: 12 bis 40 mm „System LENTON” : Z-1.5-200. – [Zeitpunkt der einf 2005-01-12]. – Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 2009. – 22 s. – (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung).
8. Арматурні та закладні вироби зварні, з`єднання зварні арматурні і закладних виробів залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ГОСТ 10922-90, MOD) : ДСТУ Б В.2.6-168:2011. – [Чинний від 2012-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 39 с. – (Національний стандарт України).
9. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary : ACI 318-05 (ACI 318-05R). – [Date of introduction 2005-08]. – Farmington Hills : American Concrete Institute, 2005. – 430 p. – (ACI Standard).
10. Настанова з застосування механічних муфтових з`єднань арматури з конічною різью при проектуванні і виготовленні залізобетонних конструкцій : ДСТУ–Н Б В.2.6-155:2010. – [Чинний від 2011-11-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 35 с. – (Національний стандарт України).
- [Buildings and facilities structures. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions]. (2011). DBN V.2.6-98:2009 from 01st July 2011. – Kyiv: Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine [in Ukrainian].
3. Rekomendatzii po primeneniu armaturnogo prokata po DSTU 3760-98 pri proektirovanii i izgotovlenii zhelezobetonnyh konstruktzii bez predvaritelnoho napriazhenia armatury [Recommendations on application of reinforcing rod according to DSTU 3760-98 when designing and producing of the reinforced concrete structures without prestress of reinforcement]. (2002). - Kyiv: Technical Committee on standardization „Reinforcement for reinforced concrete structures” [in Russian].
4. Budivnutstvo u seismichnyh rajonakh Ukrainu [Construction in seismic regions of Ukraine]. (2006). DBN V.1.1-12:2006 from 02nd January 2007. Kyiv : Minbud of Ukraine [in Ukrainian].
5. Stal armaturnaya. Metodu isputania na rastiazhenie [Reinforcing steel. Test methods on tension]. (1982). GOST 12004-81 from 01st July 1983. Moscow: State Committee of USSR on Standards [in Russian].
6. Steels for the reinforcement of concrete – Reinforcement couplers for mechanical splices of bars – Part 1: Requirements (final draft) : ISO/FDIS 15835-1:2008(E). – Geneva : ISO, 2008. – 20 p. – (International Standard).
7. General building approval : Mechanical connection and anchorage of reinforcing steel bars BSt 500S by means of a screw nominal diameter of sleeves: 12 to 40 mm "System LENTON" : Z-1.5-200. – [Date of introduction 2005-01-12]. – Berlin : Deutsches Institut für Bautechnik, 2009. – 22 s. – (General construction Zulassung).
8. Armaturni ta zakladni vuroby zvarni, ziednannia zvarni armaturni i zakladnuh vurobiv zalizobetonnyh konstruktzii. Zagalni tekhnichni umovu [Welded and embedded elements, welded reinforcing connections and embedded elements for reinforced concrete structures. General Technical Specification (GOST 10922-90, MOD)] DSTU B V.2.6-168:2011 from 01st Desember 2012. Kyiv: Minregionbud of Ukraine [in Ukrainian].
9. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary : ACI 318-05 (ACI 318-05R). – [Date of introduction 2005-08]. – Farmington Hills : American Concrete Institute, 2005. – 430 p. – (ACI Standard).
10. Nastanova z zastosuvannia mehanichnuh muftovuh zednan armatury z konichnoiu rissiu pry proektuvanni i vugotovlenni zalizobetonnyh konstruktziy [Manual on application of the mechanical muff connections for reinforcement with conic thread when designing and producing of the reinforced concrete structures]. (2010). DSTU–N B V.2.6-155:2010 from 01st November 2011. Kyiv: Minregionbud of Ukraine [in Ukrainian].

REFERENCES

1. Prokat armaturnyi dlya zalizobetonnyh konstruktzii. Zagalni tekhnichni umovu [Reinforcing rod for reinforced concrete structures. General specification (ISO 6935-2:1991, NEQ)]. (2007). DSTU 3760:2006 from 01st October 2007. – Kyiv : Derzspozyvstandart of Ukraine [in Ukrainian].
2. Konstruktzii budunkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konsrtruktzii. Osnovni polozhennya



АВТОРЫ



КУРАШ С.Ю.
Младший научный сотрудник, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»



ДМИТРИЕВ Д.А.,
Канд. техн. наук, с.н.с, ведущий научный сотрудник, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»



ХЕКАЛО Д.В.,
Инженер, Государственное специализированное предприятие «Чернобыльская АЭС»

ОСОБЕННОСТИ ОБСЛЕДОВАНИЯ СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ ИОНИЗИРУЮЩЕГО ИЗЛУЧЕНИЯ

УДК 69.059

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются особенности выполнения работ по обследованию состояния конструкций зданий и сооружений в условиях ионизирующего излучения на примере здания, расположенного на площадке Чернобыльской атомной электростанции.

