



Науково-технічний, виробничий та
інформаційно-аналітичний журнал

НАУКА

ТА БУДІВНИЦТВО

Впровадження в Україні постнапружених
монолітних залізобетонних конструкцій

Методи боротьби з іржею арматурного
прокату

Грунтові основи причальних споруд
розпорного типу

Експериментальні дослідження
залізобетонних колон на поперечний вигин

Науково-технічний моніторинг будівель
та споруд



НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

3'2015

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Свідectво 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.

Дизайнер:

Чорна К.В.

Бамбура А.М., д.т.н.

Дорофєєв В.С., д.т.н., проф.

Єгупов 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.

Кашенко 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.

Шилуєк П.С., к.т.н.

Шокарев В.С., к.т.н.

Затверджено до друку Науково-технічною радою
ДП НДІБК (Протокол № 5 від 08.07.2015 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. 044-249-37-85 E-mail:adm-inst@ndibk.kiev.ua, URL:http://www.niisk.com

© "Наука та будівництво" 2015

Підписано до друку: 09.09.2015

Друк: ТОВ «Олбі-ІНК»

Наклад: 300 примірників

ЗМІСТ

4

**Тарасюк В.Г., Жарко Л.О.,
Лісений О.М., Петрик Ю.М.**

Впровадження в Україні монолітних
залізобетонних конструкцій з напруженням
канатної арматури на бетон (постнапруження)

7

**Тарасюк В.Г., Жарко Л.О., Овчар В.П.,
Лісений О.М., Белокоп А.М., Зеленко Є.В.,
Цимбал С.П., Петрик Ю.І.**

Натурні випробування пост-напруженого
монолітного залізобетонного перекриття

12

**Крітов В.О., Шейніч Л.О.,
Подковирін М.Ю., Висоцька Л.М.**
Досвід використання перетворювача
іржі «контраст» у будівництві

14

**Хміль Р.Є., Бліхарський З.Я.,
Черняк П.Д., Дубіжанський Д.І.**
Моделювання за допомогою МСЕ НДС
згинаних залізобетонних балок підсиленіх
при дії навантаження

17

**Белов І.Д., Гайдайчук В.В.,
Дєдов О.П., Матіаш Н.С.**
Науково-технічний моніторинг
будівель і споруд

21

**Колесник Д.Ю., Шейніч Л.О.,
Файнлейб О.М., Сахно В.І.**
Принципи радіаційно-хімічної
модифікації бетонів

25

**Хонелия Н.Н., Слободяник А.В.,
Багратиони Р.Р.**
Оценка отпорной способности грунтовых
оснований причальных сооружений
распорного типа

28

Станкевич А.М.
Про сучасні методи розв'язання
багатовимірних задач будівельної механіки

32

Гігінешвілі Д.
Результати випробувань попередньо
напружених бетонних балок, армованих
базальтопластиковими стержнями
(на англійській мові)

36

**Давиденко О.О., Давиденко О.І.,
Березін В.Б., Бамбура А.М.**
Деформування і руйнування залізобетонних
колон кругового перерізу при поперечному
вигині і сумісній дії позакцентрового стиснення і
поперечного вигину



Science & Construction

3'2015

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:

Kozeletskiy P.M.

Executive secretary:

PhD S.Glazkova

Designer:

Chorha K.V.

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

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 5 dated on 08.07.2015)

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. 06.02.2015, № 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. 044-249-37-85 E-mail:adm-inst@ndibk.kiev.ua
URL:http://www.niisk.com

© "Science & Construction, 2015

Signed for printing: 09.09.2015

Printing: TOV «Olbi-INK»

Drawing: 300 copy

CONTENT

- 4 **Tarasyuk V.G., Zharko L.O., Liseniy O.M., Petryk Yu.M.**
Implementation in Ukraine of monolithic reinforce-concrete constructions with tension of cable reinforcement on concrete (post-tension)
- 7 **Tarasyuk V.G., Zharko L.O., Ovchar V.P., Liseniy O.M., Belokon A.M., Zelenko E.V., Tsimbal S.P., Petryk Yu.I.**
Test in situ of post-tensioned monolithic reinforce-concrete floor
- 12 **Kritov V.O., Sheinych L.O., Podkovirin M.Yu. Visotska L.M.**
Experience of the use of transformer of rust - "contrast" in construction engineering
- 14 **Khmel P.E., Blikharsky Z.Ya., Cherniak P.D., Dubizhanskiy D.I.**
Modelling by means of MFE of SSS of flexible reinforced concrete beams, strengthened at the action of loading
- 17 **Belov I.D., Gaidaichyk V.V., Dedov O.P., Matiash N.S.**
Scientific and technical monitoring of buildings and structures
- 21 **Kolesnyk D.Yu., Sheinych L.O., Fainleib O.M., Sakhno V.I.**
Principles of radiation and chemical modification of concretes
- 25 **Khonelya N.N., Slobodianyk A.V., Bagrationi R.R.**
Assessment of repulsed capacity of basement soil of mooring structures of spacer type
- 28 **Stankevych A.M.**
Modern methods of decision of multidimensional tasks of structural mechanics
- 32 **Gigineshvili D.**
Results of tests of pre-stressed concrete beams, reinforced by basalt- plastic bars (in English language)
- 36 **Davidenko O.O., Davidenko O.I., Berezin V.B., Bambura A.N.**
Deformation and destruction of reinforced concrete columns of circular section at lateral bending and at simultaneous action of eccentric compression and lateral bending



ВПРОВАДЖЕННЯ В УКРАЇНІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З НАПРУЖЕННЯМ КАНАТНОЇ АРМАТУРИ НА БЕТОН

УДК 624.073

АВТОРИ

ТАРАСЮК В.Г., канд.техн.наук, с.н.с., заступник директора з наукової роботи, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ЖАРКО Л.О., канд.техн.наук, доцент, завідувач відділу, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ЛІСЕНИЙ О.М., канд.техн.наук, завідувач лабораторії, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ПЕТРИК Ю.І., генеральний директор ТОВ «Єврокон Україна»

АНОТАЦІЯ

Викладено задачі досліджень монолітних залізобетонних конструкцій перекриттів з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження).

The tasks of research systems for prestressing of monolithic reinforced-concrete construction (post-tensioning) are presented in the article.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

монолітне залізобетонне перекриття, напруження на бетон, постнапруження.

Монолітні залізобетонні конструкції з напруженням арматури на бетон мають ряд технічних і економічних переваг перед аналогічними ненапруженими конструкціями — більші прольоти, менша товщина елементів, зменшення ваги перекриттів та навантажень на фундаменти, тощо.

З застосуванням такої технології у світовій будівельній практиці в останні роки виконується до 80% площі перекриттів цивільних будівель (рис. 1, 2). Приклад застосування напружених канатів для армування балки перекриття наведений на рис. 3. На рис. 4 показані анкерні пристрої для напруження канатів.

В зарубіжних джерелах технологія напруження монолітних залізобетонних конструкцій, переважно з використанням канатної арматури, відома як “постнапруження” (post-tensioning). Зокрема, така назва застосована в керівному документі країн Євросоюзу ETAG 013 [5], в якому викладені вимоги до елементів, які застосовуються для попереднього напруження.

Освоєння технології постнапруження є актуальною задачею будівельної галузі України. Для її успішного впровадження необхідно вирішити ряд питань нормативного та технічного характеру. В ДП НДІБК розглянуто першочергові задачі науково-технічної підтримки впровадження технології постнапруження у проектуванні і будівництві монолітних залізобетонних конструкцій на будівельних об'єктах компанії «Єврокон Україна».

Положення щодо попереднього напруження залізобетонних конструкцій викладені у розділі 3.3 ДБН В.2.6-98:2009 [1]. Проте, даний ДБН не регламентує ряд важливих характеристик попередньо напружених конструкцій (релаксація, пластичність, опір арматури втомі, характеристики анкерних і з'єднувальних пристроїв, тощо), а відносить їх до «відповідних нормативних документів». На «відповідні нормативні документи» посилаються також ряд пунктів у розділах 3.2 і 3.3 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2]. В той же час, такі документи щодо постнапруження залізобетону до цього часу в Україні не були розроблені.



На ряді вітчизняних заводів виготовляються збірні попередньо напружені конструкції перекриттів з застосуванням канатної арматури К-7 згідно ГОСТ 13840-68 [3]. Проте, для постнапружених монолітних конструкцій крім канатів необхідні також інші супутні вироби (перш за все – анкерні пристрої), які в Україні не виробляються.

Положення щодо проектування попередньо напружених залізобетонних конструкцій містяться також в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 [4]. Для визначення характеристик попередньо напруженої арматури, анкерних і з'єднувальних пристроїв, тощо, даний стандарт посилається на відповідні Європейські технічні ухвалення (European Technical Approval, ETA), які не є чинними в Україні.

У системі нормативних документів України аналогом ETA виступає Технічне свідоцтво, яке є документом, що видається після проведення науково-

технічної експертизи нових будівельних виробів у разі підтвердження придатності виробів до застосування. З врахуванням стану нормативної бази України, для забезпечення впровадження технології постнапруження у промисловому і цивільному будівництві України, в ДП НДІБК були проведені такі дослідження щодо підтвердження придатності для застосування в будівництві комплектів виробів для постнапруження зарубіжного виробництва, до складу яких входять одиночні канати в пластиковій оболонці разом з відповідними засобами для розміщення в конструкції, анкерування, з'єднання та натягування («моноканатні вироби»):

- 1) вивчення нормативно-технічної документації, що стосується вимог та методів випробувань моноканатних виробів (на основі вимог ETAG 013 [5]);
- 2) визначення номенклатури і параметрів зразків для випробувань, проведення вибіркового механічних випробувань елементів моноканатних виробів;
- 3) аналіз результатів випробувань елементів моноканатних виробів, які виконувалися раніше у зарубіжних лабораторіях;
- 4) аналіз системи контролю виробництва моноканатних виробів та оцінка її відповідності вимогам стандартів України.

На підставі аналізу документації та результатів випробувань ДП НДІБК склав «Висновок щодо придатності для застосування моноканатних виробів» та підготував проект технічного свідоцтва для ТОВ «Єврокон Україна» на моноканатні вироби для постнапружених монолітних залізобетонних конструкцій перекриттів. Перевірка придатності до застосування виконана для моноканатних виробів компанії VSL International Ltd. (www.vsl.com). За прототип Технічного свідоцтва на моноканатні вироби для постнапруження монолітних залізобетонних конструкцій перекриттів обране Європейське технічне ухвалення ETA 10/0008 [6]. Зазначені роботи виконані у відповідності до вимог ДСТУ-Н Б А.1.1-99:2011 [7], інших нормативних документів України, на підставі доручення Мінрегіону України.

Першочерговим об'єктом для застосування і перевірки моноканатних виробів було визначене незавершене будівництво паркінгу в осях 1-20/А-Г торгово-розважального центру по проспекту Генерала Ватутіна в м. Києві, який будувався ТОВ «Єврокон Україна» в 2007-2008 р.р. з застосуванням постнапружених конструкцій перекриттів. З метою апробації технології постнапруження монолітних залізобетонних конструкцій, спеціалістами ДП НДІБК виконані роботи з наукового супроводу будівництва даного об'єкту за такими напрямками:

1. Розроблена методика розрахунків постнапружених елементів перекриттів за першою та другою групами граничних станів.
2. Розроблена програма та методика, проведені натурні механічні випробування елементів постнапруженого перекриття паркінгу.
3. Визначені нормовані вимоги з вогнестійкості до постнапружених залізобетонних конструкцій перекриттів, вибрані дослідні зразки постнапружених елементів перекриттів для випробування на вогнестійкість.



Рис.1. Застосування постнапруження за технологією фірми VSL. Дубай, Об'єднані Арабські Емірати (фестивальне містечко). Загальна площа постнапруження 250 тис. м².

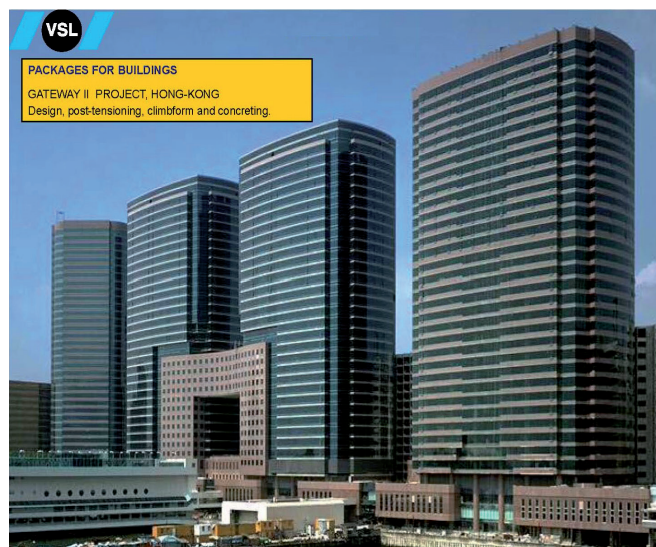


Рис.2. Застосування постнапруження за технологією фірми VSL. Гонконг, Китай



Рис.3. Встановлення канатів для постнапруження балки монолітного перекриття



Рис.4. Вузли анкерування канатів у монолітному перекритті.

4. Виконано аналіз технології влаштування постнапружених елементів перекриттів.
5. Складені «Рекомендації щодо розрахунку, конструювання та технології влаштування монолітних залізобетонних постнапружених перекриттів» з прикладами розрахунків постнапружених елементів.

Виконані в ДП НДІБК дослідження дозволяють перейти до практичного застосування конструкцій монолітних залізобетонних постнапружених перекриттів у повній відповідності до вимог нормативних документів України.

ЛІТЕРАТУРА

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. - [Чинний від 2011-07-01]. - К. : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. - 71 с. - (Будівельні норми України).
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. - [Чинний від 2011-06-01]. - К. : Мінрегіонбуд України, 2011. - 114 с. - (Національний стандарт України).
3. Канаты стальные арматурные 1×7. Технические условия (Канаты стальные арматурные 1×7. Технические условия): ГОСТ 13840-68. - [Чинний від 1968-07-15]. - М. : Издательство стандартов, 1988. - 7 с. - (Міждержавний стандарт).
4. ЄВРОКОД 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). - ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. - [Чинний від 2013-07-01]. - К. : Мінрегіонбуд України, 2012. - 312 с. - (Національний стандарт України).
5. Post-tensioning kits for prestressing of structures. - ETAG 013. Edition June 2002. (Комплекти постнатягання для попереднього напруження конструкцій). - Brussels: European Organisation for Technical Approvals, 2002. - 136p. - (Керівництво з європейських технічних ухвалень).
6. Stronghold monostrend post-tensioning system. STT-Stronghold S.A. Post-tensioning kit for prestressing of structures. - ETA 10/0008 [Чинний від 2010-06-26] - Madrid: Instituto de ciencias de la construccion Eduardo Torroja - European Organisation for Technical Approvals, 2010. - 41p. - (Європейське технічне ухвалення).
7. Настанова експертам з підготовки висновку та проекту технічного свідоцтва придатності нових будівельних виробів до застосування: ДСТУ-НБА.1.1-99:2011. - [Чинний від 2013-03-01]. - К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. - 29 с. - (Національний стандарт України).



НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ ПОСТНАПРУЖЕНОГО МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ

УДК 624.073

АВТОРИ

ТАРАСЮК В.Г., канд.техн.наук, с.н.с., заступник директора інституту з наукової роботи ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ЖАРКО Л.О., канд.техн.наук, доцент, завідувач віддлу ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ОВЧАР В.П., канд.техн.наук, с.н.с., провідний науковий співробітник ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ЛІСЕНИЙ О.М., канд.техн.наук, завідувач лабораторії ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

БЕЛОКОНЬ А.М., інженер ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ЗЕЛЕНКО Є.В., науковий співробітник ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ЦИМБАЛ С.П., інженер ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ПЕТРИК Ю.І., генеральний директор ТОВ «Єврокон Україна»

АНОТАЦІЯ

Представлено результати натурних випробувань постнапруженого монолітного залізобетонного перекриття.

The results of test of structural from monolithic reinforce-concrete posttensioning slab system are presented in the article.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

натурні випробування, постнапружене монолітне залізобетонне перекриття.

В Україні напруження на бетон монолітних залізобетонних конструкцій (постнапруження) є перспективною технологією у промисловому та цивільному будівництві. За останні три десятиріччя будівництво за цією технологією стало займати домінуюче положення в світі [1].

Переваги постнапруження монолітних залізобетонних конструкцій пов'язані зі зменшенням товщини перекриття, що впливає на висоту поверхів і будівлі, збільшення прогонів між колонами, зменшення ваги перекриттів і фундаменту, пришвидшення формування перекриттів, скороченням витрат на виготовлення і обслуговування будівлі, підвищенням гнучкості об'ємно-планувальних рішень. Відомо, що економічна ефективність систем постнапруження виявляється для прогонів більше за 7м [2].

Для постнапруження використовується арматурні канати, які встановлюють під час армування та напружують після досягнення не менше 70% міцності бетону на стиск.

Можливі дві системи постнапруження: пов'язана, з канатами в гофрованій трубі, що після напруження заповнюється ін'єктованим розчином, та непов'язана, зі змащеними канатами в пластиковій оболонці.

Арматурні канати застосовують поодинокі або пучками – моноканатне та мультіканатне армування. Наймеш витратною є моноканатна непов'язана система постнапруження.

Прикладом реалізації системи постнапруження монолітних залізобетонних конструкцій перекриття є будівля паркінгу торгово-розважального центру по проспекту Генерала Ватутіна в м. Києві, що виконується ТОВ «Єврокон Україна».

Ця споруда недобудована, окремо розташована, прямокутна в плані, розмірами 126,0×32,0м. На протязі семи років вона знаходиться у стані, який зображено на рис. 1.

Будівля паркінгу має залізобетонний рамнов'язевий каркас з колонами, жорстко з'єднаними з фундаментами кроком 8,4×16,0м; перекриття монолітні залізобетонні балкові товщиною 240мм; балки розташовані по цифрових осях і мають



Рис.1. Будівництво паркінгу торгово-розважального центру по проспекту Генерала Ватутіна в м. Києві з постнапруженими монолітними залізобетонними перекриттями.

переріз $1600 \times 750 \text{ мм}$ та $800 \times 750 \text{ мм}$ [3].