The features of works implementation on inspection of the buildings and facilities structures state in the conditions of ionizing radiation are considered in paper on example of building located on a site of the Chernobyl Nuclear Power Plant.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

обследование конструкций, ионизирующее излучение, несущая способность

В соответствии с документом [1] персонал, который выполняет работы в условиях ионизирующего излучения, но непосредственно не работает с источниками ионизирующего излучения, относится к категории Б.

Для такого персонала этим документом установлены предельные дозы внутреннего и внешнего облучения. Полагается, что при не превышении этих пределов вред для человеческого организма от воздействия источников ионизирующего облучения исключен или минимизирован.

Работы по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений, расположенных на площадке ГСП ЧАЭС, выполнялись в соответствии с документами [2, 3] с применением единой нарядно-допускной системы.

Единый наряд-допуск оформляется на основании утвержденной программы безопасного выполнения работ.

Программа включает виды и объемы



выполнения работ, место их выполнения, пути доступа к месту выполнения работ, основные, а при необходимости, дополнительные средства индивидуальной защиты органов дыхания, кожного покрова, глаз.

Внешнее воздействие ионизирующего излучения на персонал ограничивается путем установления допустимого времени выполнения работ. Это время указывается в едином наряд-допуске.

В 2015 г. было выполнено обследование состояния конструкций здания №12, которое расположено на площадке ГСП «Чернобыльская АЭС». Это здание в настоящее время используется как временное хранилище контейнеров с высокоактивными отходами.

Обследование и оценка работ выполнены в соответствии с документами [4, 5].

Обследуемое здание каркасное и имеет размеры в плане 96х18 м и высоту 10,9 м.

Каждая из 18-ти поперечных рам здания, расположенных с шагом 6 м, состоит из железобетонных колонн и железобетонных двускатных балок. По оси 9 находится температурный шов, который устроен путем установления двух железобетонных каркасов с расстоянием 1 м в осях между колоннами.

Железобетонные безконсольные колонны каркаса приняты по серии КЭ-01-49, выпуск III. Они

имеют сечение 500х500 мм и длину 10500 мм.

Сборные железобетонные фундаменты под колонны стаканного типа приняты по альбому ТЭП №56515-С. Фундаменты имеют высоту 1,92 м, а размеры по подошве 3,1х2,5 м.

Сборные железобетонные предварительно напряженные двускатные балки каркаса приняты по серии ПК-01-08. Их длина составляет 17950 мм, высота в средней части – 1540 мм, а на опорах – 790 мм. Сечение балок в средней части пролета принято в виде двутавра с шириной верхней полки 400 мм, нижней – 270 мм и толщиной стенки 80 мм.

На опорах сечение принято в виде тавра с толщиной стенки 270 мм и шириной верхней полки 400 мм.

Покрытие над зданием выполнено из 192-х крупнопанельных железобетонных ребристых предварительно напряженных плит типа ПНС-11 по серии ПК-01-111, размером 1500х6000 мм и высотой 300 мм.

Приопорные зоны продольных ребер плит имеют закладные детали для крепления панелей к двускатным балкам, а в пролете - закладные детали для соединения плит между собой.

Стеновое ограждение здания выполнено из трехслойных сборных керамзитобетонных панелей длиной 5,95 м, высотой 1,2 м и толщиной 200 мм.

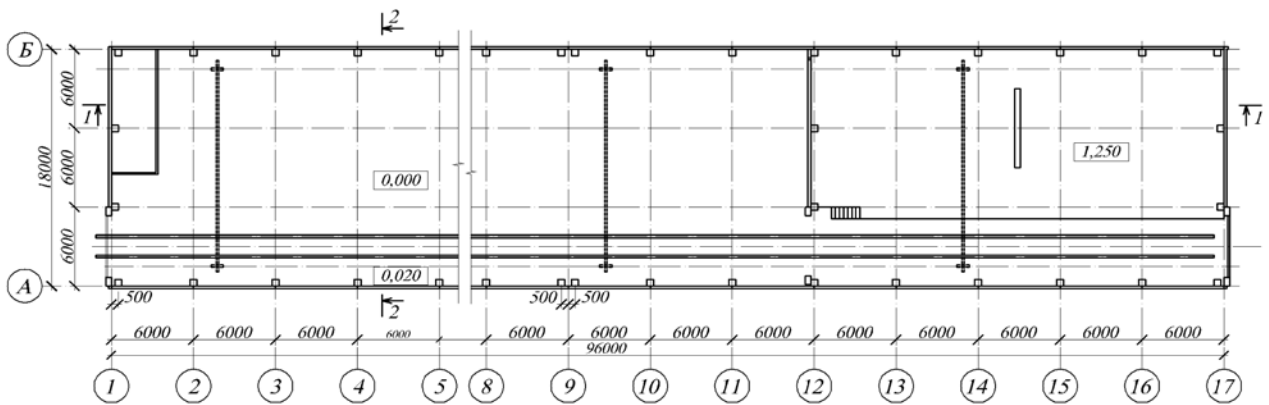


Рис.1. Схематический план здания.

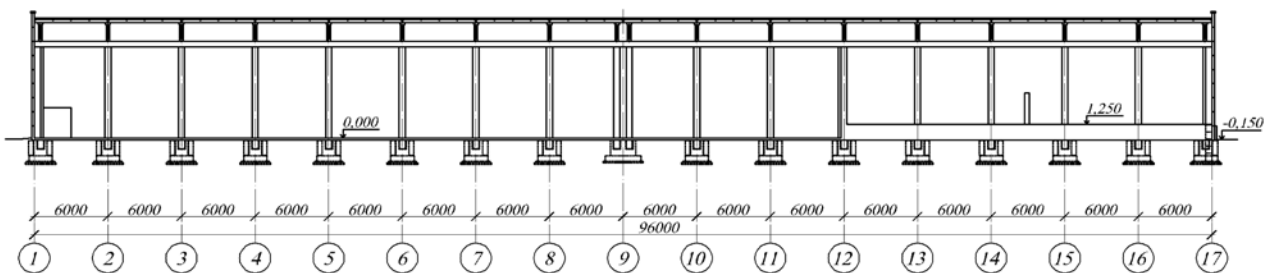


Рис.2. Разрез 1-1.

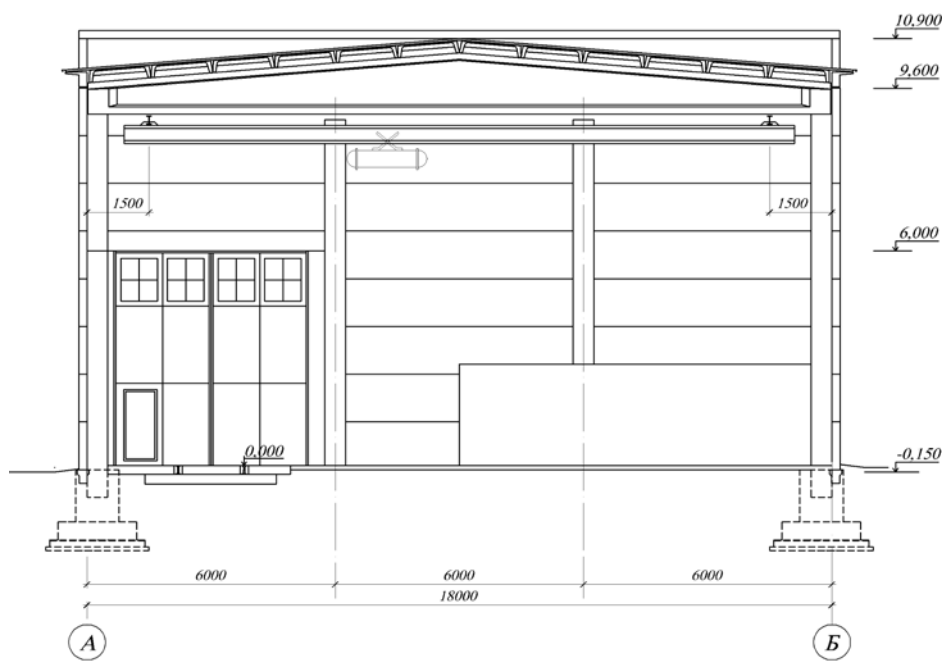


Рис.3. Разрез 2-2.

- В балках не выявлены:
- нормальные трещины в средней части их пролета;
 - разрушения бетона верхней части балок в средней части их пролета;
 - наклонные трещины в опирных зонах;
 - трещины вдоль арматурных стержней;
 - следы коррозии на поверхности бетона;
 - скалывания бетона в зоне опирания балок на колонны;
 - отслоения защитного слоя бетона.