Бетон класу С35/45 з мінімальною товщиною захисного шару 40 мм.

Балки і плити перекриття армовані арматурою класу А500С.

Плита перекриття армована верхньою і нижньою арматурними сітками та окремими 7-дротовими канатами з напруженням на бетон, які розташовані по середині товщини плити. Балки армовані окремими 7-дротовими канатами з напруженням на бетон, без зчеплення (канат в пластиковій гільзі зі змащенням), які розташовані на різних рівнях по висоті балки і їх геометрія близька до параболічного вигляду.

Для постнапруження непов'язаної системи армування перекриття було застосовано моноканатні виробу у такому складі: 7-жильні, високоміцні сталеві арматурні канати діаметром 15,2 мм, попередньо змащені та обшиті полімерною трубою; анкери для кріплення канатів, які складаються з труби SH S6N та клинів W6C-SH; муфти для з'єднання двох послідовно розміщених арматурних канатів з однієї муфти типу SH 1/0,6", двох клинів типу 0,6"SH та однієї стопорної пружини. Випробування зразків арматурних канатів показало, що їх тимчасовий опір розриванню $\delta_b = 1,92 \dots 1,95 \text{ кН/мм}^2$; межа текучості $\delta_{0,2} = 1,75 \dots 1,76 \text{ кН/мм}^2$.

Методика випробування розроблена згідно ДСТУ Б В.2.6-7-95 [4].

Випробування було проведено 31 жовтня 2014 р. на ділянці перекриття над 2-м поверхом паркінгу в осях 6-8/А-Г (рис. 2). Навантаження перекриття виконувалось шляхом наповнення водою двох ємкостей, влаштованих з застосуванням герметизованої полімерною плівкою і розкріпленої щитової опалубки.

Розрахункове за першою групою граничних станів навантаження на перекриття складає $9,0 \text{ кН/м}^2$ (900 кгс/м^2) без врахування власної ваги перекриття. Значення контрольних навантажень для випробування складають: $7,5 \text{ кН/м}^2$ для контролю прогинів і ширини розкриття тріщин та $14,5 \text{ кН/м}^2$ для контролю міцності.

Навантаження на перекриття прикладалося ступенями по $2,0 \dots 1,0 \text{ кН/м}^2$. На обох ділянках №1 і №2 (рис. 2) навантаження доводилось спочатку до контрольного значення за прогинами і тріщинами ($7,5 \text{ кН/м}^2$), а потім до розрахункового значення ($9,0 \text{ кН/м}^2$). Після цього навантаження ділянки №2

було припинене, а на ділянці №1 навантаження збільшувалося до виявлення ознак вичерпання несучої здатності конструкцій.

Схема розташування вимірювальних приладів наведена на рис. 2.

Для вимірювання прогинів було встановлено прогиноміри з ціною поділки $0,01 \text{ мм}$ з нижньої сторони плити (рис. 2). Кожен з прогиномірів був закріплений спеціальними струбцинами до індивідуального стояка на перекритті першого поверху. Висмикування канатів контролювалося індикаторами ИЧ-10 з ціною поділки $0,01 \text{ мм}$, які було встановлено збоку плити перекриття по осі 8.

Загальний вигляд перекриття під час проведення випробувань конструкцій показано на рис. 4. Вигляд фрагменту перекриття знизу під час випробувань зображено на рис. 5.

Схему розташування та значення ширини розкриття тріщин (а-к, мм) на нижній поверхні при максимальному завантаженні наведено на рис. 3. Вигляд окремих тріщин а і б в плиті біля осі Г/6 пред-

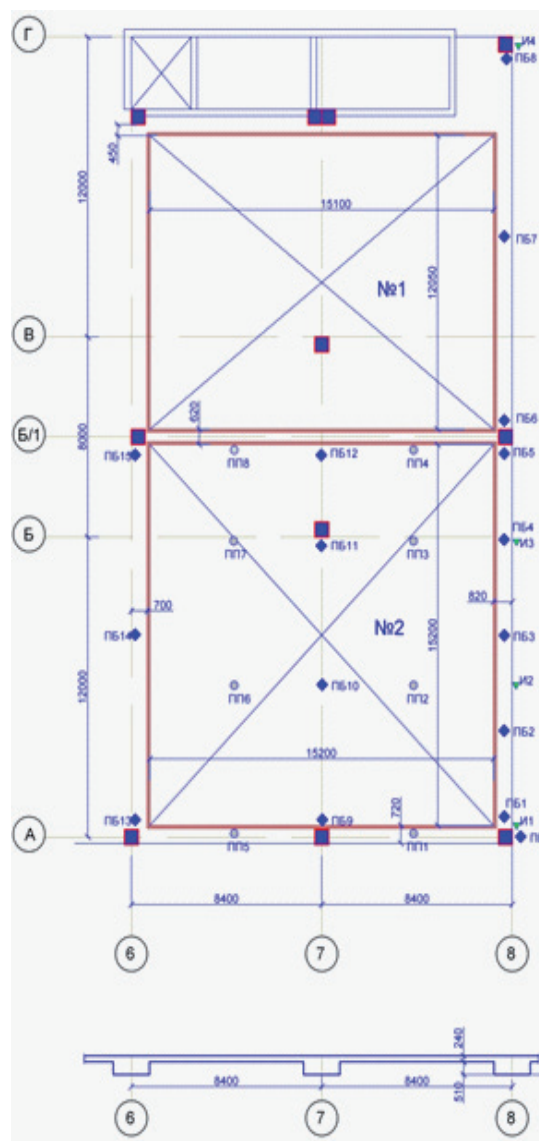


Рис.2. Схема розташування вимірювальних приладів. ДШ – деформаційний шов.

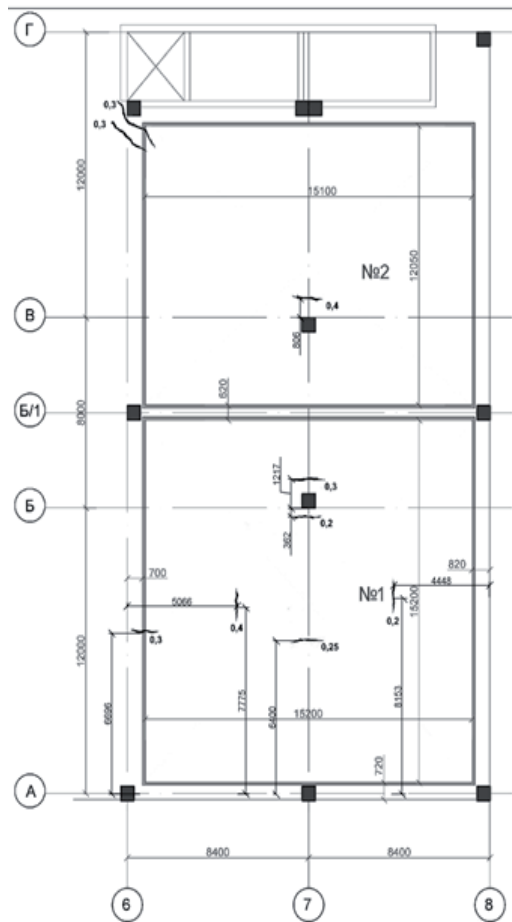


Рис.3. Схема розташування та ширина розкриття тріщин (а-к, мм) на нижній поверхні при максимальному навантаженні.

Таблиця 1.

Навантаження, кг/м ²	Ширина розкриття тріщин, мм, по осі								
	6 – в балці			6-7 – в плиті	7 – в балці				7-8 – в плиті
	а	б	в	г	д	ж	е	и	к
0	0	0	0	0	0,35	0,5	0,3	0	0
900	0,3	0,3	0,25	0,4	0,4	0,45	0,2	0,25	0,4
1550	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2	0,25	0,2
0*	0,35	0,4	0,2	0,35	0,2	0,38	0,2	0,25	0,1

ставлено на рис. 6, а тріщини ж на балці по осі 7 – на рис. 7. Значення ширини розкриття тріщин при контрольних навантаженнях та після розвантаження і витримки перекриття зведено в табл. 1.

Отримані результати величини максимальних прогинів, ширини розкриття тріщин в балках і плиті, висмикування канатів зведено в табл. 1.

Графіки залежності максимальних прогинів в балках по різних осях, а також в плитах в залежності від рівня навантаження, які було побудовано за показами прогиномірів, представлено на рис. 8.

Зважаючи на величини прогонів перекриття 15200 мм вздовж числових осей і 8400 мм вздовж літерних осей, максимальні прогини балок при навантаженні 900кг/м² складали від 1/500 до 1/714 прогону, плити від 1/270 до 1/1492 прогону, а при навантаженні 1550кг/м² прогини балок складали від 1/197 до 1/291 прогону, а плити від 1/120 до 1/662 прогону.

За даними випробувань максимальні прогини ба-

а)



б)



Рис.4. Випробування фрагменту перекриття другого поверху. Навантаження прикладається шляхом наповнення ємкостей водою: а – вигляд зверху, б - збоку

лок по осям 6, 7 і 8 на довжині перекриття в осях від А до Б/1 (16 м) при навантаженні 1550кг/м² показано на рис. 11, а максимальні прогини перекриття в поперечному напрямку відносно балок в осях А, Б і Б/1 на довжині в осях 6-8 (16,8 м) – на рис.10. Відмінність характеру прогинів балки по осі 7 на рис. 9 пов'язана з наявністю колони в осях Б/7.

Максимальні прогини плити перекриття в середині прольотів між осями 6-7 (крива "1") і 7-8 (крива "2") по довжині плити в осях від А до Б/1 (16м) наведено на рис. 11. Зміна характеру кривих прогинів пов'язана з наявністю колони в осях Б/7 та дією навантаження сусідньої ділянки в осях 6-8/Б/1-Г-3200.

Максимальні прогини по діагоналям фрагменту перекриття в осях А/6-Б/1/8 (крива "1") і Б/1/6-А/8 (крива "2") на довжині діагоналей (22,6 м) представлено на рис. 12.



Рис.5. Вигляд фрагменту перекриття знизу під час випробувань.

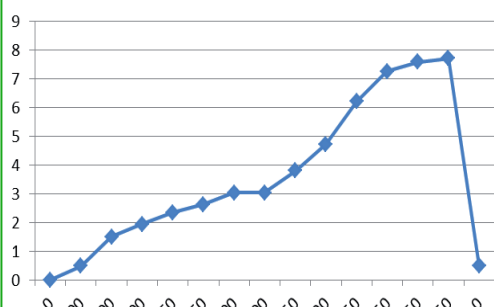


Рис.6. Тріщини а і б в плиті біля осі Г/6.

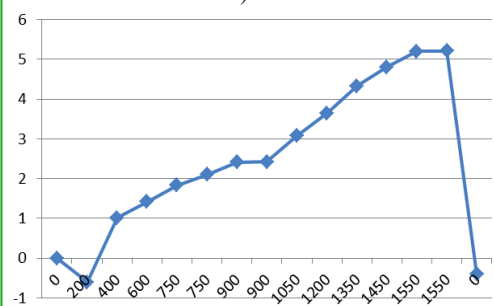


Рис.7. Тріщина ж на балці по осі 7.

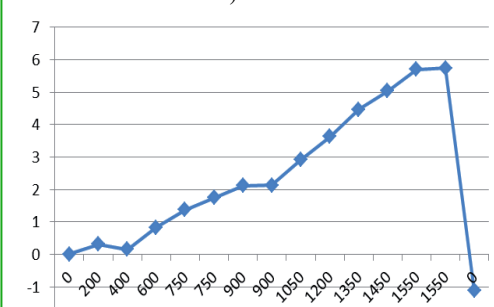
Рис.8. Максимальні прогини (по вертикалі, мм) в залежності від рівня навантаження (по горизонталі, кг/м²) за показами прогиномірів: а-в – балки по осі: а – 8 (ПБ3); б – 6 (ПБ14); в – 7 (ПБ10); г – плити (ПП2). При навантаженнях 900 і 1550 кг/м² друге значення прогинів – після витримки 30хв.



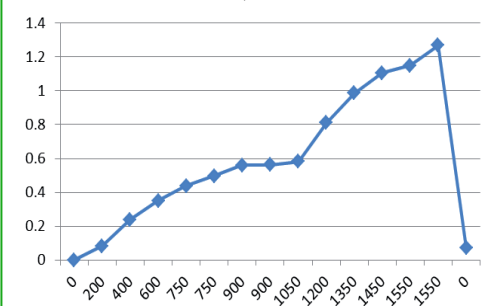
а)



б)



в)



г)

Навантаження, кг/м ²	Максимальні прогини, мм				Максимальна ширина розкриття тріщин, мм			Максимальна величина висмикування канатів, мм
	балки по осі			плити	в балці по осі		в плиті	
	6	7	8		6	7		
900	2,42	2,13	3,04	5,63	0,3	0,45	0,4	0,04 /-0,02
1550	5,21	5,74	7,71	12,69	0,3	0,4	0,4	0,05 /-0,02
0*	0.18	0.01	0.51	1.41	0.4	0.35	0.35	0.05 /-0.02

* - після розвантаження перекриття та витримки.

У процесі проведення випробувань було досягнуто максимальне рівномірно розподілене по площі навантаження на перекриття у розмірі $q_e = 15,50 \text{ кН/м}^2$. При такому навантаженні ознак вичерпання несучої здатності балок не було виявлено, проте на ділянці між осями 7-8/А-Б були виявлені початкові ознаки вичерпання несучої здатності плити по першому випадку зруйнування - внаслідок текучості робочої арматури в нормальному перерізі плити, яка була зафіксована за різким зростанням прогину плити під час витримки на останньому етапі навантаження (на 10% після 30 хвилин витримки, покази прогиноміра ПП2).

Таким чином, в результаті випробування натурного фрагмента було встановлено, що:

- при рівномірно розподіленому по площі навантаженні несуча здатність перекриття лімітується несучою здатністю плити, яка є меншою, ніж несуча здатність балок;
- фактична несуча здатність плити становить не менше $15,50 \text{ кН/м}^2$ (без врахування власної ваги плити), що перевищує контрольне навантаження по перевірці міцності.

Виконаємо зворотні обчислення для визначення розрахункового значення несучої здатності плити перекриття. Для плити, яка армована гарячекатаною арматурою та попередньо напруженими канатами, обчислене згідно [4] значення коефіцієнта безпеки S , що визначає ступінь підвищення контрольного навантаження по відношенню до навантаження на виріб, що відповідає його розрахунковій несучій спроможності, дорівнює 1,32.

Тоді розрахункова несуча здатність плити перекриття складає

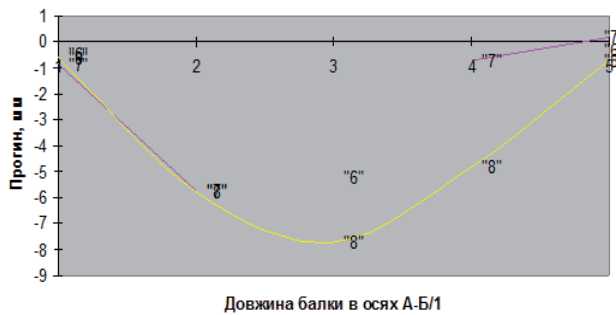


Рис.9. Максимальні прогини балок в осях 6, 7 і 8.

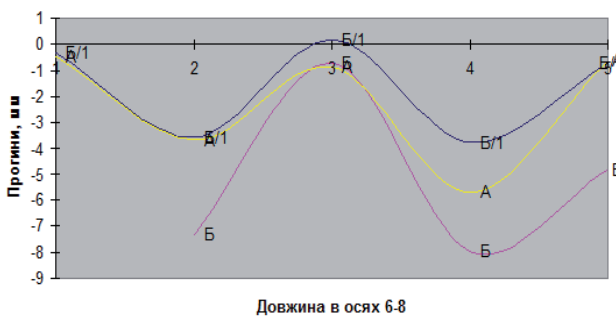


Рис.10. Максимальні прогини перекриття в поперечному напрямку відносно балок в осях А, Б і Б/І на довжині в осях 6-8 (16,8 м).

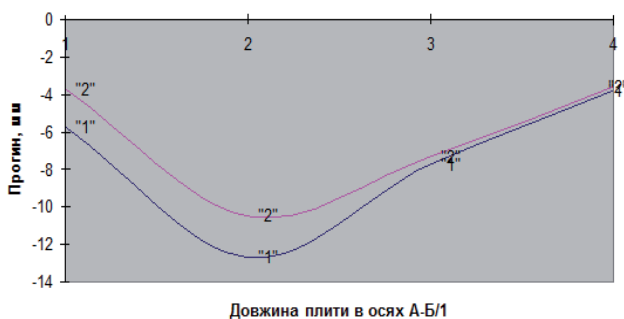


Рис.11. Максимальні прогини плити перекриття в осях А-Б/І.

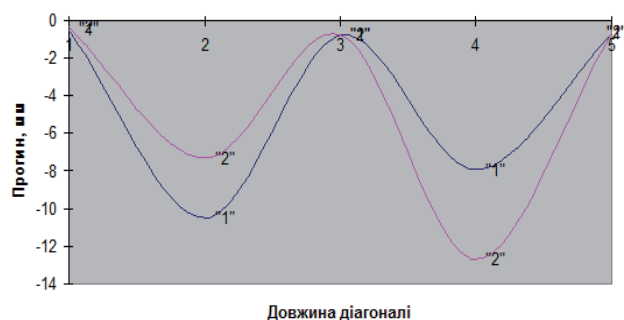


Рис.12. Максимальні прогини перекриття в осях А/6-Б/1/8 ("1") і Б/1/6-А/8 ("2").

$$q_p = (q_a + q_{вв,н}) / C - q_{вв,р} = (15,50 + 6,00) / 1,32 - 6,60 = 9,5 \text{ кН/м}^2,$$

де $q_{вв,н} = 6,00 \text{ кН/м}^2$ і $q_{вв,р} = 6,60 \text{ кН/м}^2$ - «нормативне» і «розрахункове» значення навантаження від власної ваги залізобетонної плити товщиною 24 см (відповідно при $\gamma_f = 1$ і $\gamma_f = 1,1$).