При обследовании узлов опирания железобетонных двускатных балок на колонны не зафиксировано несоосное опирание ба-

лок на колонны, а также смещение балок за время эксплуатации здания.

В то же время выявлено, что закладные детали колонн и сварные швы, соединяющие закладные детали, прокорродированы, при этом толщина продуктов коррозии на закладной детали колонны достигает 2-3 мм, что соответствует уменьшению толщины закладной детали до 0,7 мм.

При обследовании технического состояния плит покрытия выявлены следующие дефекты:

- местное разрушение полок плит;
- трещины в полках плит;
- незаполненные раствором стыки между продольными ребрами;
- разрушение стыков между плитами покрытия и стеновыми панелями;
- разрушение лакокрасочного покрытия;
- следы замокания на поверхностях плит;
- локальное разрушение защитного слоя бетона;
- следы коррозии арматуры в поперечных ребрах плиты.

Для определения прочности бетона в колоннах использовался ультразвуковой импульсный метод неразрушающего контроля согласно ДСТУ Б В.2.7-226: 2009. «Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності».

Испытания выполнялись на отдельных участках боковых (относительно поверхности бетонирования) граней колонн, расположенных в местах, где бетон не имел нарушения структуры, раковин, трещин, механических повреждений. На каждом участке выполнялось по 6 измерений прохождения ультразвука на базе 120 мм T_1 и вычислялось

В панелях предусмотрены закладные детали для их крепления к колоннам каркаса по осям А, Б, 1 и 9.

В осях 1/А-Б и 17/А-Б панели закреплены к фахверковым железобетонным колоннам сечением 500х500 мм, а в осях 1-17/А и 1-17/Б – к железобетонным колоннам каркаса здания.

Для пропуска железнодорожного транспорта в осях 1/А-А+6000 устроены распашные ворота высотой 6 м и шириной 4,7 м.

Под нижним рядом стеновых панелей в осях 1/А-Б, 1-12/Б, 1-17/А в уровне пола смонтированы фундаментные железобетонные балки таврового сечения высотой 400 мм, которые опираются на фундаменты колонн стаканного типа.

В осях 12-17/Б, 17/А+6000-Б под низом первого ряда стеновых панелей возведены ленточные фундаменты глубиной 1,9 м из бетонных блоков толщиной 500 мм и высотой 600 мм.

При обследовании колонн каркаса, расположенных в осях 1-17/А, 1-17/Б и фахверковых колонн в осях 1/А-Б, 17/А-Б и 12/А-Б не выявлены дефекты, свидетельствующие об их перегрузке за время эксплуатации, а также из-за климатических воздействий и воздействий агрессивной среды.

В то же время, в колоннах выявлены локальные разрушения бетона с оголением арматуры. Эти места, как и все поверхности колонн, при ремонте здания были покрыты лакокрасочным составом, что исключило коррозию арматуры в местах локальных разрушений защитного слоя бетона.

Обследованию подлежали железобетонные предварительно напряженные двускатные балки, расположенные по осям 1-17.



среднее значение T_{cp} , на участке измерения.

Для оценки прочности бетона в колоннах выполнялась статистическая обработка полученных результатов испытаний.

При этом получены следующие данные:

- среднее значение прочности бетона $f_{cm,cube} = 27,0 \text{ МПа}$;
- среднеквадратическое отклонение $S = 2,4 \text{ МПа}$;
- коэффициент вариации прочности бетона $V_c = 9,3\%$.

Кроме этого определены усилия в элементах каркаса здания с использованием трехмерной компьютерной модели и определена несущая способность железобетонных колонн, железобетонных двускатных балок, фундаментов и грунтового основания.

Результаты обследования и оценки несущей способности позволили оценить техническое состояние железобетонных колонн и железобетонных двускатных балок как нормальное (I категория), а плит покрытия и стеновых панелей – как удовлетворительное (II категория).

ВЫВОДЫ

При планировании продолжительности выполнения работ по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений в условиях воздействия ионизирующего излучения следует учитывать особенности выполнения работ по единому наряд-допуску и увеличение продолжительности этих работ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Норми радіаційної безпеки України: НРБУ-97. Міністерство охорони здоров'я України. – К., 1997. – 121 с.
2. Положение об организации радиационной защиты на ЧАЭС. 28П-С. – МЧД Украины. ДСП «Чернобыльская АЭС», 2011. – 91 с.
3. Положение об организации допуска персонала сторонних организаций к выполнению работ (оказанию услуг) по снятию с эксплуатации энергоблоков и преобразованию объекта «Укрытие» в экологически безопасную систему на территории и объектах ГСП ЧАЭС. 18П-С. ДАЗВ Украины. ГСП «Чернобыльская АЭС», 2014.
4. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. Державний комітет України з будівництва та архітектури. – К., 2003. - 144 с.

5. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Зміна 1: ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинні від 2009-12-01]. – К.: Мінрегіон України, 2009. - 37 с. – (Будівельні норми України).

REFERENCES

1. Normy radiatsiinoi bezpeku Ukrainy [Radiation Safety Standards of Ukraine]. (1997). NRBU- 97. Ministry of Health of Ukraine. – Kyiv [in Ukrainian].
2. Pologenie ob organizatsii radiatsionnoi zashitu na CAES [Regulations of the organization of radiation protection at the Chernobyl NPP]. 28P-S. (2011). MNS of Ukraine. State Specialized Enterprise "Chornobylska AES" [in Russian].
3. Pologenie ob organizatsii dopuska personala storonnih organizatsii k vypolnieniu robot (okazaniu uslug) po sniatii s ekspluatatsii energoblokov i preobrazovaniiu obekta "Ukrutie" v ekologicheski bezopasnuuiu sistemu na territorii i obektah GSP CAES [Regulations on the organization of admission of personnel from outside organizations to perform work (provide services) for decommissioning power units and transform the Shelter into an environmentally safe system in the territory and facilities of the Chernobyl Nuclear Power Plant]. 18P-S. (2014). DAZV of Ukraine. GSP "Chernobyl NPP" [in Russian].
4. Normativni dokumentu z putan obstezhen, pasportuzatsii, bezpechnoi ta nadiinoi ekspluatatsii vurobnuchuh budivel i sporud [Regulations on surveys, certification, safe and reliable operation of industrial buildings]. State Committee of Ukraine for Construction and Architecture. (2003). Kyiv [in Ukrainian].
5. Zagalni printzipu zabezpechennia nadiinosti ta konstruktivnoi bezpeku budivel, sporud, budivelnuh konstruktzii ta osnov. Zmina 1 [General principles of reliability and structural safety of buildings, structures and foundations. Change 1]. (2012). DBN V.1.2-14-2009 from 01st December 2009. Kyiv: Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine [in Ukrainian].



**До 90-річчя з дня народження видатного вченого
в галузі будівельної науки і техніки, доктора
технічних наук, професора**

КЛЕПІКОВА СЕРГІЯ МИКОЛАЙОВИЧА

1 квітня 2017 року виповнюється 90 років з дня народження видатного вченого в галузі будівельної науки і техніки Сергія Миколайовича Клепікова.

Сміливий дослідник-новатор, він створив цілий світ нових глибоко своєрідних наукових рішень та інженерних розробок. Для їх впровадження ним знайдені винятково оригінальні науково обгрунтовані власні підходи, що суттєво розширили інженерні можливості будівельної науки і техніки.

С.М. Клепіков є в Україні основоположником нелінійної теорії розрахунків конструкцій і ґрунтових основ та їх взаємодії під впливом різноманітних чинників як природного, так і техногенного характеру.

Народився Сергій Миколайович Клепіков 1 квітня 1927 року у Києві. Сім'я до 1940 року мінjala місце проживання, переїжджаючи за місцем роботи батька на Далекий схід, потім в Ленінград, далі – на південь Росії, у Вороно́ж, а з 1940 року у Львів.

Закінчивши усього 7 класів, 14-річним юнаком С.М. Клепіков іде працювати робітником у водопровідній майстерні, потім муляром, і нарешті, продавцем у магазині.

Працюючи, набуває життєвий досвід, набуває в тих умовах знання польської та німецької мов, а згодом починає володіти ними зовсім вільно.

Після визволення Львова від фашистських окупантів продовжує навчання в школі.

Він самостійно опановує шкільні програми за 8 та 9 класи і для продовження навчання поступає відразу в 10-й клас, який закінчує у 1945 році з відмінним атестатом. У цьому ж році поступає до Львівського політехнічного інституту на інженерно-будівельний факультет. І в 1950 році, після закінчення інституту з відзнакою, він отримує рекомендацію Вченої ради інституту для вступу до аспірантури.

Однак С.М. Клепіков вирішує спочатку набутти практичного досвіду і іде працювати на будівництво, де поступово набирається виробничого досвіду на посадах майстра, інженера та начальника дільниці.