Таким чином, на підставі результатів випробування натурного фрагменту перекриття, можна вва-

жати, що фактична несуча здатність перекриття складає $9,5 \text{ кН/м}^2$. В термінології [5] цьому значенню відповідає розрахункове граничне значення корисного (без врахування власної ваги) навантаження на перекриття при $\gamma_f > 1$. Вказане навантаження не враховує коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n згідно [6].

ВИСНОВКИ

Встановлено, що застосування у будівництві монолітних залізобетонних конструкцій системи постнапруження з моноканатними виробами забезпечує достатню міцність, жорсткість та тріщиностійкість великопрогонових перекриттів.

Отримані дані будуть використані як доказ експлуатаційної придатності постнапружених перекриттів та розробці проекту технічного свідоцтва придатності до застосування виробів системи постнапруження.

ЛІТЕРАТУРА

1. Florian G. Barth, P.E. "Unbonded Post-Tensioning System Technology in Building Construction", P.E. Concrete Construction Engineering Handbook, pp. 12-1-12-45. © 2008 by Taylor & Francis Group, LLC
2. Post tensioning in building structures. A report submitted to JNT University in partial fulfillment of the requirements for bachelor of engineering in civil engineering: Department of civil engineering Gokaraju Rang Araju Insitute of Engineering & Technology Nizampet Road, Hyderabad - 500090. July 2011 (Civil_Miniproject_Dixit.pdf).
3. Комплект креслень 435-429 КЖ-3201. Строительство жилых домов с объектами социально-культурного и бытового назначения, транспортной развязки и тяговой подстанции по пр. Генерала Ватутина в Днепропетровском и Деснянском р-нах г. Киева. Корректировка проекта. Торгово-развлекательный центр с гаражом. - ООО «ЕАРЕНГПРОЕКТ» - Киев, 2008.
4. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажувальним. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості: ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). - [Чинні від 1996-01-01]. - К. : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. - 44 с. - (Державний стандарт України).
5. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. - [Чинні від 2007-01-01]. - К. : Мінбуд України, 2006. - 59 с. - (Будівельні норми України).
6. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14:2009. - [Чинні від 2009-12-01]. - К. : Мінрегіонбуд України, 2009. - 37с. - (Будівельні норми України).



ДОСВІД ВИКОРИСТАННЯ ПЕРЕТВОРЮВАЧА ІРЖІ «КОНТРАСТ» У БУДІВНИЦТВІ

УДК 691.87:620.193/197

АВТОР

КРИТОВ В.О., канд. техн. наук, завідувач відділу ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ШЕЙНІЧ Л.О., д-р техн. наук, професор, завідувач відділу ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ПОДКОВИРІН М.Ю., директор ПП «Тітан»

ВИСОЦЬКА Л.М., директор ПП «Руслан і Людмила»

АНОТАЦІЯ

В статті викладений досвід використання в будівництві перетворювача іржі «Контраст». Наведені його переваги при застосуванні в будівництві перед відомими аналогами.

In the article experience of blight transformer «Contrast» application in building is expounded. Its advantages are resulted before the known analogues.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

перетворювач іржі, таніди, фунгіцидні властивості

На сьогоднішній день втрати від корозії в промислово розвинутих країнах становлять приблизно 3...5% національного доходу. В країнах бывшего Радянського Союзу проблем з корозією значно більше. Це пов'язано як з експлуатацією споруд віком 40...60 років, так і недотриманням технології зведення сучасних будівель. Наприклад, внаслідок транспортування арматурного каркасу з наступним тривалим його зберіганням, на поверхні каркасу під дією атмосферних чинників утворюється значна кількість іржі. Згідно [1], застосування такого арматурного прокату для виготовлення залізобетонних конструкцій заборонено. Тому на будівельних майданчиках витрачають багато зусиль по ліквідації іржі арматури. Такий підхід призводить до підвищення вартості будівництва. Традиційний підхід – наступний. Спочатку виконується очистка поверхні металу від іржі. Для цього застосовують абразивно-струменеву очистку, пламенну, пламенно-абразивну тощо. Після цього наносять лакофарбове покриття. Утилізація відпрацьованих матеріалів після зачищення металевої поверхні від іржі призводить до підвищення собівартості робіт в декілька разів.

Тому для арматурного прокату для боротьби із іржею [2] пропонують використовувати перетворювачі іржі металу. Ці продукти перетворюють продукти корозії в міцну захисну плівку безпосередньо на металевій поверхні, що оброблюється.

Відомо багато перетворювачів іржі, наприклад [3, 4]. В той же час ці перетворювачі іржі призводять до утворення внутрішніх напружень в контактній зоні метал - цемент та не мають фунгіцидних властивостей. Наявність внутрішніх напружень призводить до зниження довговічності залізобетонних конструкцій. Цих недоліків не має перетворювач іржі «Контраст» [5]. Це пояснюється тим, що в його склад входять активні речовини, які в результаті складних паралельно-послідовних реакцій утворюють таніди (складні ефіри фенол-

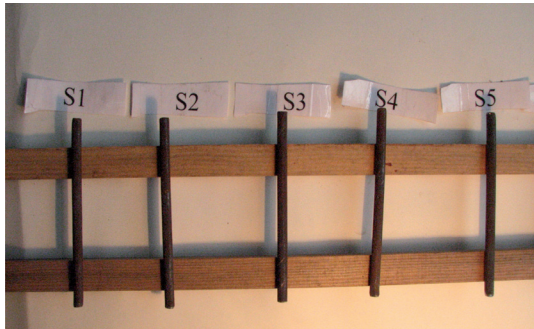


Рис.1. Арматурні стрижні до оброблення перетворювачем іржі «Контраст».



Рис.2. Обробка арматурних стрижнів перетворювачем іржі «Контраст».

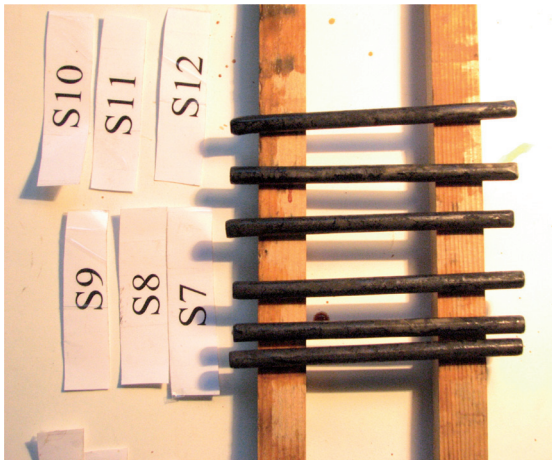


Рис.3. Арматурні стрижні після обробки перетворювачем іржі «Контраст».

карбонових кислот). Таніди взаємодіють як з поверхнею металу, так і з іржею. В результаті такої реакції утворюється щільна плівка, яка захищає метал від подальшої корозії та надає йому фунгіцидних властивостей.

Проведені дослідження у відділі технології виробництва залізобетонних конструкцій ДП НДІБК показали, що в результаті обробки арматури, яка має корозію, перетворювачем іржі «Контраст» утворюється щільна плівка (рис. 1-3).

Технологія виконання робіт повинна відповідати вимогам [6]. Перетворювач іржі «Контраст» наноситься на іржаву поверхню суцільним рівномірним шаром. Якщо товщина іржі до 150мкм - достатньо нанести 1 шар перетворювача іржі. Якщо товщина іржі більше 150 мкм і після нанесення «Контрасту» має місце прояв іржі, то

необхідно нанести 2 або більше шарів перетворювача іржі до утворення суцільної блискучої високомолекулярної антикорозійної темно-синьої плівки-грунтовки, що міцно зчіплюється з металом арматури, запобігає її подальшій корозії і має фунгіцидні властивості. Після нанесення перетворювача іржі необхідно витримати арматуру до 3 днів для утворення міцної плівки. «Контраст» наноситься на арматуру за допомогою малярної щітки або розприскувача.

За допомогою перетворювача іржі «Контраст» було оброблено багато арматурних каркасів на різних будівельних об'єктах. Наприклад, на об'єкті, що розташований на вул. Солом'янська, 2 в м. Києві. Економічний ефект від застосування перетворювача іржі «Контраст», тільки на цьому об'єкті, становив більше 30 млн. грн. за рахунок збереження існуючих конструкцій і відновлення арматурних елементів.

В результаті застосування перетворювача іржі «Контраст» в промислових умовах були встановлені його основні переваги перед іншими перетворювачами:

- екологічна чистота, т. я. він має рослинну основу;
- підвищує термін експлуатації лакофарбних покриттів в 2...4 рази;
- знижує трудовитрати на 54...70%;
- нешкідливість і простота застосування;
- незамінність при обробці конструкцій складної конфігурації;
- зменшує глибинну і щільну корозію;
- антикорозійні та фунгіцидні властивості зберігаються протягом багатьох місяців;
- ліквідує піскоструменеву і дробоструменеву обробку металу.

Таким чином, перетворювач іржі «Контраст» не має конкурентів в капітальному будівництві металоємних об'єктів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Несущие и ограждающие конструкции: СНиП 3.03.01-87. – [Действует с 1988-07-01]. – М. – 190 с.
2. Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні умови (ГОСТ 31384:2008,NEQ): ДСТУ Б В.2.6-145:2010. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – IV, 52 с. – (Національний стандарт України).
3. Пат. 47-62124 Японія, С 09 D 5/10, С 09 D 1/02.
4. Пат. 2631073, Российская Федерация.
5. Пат. 61544 Україна, С 09 D 5/08. Перетворювач іржі.
6. Настанова щодо захисту будівельних конструкцій будівель та споруд від корозії: ДСТУ Н Б В.2.6-186:2013. – [Чинний від 2014-01-01]. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2013. – III, 26 с. – (Національний стандарт України).



МОДЕЛЮВАННЯ ЗА ДОПОМОГОЮ МСЕ НДС ЗГИНЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ ПРИ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

УДК 624.012

АВТОРИ

ХМІЛЬ Р.Є., канд. техн. наук, доцент, НУ «Львівська політехніка», Інститут будівництва та інженерії довкілля

БЛІХАРСЬКИЙ З.Я., д-р техн. наук, директор ІБІД, НУ «Львівська політехніка», Інститут будівництва та інженерії довкілля

ЧЕРНЯК П.Д., аспірант, НУ «Львівська політехніка»

ДУБІЖАНСЬКИЙ Д.І., канд. техн. наук, асистент, Тернопільський національний технічний університет ім. І. Пулюя

АНОТАЦІЯ

У статті запропонована методика моделювання на основі методу скінченних елементів (МСЕ) за допомогою сучасного програмного комплексу, а саме Femap with NX Nastran напружено-деформованого стану (НДС) підсиленних під дією навантаження залізобетонних балок.

In the article the method of modeling based on finite element analysis (FEA) by modern software systems Femap with NX Nastran of the stress-strain state of strengthened reinforced concrete beams under loading is presented.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

залізобетон, МСЕ, підсилення, навантаження

ВСТУП

В будівництві широко застосовують залізобетонні конструкції, котрі через свої високі експлуатаційні показники та економічну доступність мають численні переваги перед іншими будівельними конструкціями (металевими, дерев'яними). Проте при дії сейсмічних впливів внаслідок своєї значної ваги та сил інерції [1] вони, як правило, зазнають найбільших ушкоджень. В поєднанні з іншими чинниками, які можуть впливати за тривалий час експлуатації залізобетонних конструкцій часто виникає необхідність в підсиленні чи відновленні несучої здатності таких пошкоджених конструкцій. Особливістю робіт з підсилення є те, що більшість конструкцій на час підсилення, перебувають під дією навантаження того чи іншого рівня, що необхідно враховувати. Зважаючи на це в даний час виконуються дослідження по удосконаленню та розвитку методів розрахунку залізобетонних конструкцій для більш точної оцінки їхньої несучої здатності [2]. Більшість робіт проводяться на базі експериментальних досліджень, що є трудомістким та тривалим у часі процесом.

Інтенсивний розвиток інформаційних технологій (ІТ) дозволяє науковцям в доповнення до складних експериментальних досліджень проводити моделювання НДС за допомогою числових методів розрахунку [3]. Засоби автоматизації інженерного аналізу, які ґрунтуються на числових методах, стали невід'ємною частиною процесу виконання будь-яких досліджень. Метод скінченних елементів є універсальним та найбільш ефективним числовим методом розрахунку. Реалізовані у ньому числові алгоритми дозволяють врахувати всі закономірності поведінки конструкцій при



розрахунку. При моделюванні необхідно також враховувати сучасні теоретичні підходи до розрахунку, які базуються на нелінійній природі деформування бетону та арматури, які реалізовані у діючих нормах проектування залізобетонних конструкцій в Україні [4].

Метою даної роботи є визначення теоретичним шляхом за допомогою МСЕ, реалізованого у ПК Femap with NX Nastran [5] параметрів міцності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження експлуатаційного рівня.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Методику виконання експериментальних досліджень, що розглянуті в даній статті наведено в роботі [2]. Для виконання теоретичного розрахунку використані результати експериментальних досліджень балок, а саме: I серії – балки випробувані без підсилення, II-IV серій – підсилені балки за дії навантаження у 70% від граничного навантаження балок I серії. Методика експериментальних досліджень балок, підсилених при дії навантаження [2], була повністю відтворена при проектуванні моделі у ПК Femap with NX Nastran. При цьому враховували НДС балок у момент підсилення та використовували моделі деформування матеріалів при оцінці НДС балок, як вимагають норми [4], а саме реальні нелінійні діаграми деформування бетону та білінійні діаграми деформування арматури. Оскільки, для розрахунку в ПК, використовується ізотропний тип матеріалу, створено умову для того, щоб виключити роботу бетону на розтяг. Для цього при моделюванні використано діаграми деформування бетону з горизонтальною віткою розтягу.

Важливим етапом при виконанні розрахунку за МСЕ була побудова оптимізованої геометрії моделі. Для розрахунку не підсиленої залізобетонної балки прийнята геометрична модель довжиною 1050 мм (1/2 реальної довжини), шириною 50 мм (1/2 реальної ширини) і висотою 200 мм (реальна висота). Повздовжня робоча арматура балок Ø14 мм з межею текучості 532 МПа, конструктивна у стиснутій зоні Ø8 мм з межею текучості 570 МПа. Геометрична модель зображена на рис. 1а. Для створення моделі підсилення при дії навантаження побудовано модель залізобетонної обойми з наступними розмірами: по 20 мм зі сторони верхньої грані та боків і 50 мм зі сторони нижньої грані балки. Загальна довжина обойми складає 800 мм (1/2 реальної довжини). Арматування обойми є змінним в залежності від серії [2], відповідно Ø8, Ø10 та Ø12 з межею текучості 440...480 МПа. Геометрична модель обойми в твердих тілах зображена на рис. 1б.

На основі геометричних моделей були створені скінченно-елементні моделі (СЕМ) для виконання розрахунку за МСЕ. Моделювання бетону виконане за допомогою об'ємних елементів типу Solid (CHEXA), моделювання арматури виконане за до-

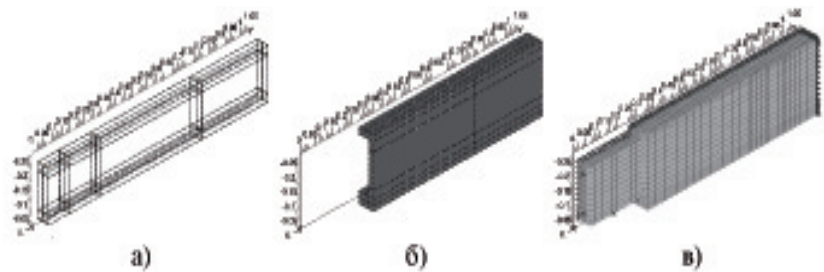


Рис.1. Геометрична модель: а) основного перерізу; б) додаткового перерізу (обойми); в) СЕМ.

помогою лінійних елементів Beam (CBEAM).

Важливим моментом при побудові скінченно-елементної сітки є те, що всі вузли, що створювали на елементах для моделювання арматури та бетону, мали співпадати для забезпечення умови їхньої сумісної роботи.

Граничні умови, які накладені на СЕМ (рис.1в) з урахуванням всіх розрахункових моментів повністю відповідають реальній роботі зразків [2]. На відстані 100 мм від краю балки, що підсилюється, змодельоване шарнірне обпирання. Для моделювання завантаження балок зосередженими силами, які в експериментальних умовах передаються на дослідні зразки через траверсу та пластину, у моделі сила була прикладена до скінченно-елементної моделі безпосередньо через пластину шириною 40 мм, яка розподіляє навантаження одразу на декілька вузлів із врахуванням всіх особливостей МСЕ.

При розрахунку моделей використано нелінійний тип аналізу розрахункового процесору NX Nastran (Nonlinear static). Результати розрахунку моделі основного перерізу не підсилені балок у порівнянні з експериментальними наведені у вигляді графіків (рис. 2).

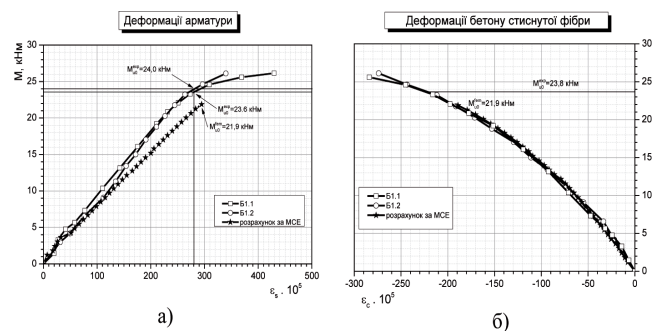


Рис.2. Графіки відносних деформацій арматури (а), бетону стиснутої грані (б).

В результаті аналізу отриманих даних встановлено, що міцність основного перерізу не підсилені балок складала 21,26 кНм і відхиляється від експериментальної величини на 10,7% у сторону перевищення експериментальних значень над теоретичними, що є відмінною збіжністю.

Для моделювання процесу підсилення балки необхідно у певний момент часу під час навантаження моделі включити додатковий переріз в роботу. Для цього використано формульний зв'язок (рис. 3).

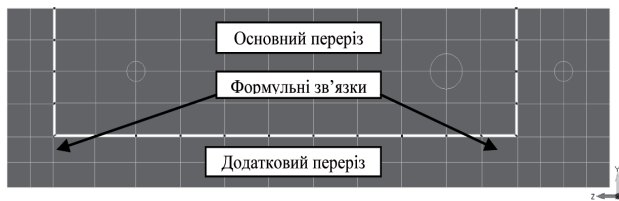


Рис.3. Формульні зв'язки між скінченними елементами основного та додаткового перерізів.