В 1952 році за клопотанням кафедри будівельної механіки Політехнічного інституту молодого інженера відкликають з виробництва і повертають на роботу до Політехнічного інституту, де він набуває знань та досвіду з питань випробування та підсилення будівельних конструкцій.

В 1953 році С.М. Клепіков переходить на роботу в Інститут машинознавства і автоматики Академії наук УРСР, де молодим науковим працівником працює над темою «Нові види полегшених конструкцій» і знайомиться з методом досліджень та розрахунків багатошарових конструкцій. Згодом С.М. Клепіков переходить на роботу у Львівський «Облпроект» на посаду інженера-конструктора, набуваючи певного проектного досвіду і одночасно готуючись до вступу в аспірантуру.

В 1954 році він успішно складає вступні екзамени в очну аспірантуру Київського інженерно-будівельного інституту за спеціальністю «Металеві конструкції». І вже в 1958 році він блискуче захищає кандидатську дисертацію за темою «Попередньо напружені сталеві ферми».

Працюючи з 1957 року в Науково-дослідному інституті будівельних конструкцій (НДБК), С.М. Клепіков продовжує дослідження у новій і досить галузі попередньо напружених сталевих конструкцій.

Найголовнішим результатом у теорії розрахунків попередньо напружених сталевих конструкцій, отриманих С.М. Клепіковим, слід вважати рішення дуже важливої для інженерної практики задачі з визначення оптимальних зусиль в напружених елементах за допомогою так званих лінійних дзеркальних функцій, а також рішення задач стосовно стійкості попередньо напружених стрижнів. На цьому завершується період дослідницької праці С.М. Клепікова у сфері сталевих конструкцій.

В 1957 році С.М. Клепіков призначається дирекцією НДБК на посаду вченого секретаря інституту для організації планово-координаційної діяльності і формування річних та п'ятирічних тематичних планів наукових досліджень інституту.

Глибоке розуміння передбачених планами НДР цілей та завдань наукових досліджень і очікуваних результатів вигідно відрізняє в цей період С.М. Клепікова як грамотного фахівця в галузі планування та координації науково-дослідницької тематики та підготовки науково-технічних звітів за виконаними НДР.

В цей час у С.М. Клепікова формується розуміння важливої і практичної необхідності методів врахування просторової роботи будівель і споруд у взаємодії з їх ґрунтовою основою, як одного з нових і перспективних напрямів в теорії розрахунків, що обіцяє дати значне зниження матеріаломісткості будівництва з одночасним підвищенням експлуатаційної надійності будівель і споруд і має особливе значення для будівництва в складних інженерно-геологічних умовах.

І вже починаючи з 1962 року він захоплюється цією, дуже складною, недостатньо на той час вивченою і суперечливою проблематикою теорії розрахунків будівель і споруд у взаємодії з неоднорідною ґрунтовою основою.

Саме в цей час в НДБК починаються науково-дослідні і експериментальні роботи з метою вирішення загально-

державної проблеми щодо забудови території над гірничими виробками Донбасу та іншими вугільними родовищами країни. Але спрямованість цих перших досліджень стосується, головним чином, пошуків ефективних конструкцій фундаментів (зубчастих стрічкових, клиновидних, паль з декількома розширеннями тощо). Проблема розрахунків наземних і підземних конструкцій будівель і споруд на вплив деформацій земної поверхні (тобто задача взаємодії наземної частини споруди з її ґрунтовою основою), що потребує великих теоретичних знань, спеціальних експериментальних досліджень, пошуків розрахункових моделей, ще не вирішується.

На той час надійних і перевірених практикою методів розрахунків конструкцій будинків і споруд на вплив деформацій земної поверхні ще не існувало. Проектні організації користувалися наближеними методами розрахунків, що в деяких випадках давали значно завищені зусилля і приводили до перевитрат матеріалів і трудовитрат, часто не гарантуючи міцності, стійкості та надійності будівель, що експлуатувались в складних інженерно-геологічних умовах.

Саме ця проблема і стає головною в роботі С.М. Клепікова.

В 1962 році в НДІБК створюється підрозділ (спочатку сектор, потім лабораторія, а з 1976 року відділ) під керівництвом С.М. Клепікова, який починає теоретичні дослідження роботи конструкцій на ґрунтових основах, що деформується.

Вивчення взаємодії будівель з ґрунтовою основою проводиться з урахуванням законів механіки твердого тіла, теорії пружності і пластичності, роботи пластин і стержневих систем, гірничої механіки та інших, а також супроводжується лабораторними випробуваннями моделей споруд з перевіркою теоретичних висновків і ефективності різноманітних конструктивних та геотехнічних засобів їх захисту.