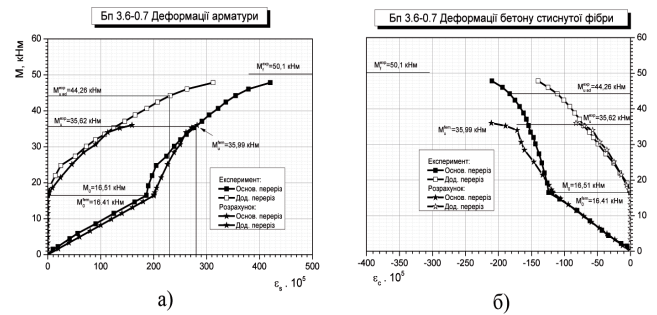


Рис.4. Характерні графіки деформації арматури (а), деформації стиснутої грані бетону (б) (на прикладі балки Бп 3.6-0,7).

Таблиця 1. Несуча здатність балок, підсилені обіймою при дії навантаження

Серія	Шифр балки	Площа додаткової арматури $m^2 \times 10^{-4}$ ($\varnothing$ мм)	Величини граничного моменту за текучістю основної арматури, кН·м		$\frac{M_u^{fem}}{M_u^{exp}}$
			Експеримент	Розрахунок МСЕ	
			$M_u^{exp,ad}$	M_u^{fem}	
II	Бп 2.1-0,7	1,01	30,81	31,23	1,014
	Бп 2.2-0,7	(2 $\varnothing$ 8)	30,23		1,033
III	Бп 3.5-0,7	1,57	36,37	35,14	0,966
	Бп 3.6-0,7	(2 $\varnothing$ 10)	35,62		0,986
IV	Бп 4.1-0,7	2,26	40,32	39,10	0,970
	Бп 4.2-0,7	(2 $\varnothing$ 12)	40,4		0,975

Формульний зв'язок за своєю фізичною суттю можна розуміти як додатковий безрозмірний елемент, що виникає на певному етапі аналізу моделі. Для розрахунку використано нелінійний тип аналізу із врахуванням поетапності. За результатами експериментальних досліджень та моделювання підсилених балок, побудовано графіки залежності деформацій робочої арматури та стисненої грані бетону від діючого згинального моменту (рис. 4). Результати моделювання подано у табл. 1.

На графіках рис. 4 з врахуванням 2-го етапу розрахунку моделей (після підсилення) отримано ділянку, яка характеризується меншим приростом деформацій при однаковому прирості величини діючого навантаження. Це пояснюється включенням в роботу жорстких формульних зв'язків і додаткового перерізу обійми, що свідчить про допустимість застосування даного принципу моделювання підсиленого перерізу.

Аналізуючи отримані результати встановлено, що теоретичне значення міцності нормального перерізу моделей балок підсилені залізобетонною обіймою при дії навантаження III та IV серій менша від експериментальних значень на величину до 3,4%, а для балок II серії навпаки – перевищує експериментальну міцність на 3,3%. Таку неоднозначність результатів можна пояснити тим, що в складеному перерізі підсиленої балки неоднорідно виникають та розвиваються тріщини, виникають стрибкоподібні зниження жорсткості скінченних елементів, не враховується передача зсуву через тріщини, можливе виникнення місцевих шарнірів внаслідок пластичної деформації арматури.

ВИСНОВКИ

За результатами проведеного моделювання можна зробити висновок, що МСЕ реалізований на ПК Femap with NX Nastran дає відмінну збіжність при визначенні міцності нормального перерізу звичайних залізобетонних балок. Метод моделювання з використанням об'ємних елементів бетону та лінійних елементів арматури з врахуванням їх діаграм деформування, задовільно описує роботу реальної конструкції. При застосуванні його до залізобетонних балок підсилені за допомогою влаштування додаткової залізобетонної обійми, що виконується під дією навантаження, збіжність результатів помітно знижується, проте залишається задовільною.

ЛІТЕРАТУРА

1. Будівництво в сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014. – [Чинні від 2014-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 82 с. – (Будівельні норми України).
2. Дубіжанський Д.І. Методика експериментальних досліджень балок підсилені залізобетонною обіймою за дії навантаження / Дубіжанський Д.І., Бліхарський З.Я., Хміль Р.Є. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 795-800.
3. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона / Клованич С.Ф., МIRONENKO И.Н. – Одесса: ОНМУ, 2007. – 110 с.
4. Бетонні та залізобетонні конструкції: ДБН В.2.6 - 98: 2009. – [Чинні від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 84с. – (Будівельні норми України).
5. http://www.plm.automation.siemens.com/en_gb/products/velocity/femap/nxNastran/nastran_base_module.shtml.



НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ МОНІТОРІНГ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

УДК 69.059.4 Б 43

АВТОРИ

БЕЛОВ І.Д., к.т.н., Київський національний університет будівництва і архітектури

ГАЙДАЙЧУК В.В., д.т.н., Київський національний університет будівництва і архітектури

ДЕДОВ О.П., к.т.н., Київський національний університет будівництва і архітектури

МАТІАШ Н.С., інженер-конструктор, ТОВ «КА.Н. ДЕВЕЛОПМЕНТ»

АНОТАЦІЯ

Вирішена задача впровадження науково-технічного моніторингу на стадії закінчення будівництва торгово-розважального комплексу в м. Києві. На підставі результатів виконаних обстежень побудована математична модель об'єкту, виконані розрахунки статичних і динамічних характеристик, сформована архітектура системи автоматичного контролю змін технічного стану об'єкта на експлуатаційний період.

The problem of the introduction of scientific and technical monitoring has solved at the completions stage of the construction shopping and entertainment complex in Kiev. On the basis of surveys results the mathematical model of the object has built, calculations of static and dynamic characteristics have determined, the architecture of automatic control system of changes technical condition of the object has formed for operational period.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

математична модель об'єкта, науково-технічний моніторинг, технічний стан об'єкта.

Тенденції сучасного будівництва направлені на збільшення навантажень, геометричних розмірів та складності будівельних об'єктів. Часто їх зведення та експлуатація відбуваються в умовах: ущільненої забудови; підземного простору, насиченого інженерними комунікаціями; складного геотехнічного середовища і т.п., що обумовлює підвищені вимоги до надійності та безпеки нових об'єктів з одночасним зниженням впливів на оточуюче середовище. В таких випадках особлива увага повинна бути спрямована на регулярний технічний контроль основних конструкцій з метою попередження виникнення граничних станів. Дієвим інструментом для запобігання граничним ситуаціям - є науково-технічний моніторинг будівель і споруд, який виконується з метою отримання всебічних знань про їх поточний технічний стан, і на підставі висновків якого, складається прогноз подальшого безпечного існування будівельних об'єктів. Моніторинг являє систему контролю змін технічного стану об'єкта, виконується за спеціальною програмою, коли, як правило, прийнята остаточна концепція будівництва і виступає, як окремий розділ проектування. Призначення системи - періодичні або постійні спостереження за різноманітними впливами та реактивними відгуками об'єкту моніторингу, їх оцінювання та визначення стану конструктивної, експлуатаційної та технологічної безпеки будівлі або споруди для подальшої життєдіяльності. Моніторингу несучих конструкцій і споруд підлягають об'єкти будівництва, які відносяться до категорій, визначених переліками ДБН В 1.2-14-2009 за класами наслідків СС2, СС3, категоріями відповідальності конструкцій та їх елементів А, Б та ДБН В. 1.2-5:2007, додаток В.

Моніторинг виконується у відповідності до Програми, розробленої для будівель, які будуються, вводяться в експлуатацію або знаходяться в експлуатації і відповідають умовам, за якими моніторинг для них є обов'язковим.

Програма моніторингу включає:

- незалежні теоретичні розрахунки об'єкта будівництва та його елементів, побудову математичної моделі об'єкту, визначення



комплексу параметрів, які повинні контролюватися в процесі будівництва і експлуатації, прогнозування та моделювання критичних ситуацій, наприклад стійкість проти прогресуючого руйнування;

- перелік відповідальних елементів будівлі або споруди (конструкції, вузли) що відносяться до категорій відповідальності А або Б, якщо відмови цих елементів можуть призвести до ускладнення експлуатації об'єкту;
- методику отримання необхідної інформації в процесі проведення спостережень в реальному часі, визначення типу системи вимірювання параметрів, які підлягають контролю і т.д.

Програма являється одним із основних компонентів моніторингу, так як визначає його технологію і об'єм робіт на конкретному об'єкті. В статті наводиться опис основних розділів програми моніторингу на прикладі багатифункціонального розважального торгівельного комплексу з розмірами в плані 266 на 497 метрів на Кільцевій дорозі в м.Київ.

За наслідками (відповідальністю) комплекс належить до класу СС3, а за складністю – до V категорії згідно 1,3.

Будівля розбита деформаційними швами на 54 просторові відсіки, які в свою чергу об'єднані у 7 планувально-технологічних блоків. Кожен відсік має прямокутну в плані форму з максимальними габаритними розмірами 58,8х58,8 м.

Конструктивна система будівлі – каркасна: пальові фундаменти, об'єднані залізобетонним ростверком, на який встановлений двоповерховий монолітний залізобетонний каркас з покриттям зі сталевих конструкцій.

Просторова стійкість та геометрична незмінність конструкцій в межах кожного блоку забезпечується жорсткими вузлами сполучення колон і міжповерхових перекриттів та системою горизонтальних в'язей по покриттю.

На першому етапі були розглянуті: відповідність реалізованих конструктивних рішень проектній документації, результати інженерно-геотехнічних вишукувань, навантаження та впливи на об'єкт і т.п.

На другому етапі виконано обстеження будівлі з оцінкою рівнів відповідальності та умов експлуатації несучих конструкцій. По кожному блоку визначені категорії напруженого стану елементів та відібрана група блоків і окремих елементів, які повинні підлягати моніторингу спеціалізованою організацією. Це частина блоків, що входять в планувально-технологічні блоки 6, 5, 7, як найбільш насичені різноманітними комбінаціями навантажень і впливів статичної і динамічної дії.

Таким чином визначився об'єм для побудови просторової математичної моделі і організації періодичних спостережень за змінами технічного стану обраної частини будівлі. Особливістю цієї частини, крім нестандартних конструктивних рішень, є концентрація розважальних зон в різних рівнях даних блоків, що створює різноманітні комбінації статичних і динамічних впливів на

будівельні конструкції

Покриття блоку 7 виконане з монолітної залізобетонної плити, товщиною 350 мм (позн. +18,155), в якій влаштовані еліпсоподібні та колоподібні прорізи. В прорізах влаштовані купола, що складаються з поперечних арок постійної кривизни трубчастого перерізу та системи затяжок та розпірок. Найбільші з них: купол еліпсоподібної форми у вісях Ф-Ах28-33 з розмірами в плані 36х27 м та аналогічний купол у вісях Л-Фх27-34 з розмірами в плані 61,3х49,3 м. Великий купол складається з системи головних прольотних арок, виконаних з труби 420х10, з затяжками, встановленими через одну арку. Кожна арка опирається на шарнірні металеві стійки висотою 1280 мм, встановленими на опорний залізобетонний контур. З площини арки розкріплені трубчастими розпірками з жорсткими вузлами. Зовнішні впливи сприймаються жорсткістю конструкції куполу та трубчастими вертикальними в'язевими елементами довжиною 5,3 м, встановленими по кінцях найбільших діаметрів еліпсоподібного контуру.

Для визначення місць, що потребують найбільшої уваги, побудована скінченно-елементна модель контрольованих ділянок в програмному комплексі «Nastran» для розрахунків несучих конструкцій системи в її найбільш критичних станах. Скінченно-елементна модель споруди складена шляхом апроксимації всіх несучих підконструкцій (колон, плит, балок, арок та технологічних конструкцій, які можуть впливати на технічний стан об'єкту) балочними скінченними елементами, пружно деформованими під дією поздовжньої сили, згинальних моментів в двох

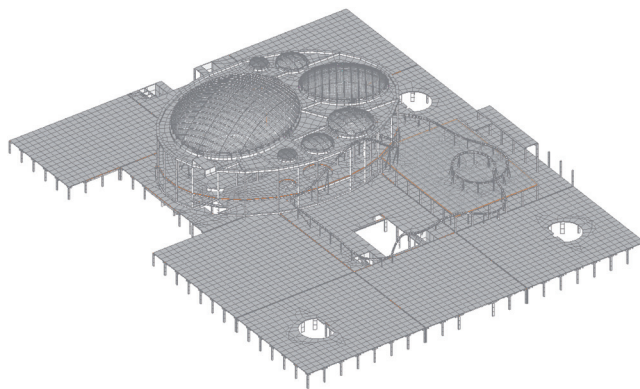


Рис.1. Розрахункова модель блоків 5, 6, 7.

площинах і крутного моменту та пластинчатыми скінченними елементами (рис. 1).

Загальне число скінченних елементів виявилось рівним 33725, число вузлів – 29067, число шуканих змінних – 151188. Вважається, що матеріали всіх підконструкцій деформуються лише в пружній стадії.

За допомогою математичної моделі виконані необхідні розрахунки, а саме:

- розв'язана задача про визначення НДС конструкцій від дій різних комбінацій навантажень та впливів;
- визначені власні частоти вільних коли-



вань різних блоків, що дозволило показати відсутність взаємовпливів між блоками, а також, що власні частоти вільних коливань блоку 7 нижчі, ніж інших блоків, що якісно свідчить про його меншу жорсткість в порівнянні з іншими блоками при забезпеченій стійкості основних конструктивних елементів. Тому, в порівнянні з іншими блоками є сенс виконувати контроль технічного стану тільки в блоці 7, особливо зважаючи на його насиченість різноманітними технологічними навантаженнями;

- розглянуті задачі технічного стану конструкцій після моделювання втрати несучої здатності одним або кількома елементами категорії А, а саме:

- великого еліпсоподібного купола у вісях А-Фх27-34 при таких комбінаціях:
- виключення із розрахункової схеми: 1) опір найбільшої арки і розпірок цієї арки; 2) виключення із розрахункової схеми опір найбільшої арки та четвертої від неї арки;
- виключення із розрахункової схеми блоку 7: колон паркінгу у вісях Т-35 і Ф-35 та друга комбінація - виключення трьох колон паркінгу у вісях Т-33, Ф-33, Т-34.

Наведено методологічні аспекти коригування математичної розрахункової моделі на основі інтегральних характеристик, які отримуються шляхом вимірювань в контрольних точках при проведенні експерименту, та які будуть підтвердженням адекватності моделі будівлі, споруди та покладені в основу визначення зони адекватності.

Обрано типи інструментальних вимірювань, сформульовані основні принципи проведення геодезичного, статичного та динамічного моніторингу елементів несучих конструкцій, які підлягають контролюванню визначених параметрів, розроблена структурна схема оцінювання інформації, визначені основні вимоги до автоматизованих систем моніторингу параметрів несучих конструкцій та їх складових елементів та обране конкретне обладнання, що має бути застосовано при проведенні геодезичного, статичного та динамічного моніторингу.

Структурна схема комплексного моніторингу наведена на рис. 2 і 3 та складається з наступних основних елементів:

- системи вимірювань і спостережень за станом будівельних конструкцій і об'єкта в цілому, яка забезпечує систематизацію відомостей про фактичні геометричні параметри, фізичні властивості, несучу здатність конструктивних елементів і т.п.;
- методики оцінювання технічного стану конструкцій з побудовою моделей прогнозування змін контрольованих параметрів та терміну служби об'єкта на основі норматив-



Рис.2. Схема складових об'єкта моніторингу.



Рис.3. Структурна схема обробки первинних даних.

них та проектних критеріїв граничних станів;

- інформаційної системи, яка забезпечує зберігання, доступ, відображення і розповсюдження зацікавленим службам даних про стан будівельних конструкцій у різні періоди будівництва та експлуатації, а також зняття з експлуатації. Основою інформаційного блоку є паспорти об'єкту будівництва.

КОРОТКИЙ ОПИС СКЛАДОВИХ ЧАСТИН ОБ'ЄКТНОГО МОНІТОРИНГУ

Основним вимірювальним приладом в системі геодезичного моніторингу є високоточний електронний тахеометр TCRP1201+R400, що має сервопривод і систему автоматичного наведення на деформаційні марки, встановлені на контрольованих конструкціях. Робота електронного тахеометра управляється програмою, яка встановлена на комп'ютері. Комп'ютер входить до складу робочого місця оператора (РМО) і пов'язаний з електронним тахеометром безпроводним зв'язком. РМО призначене для управління роботою си-



стеми, збору, зберігання і математичної обробки результатів вимірювання. Обладнання системи закріплено стаціонарно, воно включає: опорні марки; деформаційні марки опорного контуру арок та покриття; метеорологічні, геотехнічні та інші датчики.

Програмне забезпечення системи представлено програмами: GeoMoSMonitor і GeoMoSAnalyzer. Перша служить для управління системою, друга - для аналізу та графічного представлення результатів вимірювань. В системі закладені можливості дистанційного керування циклами вимірів, дистанційним доступом до різноманітних засобів зв'язку і передачі інформації (через Інтернет, радіоканал, модем, електронну пошту). Всі поточні спостереження проводяться автоматично. Результати вимірювань передаються на сервер, архівуються і зберігаються. Система обладнана звуковою сигналізацією на випадок провалу небезпечних для конструкцій деформацій. Автоматизована система залежно від вимог з безпеки об'єкта може працювати в безперервному або періодичному режимі.

Статичний моніторинг об'єкта виконується для отримання відомостей про рівень технічного стану та контролю процесів, які відбуваються в конструкціях об'єкту для виявлення на ранній стадії тенденцій негативних змін напружено-деформованого стану конструкцій, що може спричинити перехід об'єкта або його конструктивного елемента в граничний стан. Проведення статичного моніторингу полягає у експериментальному вимірюванні параметрів стану окремих елементів несучих конструкцій в реальному часі з подальшою їх обробкою та опосередкованим визначенням кількісних значень характеристик напружено-деформованого стану таких елементів та всієї споруди.

На даному об'єкті в якості вимірювальної системи в реальному часі використовується чотирьохрівнева система «Титан» з програмним модулем «Титан-Парсер», розробник компанія «Банкомзв'язок». Перший рівень складають первинні датчики, які безпосередньо отримують від об'єкта інформацію у вигляді: відносних деформацій – тензометри; і переміщень – датчики пройденого шляху. Статичний моніторинг технічного стану об'єкта проводиться у місцях, які за обґрунтованими характеристиками належать найбільш відповідальним вузлам і елементам конструкції. Отримана інформація передається по кабельній мережі на другий рівень на якому створена система мультіплексорів, призначених для комутації одно або двох парних аналогових виходів 16 однотипових датчиків на один вимірювальний вхід локального концентратора даних (комутатора), що знаходиться на третьому рівні. Третій рівень забезпечує збереження даних контрольовано-вимірювальної системи в пам'яті локальних концентраторів з послідовною їх передачею на центральний вузол оброблення даних (четвертий рівень).

Динамічний моніторинг технічного стану об'єкта виконується для отримання глобальних даних про технічний стан об'єкта моніторингу

для своєчасного виявлення на ранній стадії негативної зміни напружено-деформованого стану конструкцій і основ фундаментів, яка може спричинити перехід об'єкта в граничний стан. Проведення динамічного моніторингу полягає у експериментальному трьох координатному вимірюванні параметрів руху елементів несучих конструкцій в реальному часі з подальшою їх обробкою та визначенням динамічних характеристик таких елементів та споруди в цілому. В результаті отримуються значення власних частот та логарифмічного декременту коливань. В якості вимірювальних пристроїв, що входять в склад станції автоматичного моніторингу застосовані чотири трьохвісні датчики вимірювання віброприскорення – акселерометри з робочим діапазоном від 0.3 до 400 Гц.

Не дивлячись на різні параметри вимірювань, обрані види локальних моніторингів не тільки доповнюють один одного, створюючи максимально повну картину технічного стану, а і виконують функції взаємного контролю отриманих даних, забезпечуючи достовірність і надійність результатів.

Слід зауважити, що визначення адекватної моделі та реального технічного стану будівель і споруд шляхом натурних обстежень і постійного контролю в процесі експлуатації є окремим високотехнологічним напрямком в будівництві, який надає можливість розв'язання складних інженерних задач, направлених на забезпечення безвідмовної роботи будівель і споруд для своєчасного реагування на можливі в майбутньому проблеми.

Треба відмітити, що в напрямку моніторингу та безпеки будівельних об'єктів Україна значно відстає від інших країн. Європа та Росія знаходяться на якісно вищому рівні. Головна причина такого відставання - відсутність основних документів на законодавчому рівні і, як наслідок, відсутність нижчого рівня нормативних документів пов'язаних з безпекою будівель і споруд, а звідси неможливість регламентування методів проведення моніторингу будівельних об'єктів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14:2009. – [Чинні від 2009-12-01]. - К. Мінрегіонбуд України 2009. – 43 с. - (Будівельні норми України).
2. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів: ДБН В.1.2-5:2007. - [Чинні від 2008-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України 2007. – 14 с. - (Будівельні норми України).
3. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва: ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. - [Чинний з 2013-09-01]. – К. Мінрегіон України 2013. – 40 с. - (Національний стандарт України)



ПРИНЦИПИ РАДІАЦІЙНО-ХІМІЧНОЇ МОДИФІКАЦІЇ БЕТОНІВ

УДК 624.012

АВТОРИ

КОЛЕСНИК Д.Ю., канд. техн. наук, докторант, Київський національний університет будівництва та архітектури

ШЕЙНІЧ Л.О., д-р техн. наук, професор, завідувач відділу ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ФАЙНЛЕЙБ О.М., д-р хім. наук, професор, Інститут хімії високомолекулярних сполук НАНУ

САХНО В.І., д-р фіз.-мат. наук, професор, Інститут ядерних досліджень НАНУ

АНОТАЦІЯ

Запропонована радіаційно-хімічна технологія модифікації бетонів мономерами з наступною їх полімеризацією в порах бетону. Сформульовані принципи технології.

Radiation-chemical technology of concrete modification by organic monomers with subsequent their polymerization in concrete pores is offered. Principles of technology are formulated.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

мономер, бетон, радіаційна обробка, полімеризація

Однією з проблем сучасного залізобетону є підвищення довговічності залізобетонних конструкцій. Це, зокрема, пов'язано з тим, що екологічна ситуація в світі погіршується і залізобетонні конструкції починають руйнуватися раніш термінів встановлених нормативними документами. Так, бетонні та залізобетонні конструкції піддаються зростаючій дії агресивних факторів, що знижує термін експлуатації цих конструкцій та потребує збільшення об'єму ремонтних робіт [1]. Тому розроблення нових будівельних матеріалів та технологій їх отримання з підвищеним терміном експлуатації є актуальною задачею. Вирішення цієї проблеми можливо шляхом застосування в матеріалах та конструкціях полімерів, які є хімічно стійкими до природних агресивних агентів.

У виробництві залізобетонних конструкцій достатньо широко застосовується метод підвищення їх довговічності за рахунок просочування гідрофобізуючими розчинами [2]. Це пояснюється тим, що цементний камінь в бетоні є джерелом утворення капілярно-пориної структури, яка багато в чому визначає його фізико-механічні властивості. Підвищена пористість цементного каменю знижує міцність бетону, його атмосферостійкість і у підсумку – довговічність. Тому спосіб просочення полімерами, гідрофобізуючими речовинами достатньо широко застосовується в промисловості, але він має суттєвий недолік – ці речовини починають взаємодіяти з компонентами бетону (цементним каменем) ще на стадії просочення. Тому товщина просоченого шару часто недостатня для отримання каменя з необхідною довговічністю. Од-



ним із шляхів вирішення цієї проблеми є просочення бетону мономерами з наступною їх полімеризацією іонізуючим випромінюванням. Така технологія була розроблена нами [3].

Основною ідеєю роботи є проведення синтезу захисних кремнійорганічних плівок безпосередньо в поровому просторі бетону з мономерів, шляхом радіаційного ініціювання їх твердіння. Ця технологія дозволяє відмовитися від багатостадійних процесів синтезу полімерів в реакторах та нанесення їх розчинів на бетон. При цьому істотно скорочуються енерговитрати, із процесу виключається застосування розчинників і допоміжних речовин. Низьков'язкі мономери значно легше проникають в бетон, ніж високов'язкі високомолекулярні сполуки і їх розчини. Використання кремнійорганічних мономерів та їх сумішей при оптимальній дозі опромінення дозволяє цілеспрямовано впливати на комплекс фізико – механічних властивостей бетону та отримувати зразки із заздалегідь підвищеними: механічною міцністю; водо-, хімічно-морозостійкістю, гідрофобністю.

Для просочення бетону були запропоновані кремнійорганічні функціональні мономери (табл.1), які можна розглядати як пластифікатори

сочення бетонів. Але такі бетони мають певні недоліки, що пов'язані із властивостями ГКЖ-94. Так, рідина має високу в'язкість, що не дозволяє рідині глибоко проникати в бетон, рідина характеризується відсутністю ефекту зміцнення бетону. В протилежність ГКЖ-94, запропоновані речовини для просочення бетону мають низку в'язкість, що дозволяє речовинам глибоко проникати в бетон, але речовини легко з бетону випаровуються і вимиваються. Для закріплення речовин в бетоні необхідна полімеризація в поровому просторі матеріалу. Застосування хімічних методів прискорення цього процесу ускладнено сорбцією ініціаторів полімеризації на поверхні бетону і відповідного непроникнення вглиб бетону. Тому ефективним методом полімеризації запропонованих мономерів є радіаційна обробка просочених мономерами бетонів.

Ефективність застосування складів хімічних речовин, за допомогою яких проводять просочування бетону, визначається його пористістю. Тому вибір складу бетону визначався його проникністю: чим більше проникність бетону, тим вище ефективність його просочування мономером. Проникність бетону визначається таким показником як його водонепроникність і водопоглинання. Був визначений склад бетону, який повинен мати низку водонепроникність марки W2.

Склад бетону на 1м³, який піддавався просоченню мономерами, наступний: Цемент ПЦ/П-А-Ш-400Р, кг, - 300, Пісок, кг/м³, - 710/0,48 Щебінь фр. 5-10/10-20, кг -300/930 Вода, л, - 150

Всі роботи по просоченню бетонних зразків і їх випробуванню велись в приміщенні з температурою (20±5)°C і вологістю повітря (60±10)%.

Перед початком просочування бетонних зразків визначали їх середню густину та водопоглинання.

Для визначення часу насичення мономером бетону висушували два зразки кубу бетону розміром 7,07см x 7,07см x 7,07 см до постійної маси при температурі (105±2)°C і визначали їх середню густину. Після чого один зразок бетону занурювали в один з

трьох мономерів і залишали там. Через 4, 8, 24 і 48 год його виймали з розчину мономера, витирали ганчіркою, зважували. Після кожного зважування його знову занурювали в мономер. При необхідності в посудину з мономером і зразком доливали розчин мономера для того, щоб зразок постійно був з усіх сторін покритий мономером. Потім через 48 год насичення мономером цей зразок розколювали по діагоналі і заміряли глибину просочення мономером. Визначали масу зразка в

Таблиця 1. Характеристика мономерів

№	Формула, хімічна назва/торгова марка	В'язкість, (20°C) сСт	ММ, од.	Густина, (20°C) г/см ³
1	$[(CH_2=CH)(CH_3)SiO]_3$ вінілгептаметилциклотетрасилоксан / ВЦС	1,2	308	0,96
2	$[(CH_3)_2SiO]_4$ октаметилциклотетрасилоксан / D4	1,1	296	0,95
3	$\sim CH_3(H)SiO\sim$ олигометилгідридсилоксан / 136-157M; ГКЖ-94	84	2000	0,991

Таблиця 2. Склади (рецептури) органічних речовин для просочування

№	Речовини	Склад сумішей, %	Ступень заповнення відкритих пор, %	Доза опромінення, кГр
1	ВЦС : D4	75 / 25	~ 55,0	50
2	ВЦС : ДАДМС	99,5 / 0,5	~ 65,0	200
3	ГКЖ-94	100	~ 8,0	50

Примітка: відкрита пористість цементного каменю складала 17,5% і була прийнята за 100%. D4- добавка пластифікатор, ДАДМС – добавка (діалілдиметилсилоксан $(CH_2=CH-CH_2)_2-Si(CH_3)_2$, що прискорює процеси зшивання мономерів.

та добавки, що прискорюють процеси зшивання мономерів під час обробки іонізуючим випромінюванням.

Склади речовин, які застосовувалися для просочення бетону, а також дози оброблення гамма-випромінюванням бетону наведені в табл. 2.

Вибір речовин для дослідження їх впливу на властивості просоченого ними бетону був обумовлений наступним. ГКЖ-94 – це відома рідина, яка досить широко застосовується для про-

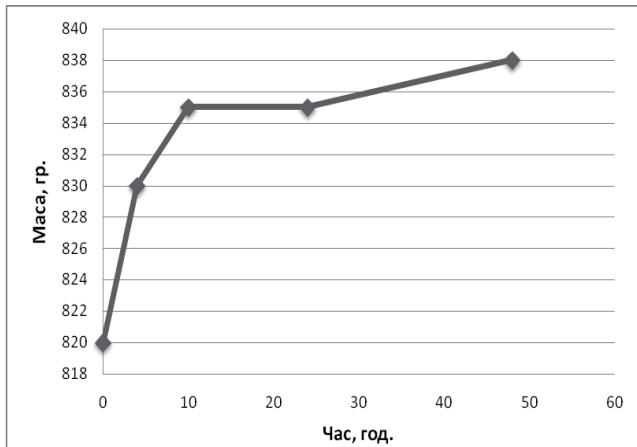


Рис.1. Залежність зміни маси бетонних зразків від часу їх просочення мономером.

(табл. 2) протягом 12 год.

Результати визначення міцності на стиск просочених бетонних зразків наведені в табл. 3.

В результаті аналізу даних наведених в табл. 3 слідує, що просочення бетону мономерами типу вінілгептаметилциклотетрасилоксан та октаметилциклотетрасилоксан з наступною радіаційною обробкою просоченого бетону сприяє підвищенню його міцності (майже в 1,5 рази), що може бути пояснено можливою їх взаємодією із цементним каменем в напрямку створення складних органосилікатних з'єднань. Просочення бетонних зразків ГКЖ-94 з наступною їх радіаційною обробкою не впливає на його міцність.

Просочення бетону мономерами з наступною його радіаційною обробкою призводить до зменшення водопоглинання бетону (табл. 3). Досягнутий ефект пояснюється

кольматациєю пор органічними речовинами і гідрофобізуючим ефектом ГКЖ-94, який сприяє значному зменшенню водопоглинання бетону.

В табл. 5 наведені результати визначення водонепроникності бетону.

Таблиця 3. Міцність та водопоглинання бетонних зразків, просочених різними мономерами.

Склад органічної речовини, згідно таблиці 2	Водопоглинання бетону, %	Міцність при стиску зразків бетону, МПа
1	0,28	30
2	0,33	31
3	0,046	23
Контрольні, не просочені, бетонні зразки	1,6	23

залежності від часу насичення і глибину його просочення через 48 год. Попередньо визначивши середню густину бетону обчислювали приріст маси зразка за рахунок його насичення. Визначали оптимальний час насичення зразка мономером, за який маса мономера в зразку бетону не змінюється більше ніж на 10%. Після визначення оптимального часу насичення зразка мономером занурювали в мономер другий зразок і насичували його протягом визначеного оптимального часу. Після чого його зважували, визначали ступінь поглинання мономера, розколювали зразок і заміряли глибину просочення.

Результати визначення оптимального часу просочення бетонних зразків рецептурою №1 наведені на рис. 1. В результаті аналізу цих даних встановлено, що оптимальний час просочення рецептурою №1 складає 10...12 год. і за цей час зразок просочується на 10...15 мм, за 48 год. до 18 мм. Тому всі наступні бетонні зразки просочували різними органічними рецептурами

Таблиця 4. Водонепроникність бетону, просоченого мономерами..

№ зразка (висота зразка см)	Проектна марка по водонепроникності	Час витримування на кожній ступені, годин	Протікання зразків через годин	Фактична марка по водоне- проникності
Бетон контрольного складу без просочення				
1 (10)	W2	12	-	W2
2 (10)			15	
3 (10)			-	
4 (10)			17	
5 (10)			14	
6 (10)			-	
Склад органічної речовини для просочення №1, згідно даним табл. 2				
1 (15)	W2	16	-	W6
2 (15)			-	
3 (15)			53	
4 (15)			57	
5 (15)			-	
6 (15)			50	
Склад органічної речовини для просочення №2, згідно даним табл. 2				
1 (15)	W2	16	44	W6
2 (15)			-	
3 (15)			49	
4 (15)			-	
5 (15)			52	
6 (15)			-	
Склад органічної речовини для просочення №3, згідно даним табл. 2				
1 (15)	W2	16	-	W8
2 (15)			59	
3 (15)			-	
4 (15)			-	
5 (15)			67	
6 (15)			74	



Таблиця 5. Результати визначення морозостійкості бетонів, просочених мономерами, після 200 циклів попереминого заморожування і відтавання.

Склад органічної речовини для просочення бетону, згідно табл. 2								
1			2			3		
Міцність бетону, МПа,		Зміна міцності, %	Міцність бетону, МПа,		Зміна міцності, %	Міцність бетону, МПа,		Зміна міцності, %
до випроб.	після випроб.		до випроб.	після випроб.		до випроб.	після випроб.	
34,5	33,4	-3,25	35,6	34,8	-2,2	31	35,75	+15

В результаті аналізу даних табл. 4 наведено, що просочення бетонних зразків мономерами з наступною їх радіаційною обробкою дозволяє значно підвищити їх водонепроникність з марки по водонепроникності W2 до W6 для мономерів типу вінілгептаметилциклотетрасилоксан та октаметилциклотетрасилоксан, а для бетону просоченого ГКЖ-94 марка по водонепроникності підвищується до W8, що мабуть пояснюється гідрофобним ефектом цієї органічної речовини.

В табл. 5 наведені результати визначення морозостійкості бетонів, що були попередньо просочені мономерами і оброблені гамма-випромінюванням, за прискореною методикою. Контрольні зразки бетону, що були не просочені мономерами, не відповідають марці за морозостійкістю F 150, оскільки після 150 циклів попереминого заморожування і відтавання були зруйновані і зняті з подальших випробувань. Таким чином, просочення бетонів веде до підвищення їх морозостійкості і отримання бетонів з маркою за морозостійкістю не менше F200.

ВИСНОВКИ

Таким чином, в результаті проведених досліджень можна зробити наступні висновки:

1. Просочення бетонів кремнійорганічними мономерами з подальшою радіаційною обробкою дозволяє підвищити їх експлуатаційні характеристики, що відображається на підвищенні довговічності бетонів.
2. Просочення бетонів кремнійорганічними мономерами з подальшою радіаційною їх обробкою дозволяє підвищити міцність стандартних бетонних зразків в залежності від типу мономеру майже в 1,5 рази, водонепроникність на 2-3 марки, морозостійкість в 2 рази порівняно з контрольними аналогічними бетонами, які не були просочені.
3. Підвищення довговічності бетонів може бути пояснено не тільки ефектом колюматції порового простору бетону, але й хімічною взаємодією полімерів з цементним каменем при їх полімеризації.
4. Значне підвищення довговічності бетонів в результаті їх просочення мономерами з подальшою радіаційною обробкою дозволяє припустити їх економічну доцільність при виробництві залізобетонних конструкцій, що експлуатуються в складних умовах.

ЛІТЕРАТУРА

1. Колесник Д.Ю. Сучасні уявлення про корозію цементного каменю в бетоні під дією води / Колесник Д.Ю., Пушкарьова К.К., Шейнич Л.О. // Автошляховик України. – 2012. – №4. – С. 33-37.
2. Коррозия бетона и железобетона. Методы их защиты / [Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А.]. - М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.
3. Структурні зміни в цементному камені, просоченому силосанами та опромінені електронами / [Колесник Д.Ю., Шейнич Л.О., Файнлейб О.М., Сахно В.І.] // Будівництво України. - 2011. - №2. – С. 27-30.