Віднині рішення багатьох завдань проблеми будівництва в складних інженерно-геологічних умовах стає головним змістом професійного життя С.М. Клепікова. Принципом його наукової роботи стає цільний зв'язок теорії з інженерною практикою.

Завжди схильний до простоти і прозорості інженерних підходів С.М. Клепіков робить принципово новий, майже революційний крок. Він відмовляється від безнадійних пошуків вдосконалення величин умовних коефіцієнтів постелі, а також від шляхів вдосконалення існуючих моделей ґрунтового середовища і замість цього вводить поняття про коефіцієнти жорсткості ґрунтової основи під фундаментами споруд в зоні контакту, виходячи з величин очікування їх осідань під розрахунковим навантаженням.

Таким чином, поведінка ґрунтової основи під навантаженням від споруди цілком визначається саме таким коефіцієнтом її жорсткості в зоні контакту з ґрунтом.

Така розрахункова модель, вперше запропонована С.М. Клепіковим, у вітчизняній, а також світовій науковій літературі дістає назву моделі перемінного коефіцієнту жорсткості, оскільки вона моделює лише контактні умови, а не ґрунтову товщу.

В подальшій роботі С.М. Клепіков розробляє теорію розрахунку конструкцій на нелінійній основі, що деформується, пропонує свою розрахункову модель основи для рішення контактних задач, встановлює закономірності деформування поверхні основи, формує методи так званих сумарних і розподільних навантажень, визначення дотичних контактних напружень і таке інше. Він пропонує принципи і доводить до стану практичних інженерних методів розрахунку споруд з урахуванням повзучості конструкцій і ґрунту, пропонує методи визначення коефіцієнтів жорсткості основи, що тривало деформується, розробляє методику врахування нелінійних та перемінних чинників за допомогою розрахункового алгоритму і наводить спрощений (інженерний) спосіб розрахунку на повзучість.

Отримані С.М. Клепіковим наукові результати фундаментального значення та наведені вище неповний перелік нових теоретичних рішень стосовно розрахунків конструкцій на деформованих основах склали суть докторської дисертації «Взаємодія конструкцій з основами», що була успішно захищена в 1971 році.

80-90-ті роки минулого століття стали тріумфом ідей професора, доктора технічних наук С.М. Клепікова як у бувшому Радянському Союзі, так і у країнах, де розповсюджені просядні, набрякливі, мерзлі, слабкі водонасичені ґрунти, карсти, території над гірничими виробками та інші складні інженерно-геологічні умови.

Саме в ці роки С.М. Клепіков став загально визнаним лідером у питаннях теорії розрахунку конструкцій будівель та споруд на ґрунтовій основі і керівником наукової школи.

С.М. Клепіков опублікував більше 220 наукових праць, у тому числі 4 монографії, 37 брошур, 16 авторських свідоцтв на винаходи. Під його керівництвом розроблено 13 загальнодержавних та республіканських нормативних документів. Він підготував понад 30 кандидатів технічних наук.

Творчу роботу С.М. Клепіков поєднував з великою науково-організаційною і суспільною діяльністю. Він був членом Міжнародного товариства механіки ґрунтів і геотехніки, головою секції основ і фундаментів НТО будівництва України, заступником голови Міжнародної координаційної ради Держбуду СРСР, членом науково-технічних рад Держбудів СРСР і України, членом секції надійності і довговічності будівельних конструкцій і машин Ради надійності академії наук України, членом Наукової ради Академії наук СРСР з будівельної механіки і теорії конструктивних форм, членом двох спеціалізованих рад з присудження вченого ступеня кандидатів і докторів наук, членом редколегії багатьох наукових збірників та журналів.

20 лютого 1995 року тривала тяжка хвороба перервала яскраве самовіддане життя С.М. Клепікова в творчому розпалі.

А його ідеї і задуми продовжують розвивати нові покоління вчених, зміцнюючи науковий потенціал України, яка мала такого славного сина.