ОЦЕНКА ОТПОРНОЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ РАСПОРНОГО ТИПА

УДК 627.33:624.046

АВТОРЫ

ХОНЕЛИЯ Н.Н., к. т. н., доцент,
Одесский национальный морской
университет

СЛОБОДЯНИК А.В., ассистент, Одесский нацио-
нальный морской университет

БАГРАТИОНИ Р.Р., магистр, Одесский националь-
ный морской университет

АННОТАЦИЯ

Рассмотрены результаты исследований несущей способности грунтового основания эксплуатируемых распорных сооружений на основе разработанной расчетной схемы системы «сооружение - основание».

The results of studies of bearing capacity of soil media structures of the operated spacer type on the basis of the developed design scheme of the "structure - basis" to determine the basis.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

боковое давление, предельное и допредельное напряженное состояние, грунтовая среда, несущая способность

Причальные сооружения распорного типа являются широко распространённым видом строительных конструкций, которые применяются в гидротехническом строительстве, где образуют причальный фронт морских и речных портов.

Требования к портовым гидротехническим сооружениям распорного типа обуславливают решения одной из основных задач – определение несущей способности грунтового основания или, в более общей формулировке, отпорного сопротивления. Необходимость исследования несущей способности оснований обусловлена развитием морского транспорта, которая ставит задачу модернизации грузовых комплексов и изменение их специализации. Это приводит к изменению эксплуатационного режима и необходимости обработки новых судов, что также определяет актуальность решения задачи по оценке отпорного сопротивления грунта основания.

Оценка прочности грунтовых оснований имеет первостепенное значение при проектировании причальных гидротехнических сооружений распорного типа. Надежность и экономичность рассматриваемых сооружений во многом определяет успех строительства и эксплуатации. К настоящему времени достигнута высокая степень развития теории прочности оснований, в рамках которой рассматривается данная проблема. Однако, остается ряд принципиальных вопросов, решение которых необходимо для дальнейшего развития и совершенствования практических методов расчета их несущей способности.

Фундаментальной основой расчетных методов оценки несущей способности оснований является теория предельного равновесия грунтов. Практическая значимость решений теории предельного равновесия сохраняется и теперь, когда получили большое распространение численные методы анализа упруго-вязко-пластического деформирования грунтов. Статические решения теории предельного равновесия, многократно проверенные на практике, позволяют надежно устанавливать величину предельной нагрузки. Поэтому, результаты этих решений включены в нормативные документы для выполнения расчетов оснований сооружений по первой группе предельных



состояний.

Изучению вопроса развития областей предельного состояния грунта, определению предельной нагрузки, вызывающей образование этих областей под подошвой фундамента сооружения и влиянию этих факторов на работу системы «сооружение - основание» посвящен ряд известных работ Л.М. Гольдштейна [1], С.С. Вялова [2], М.В. Малышева [3], К.Акай [4], Н.Лундгрена и К. Мортенсена [5] и многих других.

В настоящее время методы расчета оснований, которые применяются при проектировании причальных сооружений, не учитывают в грунтовом основании, взаимодействующем с подошвой сооружения, наличие и трансформацию зон предельного и допредельного напряженного состояния.

Таким образом, целесообразно выполнить исследования отпорной способности основания причального сооружения распорного типа с учетом особенностей его работы и обратной засыпки, на основе разработанного метода расчета системы «сооружение - основание» [6, 7]. Предложенный метод позволяет определить отпорную способность в рамках модели смешанного напряженного состояния под подошвой сооружения и вокруг подошвы. Важнейшим фактором, который влияет на оценку отпорной способности грунтовых оснований причальных сооружений распорного типа и во многом определяющим характер работы системы «сооружение-основание», являются величина и характер нагрузок, действующих на сооружение, в том числе и нагрузка от бокового давления грунта.

Следует отметить, что разрушения сооружений распорного типа, для которых соблюдаются условия нормальной эксплуатации (когда свойства засыпки и другие параметры соответствуют проектным), вероятнее всего являются следствием несоответствия принятой расчетной схемы стенки реальным условиям работы конструкции: особенности взаимодействия стенки с окружающей грунтовой средой (засыпка и основание) при расчете несущей способности основания обеспечивают более высокие значения ее отпорной способности.

Для рассматриваемых сооружений характерны два этапа взаимодействия с засыпкой: этап возведения, включающий устройство обратной засыпки, и этап эксплуатации, при котором на сооружение воздействует эксплуатационная нагрузка q .

Расчетная схема загрузки причала распорного типа для конструкции из бетонных массивов для этапа его эксплуатации показана на рис. 1.

Распорное давление на стенку от собственного веса грунта и эксплуатационных нагрузок определяется с учетом угла трения δ материала засыпки по грунту в пределах высоты надстройки, по тыловой поверхности бетонных массивов в пределах высоты разгрузочной призмы и по тыловой поверхности бетонных массивов.

В качестве обратной засыпки за тыловой плоскостью стенки применяется каменная разгрузочная призма, щебеночный контрфильтр и песчаный грунт.

Следует отметить, что на первом этапе возведения сооружения распорное боковое давление от действия обратной засыпки уменьшается от начального (максимального) значения, соответствующего давлению покоя E_0 до минимального значения, соответствующего

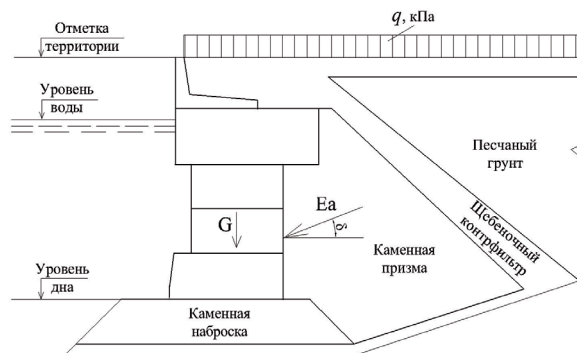


Рис.1. Расчетная схема загрузки причала для конструкции из бетонных массивов: Ea – активное давление засыпки; G – вес сооружения; q – эксплуатационная равномерно-распределенная нагрузка; δ – трение материала засыпки по тыловой плоскости стенки

активному давлению Ea . Распорное давление обратной засыпки обусловлено действием ее собственного веса при отсутствии поверхностной эксплуатационной нагрузки q .

В работе рассматривается второй этап взаимодействия сооружения с обратной засыпкой (этап эксплуатации) при котором по мере приложения и увеличения интенсивности равномерно-распределенной нагрузки q значения активного давления засыпки будут увеличиваться от Ea до E_{np} (рис. 2) и будет происходить мобилизация отпорной способности основания под подошвой сооружения и вокруг подошвы. E_{np} – величина, соответствующая предельной равномерно-распределенной нагрузке q_{np} , рост которой приводит к потере устойчивости подпорной стенки.

Следует отметить, что в эксплуатационной стадии начальным состоянием системы «сооружение - грунтовая среда» считается отсутствие поверхностной эксплуатационной нагрузки q , когда на сооружение действует только активное (т.е. минимальное распорное) давление Ea обратной засыпки позади тыловой контактной грани стенки.

В этом состоянии устойчивость сооружения обеспечивается балансом сдвигающих (от активного давления Ea) и удерживающих (за счет реактивного сопротивления грунтового основания, находящегося в допредельном напряженном состоянии) сил. По мере приложения и увеличения эксплуатационной нагрузки q будут расти как сдвигающие силы (за счет увеличения значения активного давления Ea), так и реакция основания (за счет появления и развития в нем зон предельного напряженного состояния). Этот про-

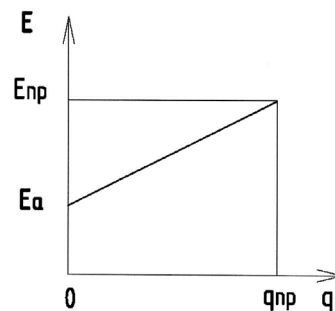


Рис.2. Зависимость бокового давления засыпки E от равномерно-распределенной нагрузки q



цесс может продолжаться до достижения в грунтовом основании сооружения предельной несущей способности (когда весь грунт, взаимодействующий с подошвой сооружения, переходит в предельное напряженное состояние). Дальнейший рост внешней нагрузки может привести к потере устойчивости сооружения вследствие исчерпания несущей способности его грунтового основания.

Рост равномерно-распределенной нагрузки q приводит к увеличению активного давления засыпки и трансформации областей предельного и допредельного напряженных состояний грунта основания, которая сопровождается увеличением размеров первых и сокращением размеров вторых. Трансформация зон предельного и допредельного напряженных состояний грунта основания показана на рис. 3.

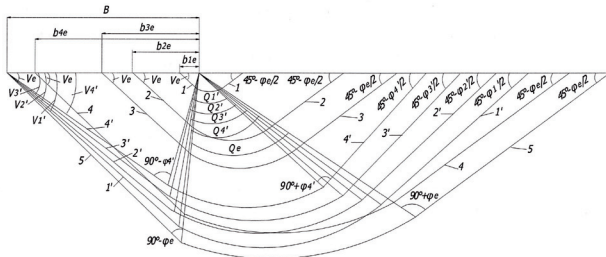


Рис.3. Трансформация зон предельного и допредельного напряженных состояний грунта основания:

1' – граница зоны допредельного напряженного состояния грунта основания при активном давлении Ea ; 2, 2'; 3, 3'; 4, 4' – границы зон предельного и допредельного напряженных состояний грунта основания по мере роста эксплуатационной нагрузки q ; 5 – граница призмы при достижении предельной отпорной способности грунта основания

Рост равномерно-распределенной нагрузки q в рассматриваемом интервале $[0; q_{np}]$ в момент формирования зон предельного напряженного состояния сокращает размеры зон допредельного напряженного состояния и изменяет очертание границ поверхностей скольжения. Такой процесс продолжается до тех пор, пока ширина зоны предельного напряженного состояния не достигнет величины равной ширине подошвы сооружения.

На основе разработанной расчетной модели [6,7] в интервале нагрузок $[0; q_{np}]$ и соответствующих им значений активного давления обратной засыпки $[Ea; Enp]$ выполнены исследования системы «причалное

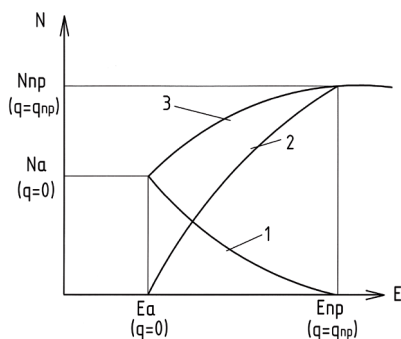


Рис.4. Зависимости отпорной способности грунтового основания в интервале давлений грунта засыпки $[Ea; Enp]$: 1 – допредельная составляющая отпорной способности грунта основания N' ; 2 – предельная составляющая отпорной способности грунта основания N ; 3 – результирующая отпорной способности грунта основания N

сооружение – основание», качественные результаты которых показаны на рис. 4.

Зависимости отпорной способности грунтового основания, представленные на рис. 4, показывают, что в промежутках между крайними значениями давлений Ea и Enp :

- предельная составляющая отпорной способности основания N возрастает от нуля при активном давлении грунта за стенкой сооружения Ea до отпорной способности N_{np} , соответствующей некоторой величине активного давления Enp , которая соответствует величине q_{np} ;
- допредельная составляющая отпорной способности основания N' уменьшается от отпорной способности Na , соответствующей активному давлению грунта Ea до нуля;
- результирующая отпорной способности грунта основания N , равная векторной сумме предельной и допредельной составляющих, увеличивается от отпорной способности Na , соответствующей активному давлению грунта за стенкой Ea до отпорной способности, соответствующей величине давления Enp , при которой объем зоны предельного напряженного состояния грунта основания максимален.

Результаты исследований могут быть использованы на стадии проектирования с целью улучшения качественных показателей проекта, а также при анализе технического состояния эксплуатируемых сооружений, включающих в свой состав жесткие подпорные стенки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гольдштейн Л.М. О приближенном решении задачи пространственного предельного равновесия грунта / Л.М. Гольдштейн // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1969. - № 5. - С. 12-15.
2. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов / С.С. Вялов. - М.: Высшая школа, 1978.
3. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М.В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1991. - № 2. - С. 15-17.
4. Akai K. On the stress distribution in the earth embankment end the foundation / Akai K. // Proceedings of the 4th Japan National congress for Appl. - Mech, 1954.
5. Lundgren H. Determination by the Theory of plasticity of the Bearing Capacity of Continuous Foktings on Sand / Lundgren H., Mortensen K. // Proceedings 3 Int. Conference of Soil Mechanics vend Foundation Engineering's V.J. - Zurich, 1953.
6. Хонелия Н.Н. Исследование несущей способности оснований портовых гидротехнических сооружений / Хонелия Н.Н. // Вестник Одесской государственной академии строительства и архитектуры. - Одесса: ОГАСА. - 2011. - № 7. - С. 141 – 153.
7. Дубровский М.П. К оценке несущей способности системы «причалное сооружение – грунтовая среда» / Дубровский М.П., Хонелия Н.Н. // Вісник Одеського національного морського університету. - Одеса: ОНМУ. - 2013. - С. 89 –94.



ПРО СУЧАСНІ МЕТОДИ РОЗВ'ЯЗАННЯ БАГАТОВИМІРНИХ ЗАДАЧ БУДІВЕЛЬНОЇ МЕХАНІКИ

УДК 539.3

АВТОР

СТАНКЕВИЧ А.М. к.т.н., доцент Київського національного університету будівництва і архітектури

АНОТАЦІЯ

У даній роботі досліджено сучасні методи розв'язання багатовимірних задач будівельної механіки. Особлива увага приділяється методам зниження вимірності. Детально показано розвиток та удосконалення методу прямих, приведені недоліки існуючих підходів та вказано на можливий напрямок розширення методу на нові задачі.

The modern methods for solving multidimensional problems of structural mechanics are studied in this work. Attention is paid to methods of dimension reduction. The development and improvement of the direct method is detail shown. The shortcomings of existing approaches and shown as area expansion method to the new task are given.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

метод прямих, будівельна механіка, методи зниження вимірності, проєкційний метод, товсті пластини.

Рівняння, які описують напружено-деформований стан (НДС) багатьох розрахункових моделей у лінійній постановці, розглядаються в рамках теорії пружності (статична та динамічна задачі) та термопружності. Ці рівняння визначені у тривимірному просторі або, з урахуванням симетрії (осьова та переносна симетрії), у двовимірному і відносяться до складних задач математичної фізики. Для найпростіших випадків видатними математиками та механіками були побудовані розв'язки задач, але більшість задач, особливо динамічних, не можна розв'язати аналітичними методами.

У будівельній механіці традиційно для розв'язання практичних задач використовувався двоетапний підхід. На першому етапі за допомогою гіпотез знижувалась вимірність вихідних рівнянь (редукція рівнянь), а потім редуковані рівняння розв'язувались аналітично або наближено. Свідченням тому є теорія згину балок Бернуллі, теорія пластин Кірхгофа – Лагранжа – Софі Жермен, теорія оболонок Лява, Тимошенко С.П., теорія кручення Сен-Венана та багато інших.

З появою комп'ютерної техніки підхід до розв'язання багатовимірних задач суттєво змінився. По-перше, з'явилися універсальні сучасні чисельні методи, за допомогою яких багатовимірні задачі розв'язуються безпосередньо. Це метод скінчених різниць, варіаційно-різницевого методу та метод скінчених елементів. Останній, серед прямих чисельних методів, на сьогодні посів перше місце за застосуванням завдяки своїй універсальності та алгоритмічності. Ці властивості методу скінчених елементів дозволили побудувати програмні комплекси (ANSYS, NASTRAN, SIMULIA Abaqus, PLAXIS, LIRA та інші), що дозволяють розв'язувати статичні та динамічні задачі теорії пружності, стаціонарні та нестаціонарні задачі термопружності.

Але не виключається також традиційний підхід будівельної механіки, який можна на-



звати комбінованим підходом до розв'язання багатовимірних задач. У наш час цей підхід набув серйозної модифікації. На першому етапі для зниження вимірності вихідних рівнянь (редукції) замість гіпотез використовуються певні методи – аналітичні чи чисельні, на другому етапі для розв'язання редукованих рівнянь також чисельні або аналітичні. Як правило, на другому етапі більш ефективно використовувати чисельні методи, оскільки редуковані рівняння мають досить громіздкий вигляд, хоча й визначені на області меншої вимірності по просторових координатах.

Комбінований підхід тепер розглядається як альтернатива універсальним чисельним методам у тому сенсі, що, як правило, комбінований підхід використовується для об'єктів певного класу і в цьому випадку може бути більш ефективним та точним за універсальні чисельні методи на об'єктах цього класу. Крім того, результати, отримані за допомогою комбінованого методу, можуть використовуватись для тестування при модифікації універсальних методів.

Найбільш поширеними комбінованими методами є метод граничних інтегральних рівнянь (МГІР), (метод потенціалу, метод граничних елементів), у якому на першому етапі (зниження вимірності) використовується аналітичний підхід. У цих методах використовуються відомі фундаментальні розв'язки вихідних рівнянь теорії пружності і за їх допомогою будуються інтегральні рівняння, які визначені на границі області (на одиницю менша вимірність). Отже, для вихідних тривимірних рівнянь будуються двовимірні інтегральні рівняння, визначені в точках поверхні, що обмежує тривимірну область, а для двовимірних – одновимірні, визначені в точках граничної кривої. На другому етапі інтегральні рівняння чисельно зводяться до системи лінійних алгебраїчних рівнянь. Такий комбінований метод називають чисельно-аналітичним. Він використовується для розв'язання статичних та динамічних задач. Більшість комбінованих методів розроблено для досить широких класів класичних об'єктів будівельної механіки – бруса, пластини, оболонки. Але якщо історично використання певних гіпотез, за допомогою яких знижувалась вимірність вихідних рівнянь, базувалось на суттєвій різниці габаритних розмірів (двох поперечних розмірів для бруса та товщини для пластин та оболонок), то ці вимоги відкидаються і зниження вимірності за відповідними напрямками виконується за допомогою аналітичних або чисельних методів.

При зниженні вимірності у теорії товстих пластин вихідні рівняння теорії пружності розглядаються як звичайні диференціальні рівняння по поперечній координаті, а розв'язуючі функції вважаються такими, що залежать від інших координат, як від параметрів. Далі застосовується будь-який метод розв'язання звичайних диференціальних рівнянь – степеневий, асимптотичний або проекційний. Після редукції диференціальних операторів по поперечній координаті отримуються нескінченні системи рівнянь (які потім урізаються) відносно двовимірних розв'язуючих функцій, за допомогою яких будується розв'язок вихідної задачі. До аналогічних результатів приводить варіаційне

трактування вихідних залежностей із застосуванням процедури методу Рітца по поперечній координаті, а також використання чисельних методів (частіше методу скінчених різниць).

Початок застосування степеневого методу до зниження вимірності рівнянь теорії пружності для товстих пластин викладено у роботах А.І.Лур'є [8], Н.А.Кільчевського [7], В.В.Власова [3].

Алгоритм застосування степеневого методу, запропонований Н.А.Кільчевським, використано І.Т.Селезовим, а також І.Т.Селезовим та Г.А.Кільчинською для побудови редукованих двовимірних рівнянь динаміки та динамічної зв'язаної термопружності товстих пластин сталої товщини. Із застосуванням отриманих рівнянь проведено аналіз відомих прикладних теорій динаміки пластин. Даний варіант зниження вимірності пов'язаний із проблемою застосування методу однорідних розв'язків у теорії товстих пластин. Одним із основних етапів цього методу є побудова однорідних розв'язків для конкретних типів пластин.

У роботах І.І.Воровича та його учнів однорідні розв'язки використовуються для перетворення вихідних рівнянь, а при побудові розв'язку допоміжної задачі застосовується асимптотичний метод.

З метою розширення можливостей методу однорідних розв'язків В.В.Власовим [2, 3] запропоновано інше його трактування, отже, запропоновано новий метод – метод початкових функцій. Розв'язок просторової задачі теорії пружності у ньому записується через набір двовимірних функцій (переміщень та напружень), визначених на одній з бокових поверхонь пластини, яка передбачається плоскою, інша бокова поверхня може бути довільною. Послаблено вимоги до точності методу – використовуються переважно скінченні суми в операторах. У підсумку задача приводиться не до трансцендентних, а до системи диференціальних рівнянь.

Подальший розвиток метод початкових функцій отримав у роботі В.З.Власова та Н.Н.Леонтьєва, у якій наведено загальний розв'язок задачі про деформацію пружної основи під навантаженням, прикладеним до її поверхні, контактної задачі з розрахунку плити на пружній основі та інші результати.

Роботи А.А.Гольденвейзера поклали початок другому основному напрямку уточненої теорії пластин. Тут для редукування по поперечній координаті використано асимптотичний метод.

Прямим узагальненням традиційного підходу у класичній теорії пластин є метод, запропонований І.Н.Векуа [1]. Для зниження вимірності вихідних рівнянь теорії пружності для пластин запропоновано використання проекційного методу. Вихідні рівняння статичної пружного тіла, записані у вигляді дев'яти рівнянь у частинних похідних першого порядку та шести алгебраїчних рівнянь (закон Гука), домножуються на елементи деякої повної системи функцій поперечної координати та інтегруються по цій координаті. Після перетворень отримується нескінченна система рівнянь, у якій невідомими є інтеграли від характери-



стик напружено-деформованого стану, помножені на елементи базисної системи. Ці інтеграли, як відомо, називаються моментами характеристик напружено-деформованого стану відносно системи функцій, що розглядається. Можливість знати нескінченну послідовність моментів деякої невідомої функції дозволяє знайти саму функцію.

І.Н. Векуа було запропоновано за базисну систему використовувати поліноми Лежандра. Ортогональність системи поліномів Лежандра обумовлює значні спрощення редукованих рівнянь. Запропонований метод виявився універсальним. Його можна застосовувати для пластин і оболонок змінної товщини, а також до об'єктів більш складної геометрії. Він надає широкі можливості застосуванню чисельних методів.

У роботах Чибірякова В.К. комбінований метод академіка Векуа І.Н. зниження вимірності для товстих пластин та оболонок модифіковано і він трактується як узагальнений метод скінченних інтегральних перетворень, на другому етапі якого для розв'язання редукованих рівнянь використовуються різні ефективні чисельні методи. Цей метод широко застосовується автором та його учнями для розв'язання статичних і динамічних задач [5].

Академіком Григоренко Я.М. та його учнями запропоновано комбінований підхід зведення вихідних двовимірних рівнянь уточненої теорії оболонок до одновимірних рівнянь різними аналітичними методами, що призводить до граничних одновимірних задач, які на другому етапі ефективно розв'язуються високоточним стійким методом дискретної ортогоналізації Годунова С.К. Розв'язано велику кількість статичних та динамічних (знаходження динамічних характеристик) задач.

Особливе місце посідає найстаріший із сучасних комбінованих підходів до розв'язання багатовимірних задач будівельної механіки – метод прямих, також відомий під різними назвами: метод ліній, дискретно-континуальний метод. Запропонований на початку 30-х років минулого сторіччя для розв'язання багатовимірних задач математичної фізики, цей метод зберіг свої головні особливості, визначені в роботі Канторовича Л.В. [6]:

1. Вихідна функція в простішому варіанті від двох змінних розглядається як континуальна по одній змінній та дискретна по іншій.
2. Вихідні рівняння по дискретній змінній перетворюються заміною похідних по цій змінній частками скінченних різниць. У результаті утворюється система звичайних диференціальних рівнянь.
3. На другому етапі аналітично будується загальний розв'язок системи звичайних диференціальних рівнянь. Оскільки розглядаються рівняння із сталими коефіцієнтами, то це дає можливість побудувати загальний розв'язок цих рівнянь. Оскільки матричні коефіцієнти мають спеціальний вигляд, для якого відомі власні вектори і власні значення, це дає змогу перетворити зв'язану систему звичайних диференціальних рівнянь на

незв'язану систему.

4. Можливість знайти аналітично загальний розв'язок системи звичайних диференціальних рівнянь дозволяє розглядати вихідні рівняння, визначені в області будь-якої форми. Вважаємо, що це головна особливість методу прямих.

У згаданій роботі вихідна задача формулюється у варіаційній постановці, в наступних роботах постановка задачі, як правило, подається у вигляді диференціальних рівнянь у частинних похідних. В інших роботах Канторовича Л.В. розглядаються задачі кручення призматичних стержнів, які також описуються класичними рівняннями математичної фізики. Різницеві співвідношення побудовані за допомогою інтерполяційних поліномів. Натомість, у роботі Фадєєвої В.Н. скінченно-різницеві співвідношення будуються за допомогою ряду Тейлора, при цьому отримано апроксимацію похідних 4-го порядку точності.

У цих перших роботах підкреслюється важлива властивість методу прямих – комбінований підхід, де по одній координаті розглядається континуальна зміна координати, що значно підвищує точність у порівнянні з дискретизацією по всіх координатах. У цьому полягає головна особливість методу прямих. І це ще до появи ЕОМ та ефективних високоточних алгоритмів розв'язання граничних задач для систем звичайних диференціальних рівнянь.

Безпосередньо до розв'язання статичних задач теорії пружності (двовимірних та тривимірних) метод прямих вперше адаптував проф. Слободянський М.Г. Крім традиційних задач математичної фізики, розглянуто плоску задачу теорії пружності в різних постановках та просторову задачу теорії пружності для призматичних тіл. Як вихідні, автор розглядає спеціального вигляду рівняння просторової задачі, отримані ним в іншій роботі. І в цьому випадку автор будує загальний розв'язок редукованої системи рівнянь аналітично. Це дає змогу дослідити точність побудови розв'язків граничних задач. Для редукування вихідних рівнянь Слободянський М.Г., як і Канторович Л.В., використовує інтерполяцію, правда, трохи іншого вигляду, яка зв'язує три сусідні прямі. У роботах інших авторів такий підхід називають «ковзною інтерполяцією».

У будівельній механіці роботами проф. Винокурова Л.П. розроблено варіант методу прямих для розв'язання просторових задач теорії пружності. Вихідними рівняннями є рівняння просторової задачі теорії пружності у формі Ляме. Побудовано спеціальний інтерполяційний поліном для апроксимації похідних різницевиими виразами. Поліном використовується послідовно для певної групи прямих, що називається, як вище зазначено, «ковзною інтерполяцією». Редуковані рівняння будуються в декартовій та косокутній системах координат, у циліндричних та сферичних координатах для ізотропного та ортотропного матеріалів у межах теорії пластин. Для розв'язання редукованих рівнянь пропонується розроблений автором метод послідовних наближень. За допомогою цього методу, який автор називає «дискретним мето-



дом», розв'язано багато задач.

Учнями проф. Винокурова Л.П. метод поширюється на задачі теорії пластин. Розглядаються прямокутні та косокутні пластини, ізотропні та ортотропні, із лінійною зміною товщини в одному напрямку. При побудові редукованих рівнянь використовується «ковзна інтерполяція», а для розв'язання редукованих рівнянь із змінними коефіцієнтами – наближений метод.

Проф. Шкельовим Л.Т. метод прямих поширено на задачі визначення напружено-деформованого стану пластин довільної форми в полярних координатах, для розв'язання плоскої задачі теорії пружності. Для побудови редукованих рівнянь безпосередньо використовувалися формули методу скінченних різниць по дискретній координаті. Редуковані рівняння розв'язувались точно з використанням власних векторів та власних чисел матричних коефіцієнтів для перетворення зв'язаної системи диференціальних рівнянь до системи незв'язаних рівнянь.

Учнями проф. Шкельова Л.Т. зроблено подальші удосконалення методу з поширенням на задачі згину багатозв'язних пластин, пластинчастих систем, багат шарових пластин та складених пластин та оболонок.

У монографіях [9, 10] систематизовано розвинений проф. Шкельовим Л.Т. та його учнями напрямок методу прямих. Наведені головні принципи побудови редукованих рівнянь для просторових пластинчастих елементів та оболонок. Побудовано загальні розв'язки редукованих рівнянь, коли це можливо. Запропоновано комбінувати метод прямих із методом Бубнова-Гальоркіна для розв'язання просторової задачі теорії пружності.

Після появи ефективного стійкого чисельного методу дискретної ортогоналізації Годунова С.К. [4] його інтенсивно почали застосовувати у будівельній механіці для розв'язання граничних задач для системи звичайних диференціальних рівнянь, оскільки він виявився кращим за інші подібні методи (матричної прогонки, стрільби та ін.). Для розв'язання задач теорії оболонок цей метод першим був застосовано академіком Григоренко Я.М. та його учнями, у тому числі при використанні методу прямих, і вперше при використанні методу прямих для знаходження динамічних характеристик оболонок. На метод прямих, що застосовується для неканонічних областей, застосування алгоритму дискретної ортогоналізації Годунова С.К. запропоновано в роботі.

ВИСНОВКИ

Досліджуючи історію розвитку методу прямих, як одного з методів будівельної механіки, необхідно визнати, що він потребує суттєвої модернізації та розширення його можливостей.

По-перше, процедура редукції вихідних рівнянь не зовсім відповідає сучасному стану методів, що використовуються для зниження вимірності рівнянь математичної фізики. У варіаційних та проєкційних методах процес їх використання значно простіший та переконливіший, не вимагає

врахування позаконтурних значень невідомої функції.

По-друге, в існуючих алгоритмах методу прямих важко врахувати змінність товщини по континуальній координаті при редукуванні по поперечній координаті.

По-третє, до цього часу метод прямих використовувався для розв'язання статичних задач теорії пружності, ніколи не використовувався для розв'язання задач нестационарної термопружності, нестационарних динамічних задач. Це стосується як задач на площині, так і задач у тривимірному просторі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Векуа И.Н. Теория тонких пологих оболочек переменной толщины / Векуа И.Н. – Тбилиси: Мецниереба, 1965. – 103 с.
2. Власов В.В. Применение метода начальных функций к расчету толстых плит / Власов В.В. // Исследования по теории сооружений. – М.: Госстройиздат, 1961. – Вып. 10. – С. 189 – 207.
3. Власов В.В. Метод начальных функций в осесимметричной задаче теории упругости / Власов В.В. // Расчет пластин и оболочек. – 1963. – Вып. 34. – С.31 – 45.
4. Годунов С.К. О численном решении краевых задач для систем линейных обыкновенных дифференциальных уравнений / Годунов С.К. // Успехи математических наук. – 1961. – Т.16. – Вып. 3. – С. 171–174.
5. Исаханов Г.В. Численно-аналитический метод решения задач статики толстых неоднородных пластин / Исаханов Г.В., Чибириков В.К., Смоляр А.М. // Тр. 13-й Всесоюз. конф. по теории пластин и оболочек. Ч.2. – Таллин, 1983. – С. 130–135.
6. Канторович Л.В. Один прямой метод приближенного решения задачи о минимуме двойного интеграла / Канторович Л.В. // Изв. АН СССР, VII серия, 1933.
7. Кильчевский Н.А. Обобщение современной теории оболочек / Кильчевский Н.А. // Прикл. матем. и мех. – 1939. – Т.2. – Вып. 4. – С. 427–438.
8. Лурье А.И. К теории толстых плит / Лурье А.И. // Прикл. матем. и мех. – 1924. – Т.6. – Вып. 2–3. – С. 151–168.
9. Метод прямих и его использование при определении напряженного и деформированного состояния пластин и оболочек / [Шкелев Л.Т., Морсков Ю.А., Романова Т.А., Станкевич А.Н.]. – Киев: Национальная академия наук Украины, Институт механики им. С.П. Тимошенко, Технический центр, 2002. – 177с.
10. Применение метода прямих для определения напряженного и деформированного состояний пространственных и пластинчатых конструктивных элементов: монография / [Шкелев Л.Т., Станкевич А.Н., Пошивач Д.В. и др.]. – К.: КНУСА, 2004. – 136 с.



RESULTS OF SURVEY OF PRESTRESSED CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH BASALTPLASTIC BARS

UDC 624.072.012

AUTHOR

GIGINESHVILI J., HhD, director,
LTD "PROGRESI"

ABSTRACT

В статті представлено результати випробувань попередньо напружених бетонних балок, армованих базальтопластиковими стержнями.

Paper presents the survey results of the pre-stressed beams reinforced with basalt-plastic bars.

KEY WORDS

basalt-plastic bars, prestressed concrete beams, reinforcement..

INTRODUCTION

In many regions of Georgia (Akhaltikhe, Marneuli, Kaspi, Borjomi, Chiatura etc.) there are quarries of raw materials from which high-quality basalt fibers are obtained on the basis of which building materials, construction and consumer goods can be obtained. Basalt non-metallic building materials, construction and consumer goods obtained from these quarries have high initial strength and durability. On the basis of crushed basalt processing the high basalt fiber (roving, filaments, basalt fiber etc.) can be obtained those having the following physical and mechanical characteristics:

1. Tensile strength 18000-19000 kgf/cm²; 2. 265⁰ - 650⁰C in the temperature range does not alter the physical and mechanical characteristics; 3. Corrosion resistance than iron and steel products 15 - 20 times higher; 4. Compared to materials based on iron and steel, structural weight obtained on the basis of basalt fiber is 3.5-3.6 times lighter. 5. Modulus of elasticity of basalt fiber is within a range of 650000-850000 kgf/cm².

Popularity of basalt-plastic reinforcement (BPR) among construction companies is growing day by day. Nowadays, in a number of countries, including Georgia there are factories built for the production of fibers from basalt stone and production of BPR for the reinforcement of concrete structural elements is also planned. In this regard, we have conducted studies to widespread the use of BPR in the construction. BPR has a number of advantages over steel reinforcement.



The main advantages are:

Lightness - a significant advantage for all kinds of construction works. Low weight BPR not only facilitates its delivery (transport costs), unloading and installation, also due to the low weight of the structure the cost of the construction works and the total weight of the whole building or structure is also reduced, on the basis of which the costs of the foundation and other bearing structures are reduced.

Reliability - BPR reinforcement has more strength than steel reinforcement. This reinforcement has high ultimate (rupture) strength. It is capable of withstanding action of 1000-1200 MPa. This indicator allows using the reinforcement in the construction of buildings and structures of various sizes and for various purposes.

Non-conductor of electricity (dielectric) - it allows boosting the quality of safety factor against fire, as well as eliminates the occurring of vagabond currents and accumulation of static voltage.

The high rate of resistance to corrosion processes - BPR is resistant to corrosion and virtually cannot be destroyed by corrosion.

Low thermal conductivity - the use of BPR allows reducing heat consumption, and energy through thermal bridges, respectively, which occur when a steel reinforcement is used. This quality is very important and should be taken into account in the construction of efficient structures in terms of heat energy consumption.

BPR reinforcement does not emit noxious substances, is non-corrosive, does not create the magnetic and electric fields and a Faraday cage; mobile phones, Wi-Fi and any other wireless devices can get better signals. The usage of nonmetallic BPR reinforcement instead of metallic BPR reinforcement enables us to obtain not only non-metallic materials but it has a qualitatively new and higher performance that increases the lifetime of structures used in a corrosive environment and reduces metal consumption in structures, their weight and cost, and accordingly, the working time of construction. Compared with steel reinforcement, BPR have a significantly higher corrosion resistance, heat insulation and dielectric properties and are non-magnetic and radiolucent.

One of the constraints of the use of BPR for the reinforcement of concrete is the increased deformability of reinforced concrete structural elements of BPR, which led to the need for extensive experimental studies, including this study. BPR are produced in a pilot plant in Tbilisi, the production of basalt reinforcement and other profile products based on continuous basalt fiber. For the production of BPR basalt fiber was used, "Rustavi Plant production of basalt Parody of Marneul origin". Diameter of BPR is 6.5 mm, 1.0 mm of sheath. Self-stressing cement produced by Pashinsky plant RF NC-20. Concrete grade is B22.5.

THE RESULTS OF CALCULATIONS

The pre-stressed structures were derived from the expansion of the concrete. In the initial stage of design it is assumed that they are equal because at this stage sliding of the reinforcement does not occur.