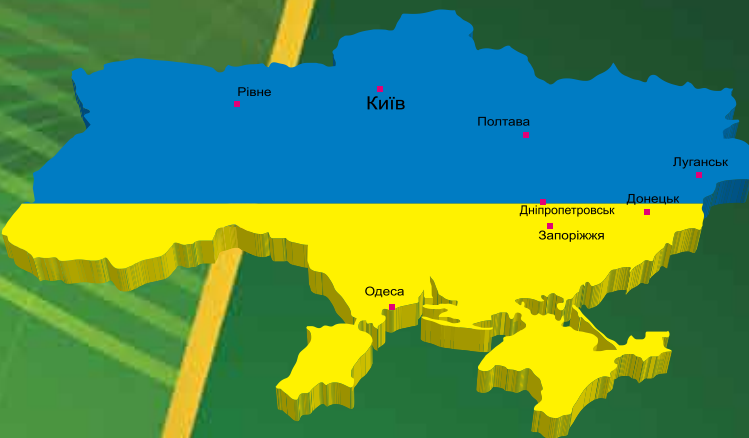
ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ» (ДП НДІБК)

НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

1. Розроблення будівельних норм, державних стандартів (ДСТУ) технічних свідоцтв
2. Науково-технічний супровід проектування, зведення та експлуатації будівель і споруд в т.ч.: на територіях зі складними інженерно-геологічними і сейсмічними умовами; об'єктів ядерної та теплової енергетики
3. Розроблення конструктивних рішень та технології зведення доступного житла
4. Розроблення технічних рішень з підвищення енергоефективності будівельних об'єктів
5. Інжинірингові послуги:
 - оптимізація проектних рішень будівельних об'єктів або їх елементів
 - розроблення методів розрахунків будівельних конструкцій
 - розроблення технологій виготовлення будівельних конструкцій
 - розроблення рекомендацій при реконструкції будівель і споруд
 - обстеження і оцінка будівельних конструкцій; розробка паспортів технічного стану будівель та споруд
 - технічний нагляд за будівництвом
 - геодезичний контроль за будівництвом
 - сертифікація будівельних матеріалів, виробів та конструкцій
 - експертиза науково-технічної продукції, у тому числі проектних, науково-дослідних та дослідно-конструкторських робіт
 - консультаційні послуги;
 - підготовка кадрів вищої кваліфікації через аспірантуру
6. Інженерно-геологічні, геофізичні вишукування
7. Статичне і динамічне випробування паль
8. Чисельні розрахунки будинків і споруд
9. Проектування спеціальних видів робіт в будівництві:
 - основ і фундаментів всіх типів
 - каркасів монолітних будинків
 - посилення будівельних конструкцій
10. Будівництво під ключ:
 - усунення наднормативних кренів будинків і споруд
 - зміцнення ґрунтів методом глибинного змішування
 - ущільнення ґрунтів гідровибухом
 - водопониження
 - гідроізоляція фундаментів і стін
 - посилення будівельних конструкцій
 - компенсатори для трубопроводів
11. Контроль якості матеріалів та конструкцій:
 - суцільність та довжина паль
 - міцність бетону залізобетонних конструкцій
 - ущільнення ґрунтів
 - закріплення цементом скалистих масивів
 - оцінка рівня та розробка захисту акустичного опорядження житлових, громадських, у т.ч. спеціалізованих театральних, музейних, архівних, виробничих та інших об'єктів
 - оцінка рівня теплотехнічних якостей будівельних конструкцій
12. Моніторинг будинків і споруд, в т.ч. автоматизований

**НОРМИ, СТАНДАРТИ
ТЕХНІЧНІ СВІДОЦТВА
РОЗРАХУНКИ
ПРОЕКТУВАННЯ
МОНІТОРИНГ
ОБСТЕЖЕННЯ
ВИПРОБУВАННЯ
ЕКСПЕРТИЗА
КОНСУЛЬТАЦІЇ**





**АДРЕСА ІНСТИТУТУ,
ЙОГО ФІЛІЙ ТА ЛАБОРАТОРІЙ**

**м. Київ, вул. Преображенська, 5/2,
03037, Україна тел.: 044 249-72-34,
044 249-38-00, факс: 044 248-89-09
E-mail: adm-inst@ndibk.gov.ua
www.niisk.com**

**м. Запоріжжя, вул. Новобудов, 4,
69076, Україна
тел./факс: 061 277-13-59
E-mail: zv@ndibk.gov.ua
www.niisk.ad.ua**

**м. Полтава, тел./факс: 044 249-37-72
E-mail: 0679199507@ukr.net
E-mail: 0504046376@ukr.net**

**м. Рівне, вул. 16-го липня, 38, 33001,
Україна
тел./факс: 0362 22-34-60**

**м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4, 65029,
Україна
тел./факс: 048 723-53-11**

**м. Лиман, Донецька обл.,
вул. Соборна, 147-В**

**м. Дніпро,
вул. Паторжинського, 25, кв. 1, 49006
тел./факс: 096 613-95-92**



www.niisk.com