The compression force of the reinforcement in the expansion of concrete is defined from the condition of equilibrium in the transition to the stresses.

$$\sigma^6 F_6 = \sigma^a F_a \quad (1a)$$

Here σ_0 with index 0 denotes the value of the stress immediately after the concrete hardening and the completion of the basic process of expansion. Moment values from the off-center of forces and pre-compression of structures were calculated using the formula 1:

$$M_0 = \frac{N_0}{(h/2 - a)} \quad (1)$$

From the formula 1 compression forces can be obtained:

$$N_0 = \frac{M_0}{(h/2 - a)} = \frac{M_T^{on} - M_\xi}{(h/2 - a)} \quad (2)$$

To study the problem of deformation beam sections are considered in pure bending zone. It is known that in pure bending, deformation of beams can be assumed as the result of the rotation (twisting) of plane sections relative to each other. As a result, rotation (twisting) of the sections, the lower layers is extended, and the upper layers are shortened and the change of curvature of the neutral layer can be expressed as follows: (Formula)

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{dz} \quad (3)$$

As a consequence of the expansion at the level of the center section of tensile reinforcement, beam sections will increase in length Δa , and then we can write the expressions for defining the angles of rotation:

$$\theta_a = \frac{\varepsilon_{ac} l}{r} \quad (4)$$

$$\theta_b = \frac{\varepsilon_{bcp} l}{r} \quad (5)$$

where: ε_{ac} - is the average elongation of BPR; ε_{bcp} - is the average shrinkage of the concrete at the level of the neutral line; r - is a distance from the neutral reinforcement.

The total elongation of BPR in tension, as well as the value of rotation of the sections from the formulas 4-5, with the use of computer modeling laid in [13, 14 and 15] can be written as:

$$\varepsilon_{ac} = \frac{2\theta_a (h_0 - x_{cp})}{l} \quad (6)$$

For the curvature of the neutral layer from the center of rotation of the cross-sections have the following entry:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{2\theta}{l} = \frac{\varepsilon_{ac}}{h_0 - x_{cp}} = \frac{\varepsilon_{bc}}{x_{cp}} = \frac{\varepsilon_{ac} + \varepsilon_{bc}}{h_0} = \frac{\varepsilon_{ac} + \varepsilon_{bc}}{r} \quad (7)$$

As it is known, [13, 14 and 15], middle curvature in the location with the broken discontinuity of material



(1) can be written as:

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_{cp}^{l_n} = \frac{\psi_a^{l_n} \varepsilon_b + \psi_b^{l_n} \varepsilon_a}{h_0} \quad (8)$$

When measuring the average strain of BPR on a fixed base l , the coefficient ψ_a taking into account the work of concrete in tension between cracks can be represented by the expression:

$$\psi_a = \frac{\int_0^l \varepsilon_{ax} dx}{l \varepsilon_a^{l, \max}} = \frac{\varepsilon_{ax}^l}{\varepsilon_a^{l, \max}} \quad (9)$$

Arm lever of the internal force couples in the section with and without crack differ little. To a first approximation, it is assumed that they are equal. The rotation angles of the displacements are as follows:

$$\theta_a^{on} = \frac{4Y_{\max}}{l} \quad (10)$$

where: $Y_{\max}$ – is the maximum value of deflection in the span, l – is pure bending zone.

Determine the reduced moment of inertia of the BPR in the section between the cracks:

$$I_{am} = \frac{Ml^2}{8E_a Y_{\max}} \quad (11)$$

Reduced moment of inertia of the BPR in the section with a crack:

$$I_{am} = F_{am} Z_{am}^2 \cong F_{am} (0.9h_0)^2. \quad (12)$$

Then:

$$F_{am} = \frac{I_{am}}{0.81h_0^2} \quad (13)$$

If only BPR works, then $I_{am} = 0.81h_0^2 E_{am}$ and deflections become significantly larger. If reinforcement and concrete in tension work, then there occurs less deflection, which is equivalent at a constant $Z_{am}^2 \times 0.81 \times h_0^2 \times E_{am}$, increases the area of BPR F_{am} . Then the deformation of BPR with equal deflections $Y_{\max} \rightarrow \varepsilon$.

$$\varepsilon_a = \frac{M}{Z_{am} M_{am} E_0} \quad (14)$$

Where:

$$\varepsilon_{ac} = \psi_a \varepsilon_a; z_{am} = 0.9h_0; \quad (15)$$

$$M = F_a \sigma_a 0.9h_0 = E_0 F_a 0.9h_0 = F_a \frac{\varepsilon_{ac}}{0.9h_0}$$

After conversion, we get:

$$\varepsilon_{ac} = \frac{M \psi_a}{E_a F_{ac} 0.9h_0}. \quad (16)$$

Geometric dimensions, reinforcement diagram and the application of loads, as well as the results of the

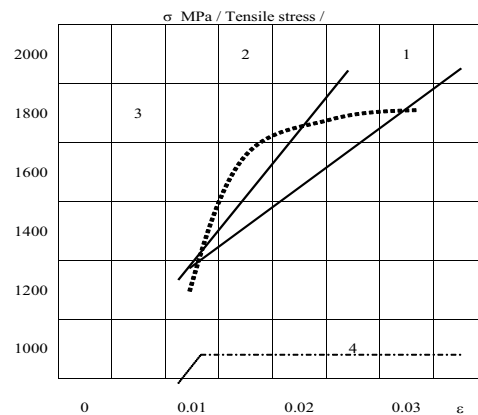


Fig. 1. The dependence of the relative elongation ε of the stressed σ for: 1. BPR; 2. Cold-drawn steel; 3. high-strength cable; 4. Steel with high yield stress.

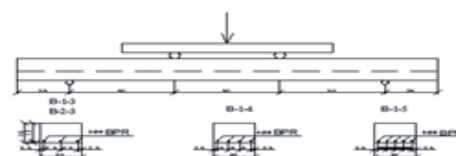


Fig. 2. Diagram of reinforcement and loading of prestressed beams.

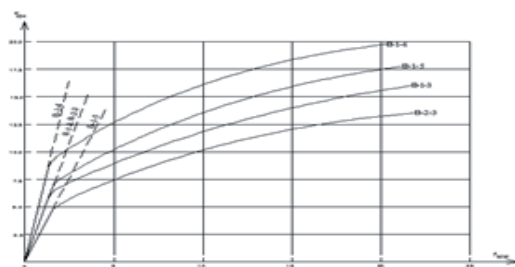


Fig. 3. Relation of load deformation of prestressed beams reinforced with balast-plastic reinforcement.

study of pre-stressed concrete beams reinforced with BPR are presented in the form of dependency graphs and presented in Fig. 2.3.

With the purpose to clarify the theoretical results and a detailed distribution of strain and stress, self-strained concrete beams reinforced with BPR and an analysis based on computer modeling using computational complex "LIRA CAD 2013" is conducted, taking into account the characteristics of the nonlinear deformation of materials. The results are shown in Fig. 4.

With the purpose of modeling, the structural elements have been applied universal modules from the library of "LIRA CAD 2013" corresponding to the following types of finite elements:

- 208 - a special physically-nonlinear two-node finite element for pretension (modeling BPR);
- 36 - Universal spatial (3D) eight-node isoparametric finite element (modeling concrete);
- supports for beams: - pinned.

Loads: 1. Self-weight. 2. Pre-stressing. 3. The load applied to the beam on the steps in the one third of the span.

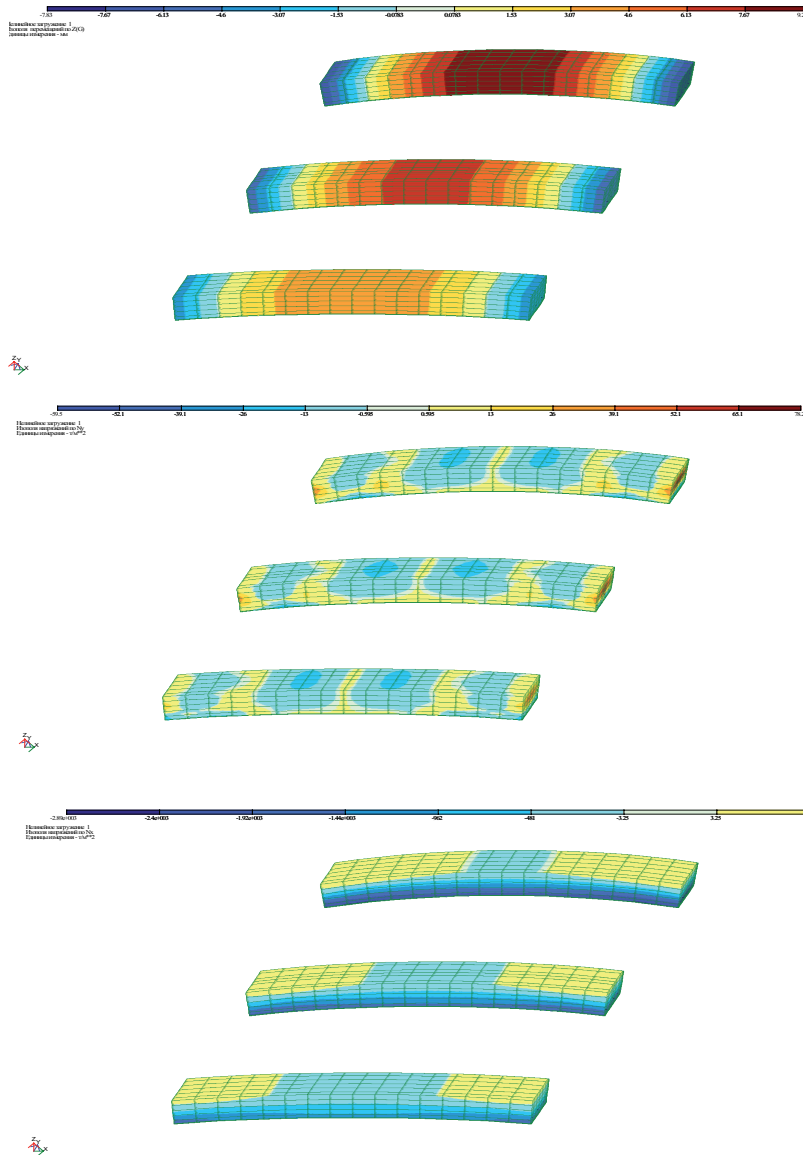


Fig. 4. Distribution of strains and stresses of prestressed concrete beams reinforced with BPR

CONCLUSIONS

Data for the calculation based on the studies of test samples of structures with BPR periodic (ribbed) profile made by tightening methods in the experimental setup (in Tbilisi).

Prestressing force to each reinforcement bar was taken $N_0 = -6 \text{ tonf}$.

BPR "Stress-strain" diagram obtained with this method of production is substantially rectilinear to failure (Fig. 1). However, the data are experimental and subject to further refinement, taking into consideration the content of the fiber. The essential fact is that the diameter affects the temporary resistance value of the BPR, thinner reinforcement, the greater its strength.

To design prestressed reinforced structures of basalt-plastic reinforcement, proposed technology requires no special gripping devices that are inconvenient for service and also tend to damage the reinforcement at bar tightening zone. According to the proposed technology, transfer of tensile forces is due to the shear stresses that arise when expanding of stressing cement occurs and develops along the contact line reinforcement-concrete; The results of the proposed methods and the methods of SNIP 11-21-85 and computer modeling to determine the stress-strain state of structures differ by an average of 15%; The use of self-stressing cement or low-energy expansion and a minimum diameter of BPR (6.5 mm) to design a pre-stressed structures should be considered ineffective, because destruction of the beams occurred before reaching the limit values of BPR; A substantially rectilinear relationship $\sigma-\varepsilon$ (stress-strain) of the BPR to tensile fracture retains prestressed position when cracking occurs and to the destruction of concrete beams, additionally, reduces the deformation parameters of construction elements; High technical and deformation performance of concrete elements reinforced with basalt reinforcement determine the feasibility of using such structures for earthquake-resistant and special buildings and structures; The numerous studies that are conducted prove that the sticking coefficient of concrete to BPR is less than the sticking coefficient of concrete to the steel reinforcement. Therefore, improving factor of the bonding of BPR with concrete should be given greater role and attention.

REFERENCES

1. J. Gigineishvili and others. Not welded connections. Invention USSR, N 1830404. Moscow, 1990.
2. J. Gigineishvili. Y. Veriujski and others. Not welded connections. Invention USSR, N 1830405. - Moscow, 1992.
3. J. Gigineishvili and others. Multi-storey suspended structures for complex relief conditions // SAKPATENTI, N 584. - Tbilisi, 1995.
4. J. Gigineishvili. Connection of reinforcement shanks, pipes and other elements // SAKPATENTI, N P1755. - Tbilisi, 1997.
5. J. Gigineishvili, I. Mgaloblishvili. Technological line of production of compo-sitive nonmetal construction reinforcement bars and pipes // SAKPATENTI, N P 2000. - Tbilisi, 1997.



ДЕФОРМУВАННЯ І РУЙНУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН КРУГОВОГО ПЕРЕРІЗУ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМУ ВИГІНІ І СУМІСНІЙ ДІЇ ПОЗАЦЕНТРОВОГО СТИСНЕННЯ І ПОПЕРЕЧНОГО ВИГІНУ

УДК 624.012

АВТОРИ

ДАВИДЕНКО О.О., асистент, Національний університет біоресурсів і природокористування України;

ДАВИДЕНКО О.І., д. т. н., завідувач кафедри, Національний університет біоресурсів і природокористування України;

БЕРЕЗІН В.Б., канд. техн. наук, асистент, Національний університет біоресурсів і природокористування України;

БАМБУРА А.Н., д. т. н., завідувач відділу ДП «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

АНОТАЦІЯ

У статті наведено результати експериментальних досліджень залізобетонних колон кругового перерізу на поперечний вигин з попередніми обтисненням і без попереднього обтиснення, виявлено збільшення несучої здатності колон з попередніми обтисненням на 47,6 %, визначені деформації поверхні колони з використанням методу кореляції цифрових зображень.

In the article the results of experimental studies of reinforced concrete columns of circular cross section on the transverse bending with pre-compression and without compression, showed an increase in the carrying capacity of columns with pre-compression by 47,6 %, defined deformation of the surface of the column using the method of digital image correlation are presented.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

метод кореляції цифрових зображень, несуча здатність, попереднє обтиснення колон.

Розрахунок міцності залізобетонних елементів за похилими перерізами виконується за емпіричними або напівемпіричними залежностями, на відміну від деформаційного методу розрахунку міцності нормальних перерізів, прийнятого в ДБН.2.6-98 [1]. У нормах проектування [2] розрахунок міцності залізобетонних елементів при дії поперечних сил виконують окремо на дію поперечної сили, на дію згинального моменту, на стиск по смізі бетону між похилими тріщинами. Методика АСІ [3] заснована на визначенні граничного зусилля зрізу, яке включає граничні поперечні сили, що сприймаються бетоном V_c і поперечною арматурою V_s . В європейських нормах [4] при розрахунку поперечної арматури можливо використання двох методик: на основі формули Мерша для визначення сколюючих напружень $\tau = Q/bz$, при цьому розрахункова формула для визначення поперечної сили, що сприймається бетоном $V_{cd} = V_{Rd1}$ (за аналогією Q_b), уточнюється введенням емпіричних коефіцієнтів і умовних сколюючих напружень τ_{Rd} , в залежності від міцності бетону; і методики змінного кута нахилу стиснутих розкосів, заснованої на фермовій аналогії Мерша. Різниця між емпіричними методиками лише в тому, що в нормах [2, 3] несуча здатність по бетону та арматурі підсумовується, а в Eurocode 2 [4] вибирається мінімальна несуча здатність (по бетону або по арматурі).

Разом з тим, руйнування згинальних елементів за похилими перерізами є наслідком спільної дії згинаючого моменту і поперечної сили, а при позацентровому стисненні необхідно враховувати і дію поздовжньої стискаючої сили. Дослідження залізобетонних колон в умовах спільної дії поперечного вигину і поздовжніх стискаючих сил проводилися лише на елементах прямокутного перерізу [5]. Для колон кругового перерізу, які широко застосовуються для колон каркасних будівель, що експлуатуються в сейсмонезбезпечних зонах, буронабивних паль підпірних стін протизсувних споруд, що сприймають значний горизонтальний тиск ґрунту, подібних експериментальних досліджень у технічній



літературі не виявлено.

Нижче наведені результати експериментальних досліджень колон кругового перерізу при поперечному вигині, ϕ 190 мм з поздовжнім армуванням у вигляді шести стрижнів арматури ϕ 10 A240C, поперечним спіральним армуванням з арматурного дроту ϕ 4ВІ з кроком 100 мм і оцінка впливу позacentрово прикладеного поздовжнього зусилля стиску, що довантажує стиснуту зону при поперечному вигині, на несучу здатність елементів кругового перерізу при дії поперечних сил.

Для виготовлення зразків використовували бетон класу С 25/30. Зразки для випробувань були поділені на три серії в залежності від встановленого прольоту зрізу, що дорівнював діаметру колони, 1,5 діаметра колони, двом діаметрам колони. Довжина зразків колон становила 1000 мм. Було випробувано по три зразки кожної серії, рис.1.



Рис.1. Колона кругового перерізу після проведення випробувань.

В якості обладнання використовували випробувальну машину WERKSTOFFPROFMASCHINEN L5IPZ16 з максимальним зусиллям 20 т. Для установки колон в горизонтальне положення і можливості передачі поперечного навантаження були виготовлені опори з половин сталевих труб за діаметром колон. Дослідження деформацій бетону в зоні поперечного вигину виконували за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 10-3 мм і нового методу кореляції цифрових зображень (КЦЗ) [6,7] представленого у вигляді програмного пакета. Для методу КЦЗ використовували цифрову камеру Casio Exilim Pro EX-F1. Послідовність методики: нанесення дискретних точок матовою фарбою по сітці на поверхню бетону, установка світлодіодних прожекторів, фіксація кожного етапу навантаження за допомогою фотокамери, розбивка зони досліджень на скінченні елементи, визначення деформацій у кожному піделементі зображення і візуалізація деформацій.

Подальша обробка даних за допомогою спеціального програмного комплексу дозволила визначити деформації бетону в процесі навантаження на кожній стадії деформування, фіксувати утворення і розвиток тріщин, практично отримати по-

вну кінематичну картину деформування і руйнування елемента при поперечному вигині.

Результати випробувань показали, що першими при поперечному вигині з'являлися нормальні тріщини (рис. 2) в місті прикладання зусилля при навантаженні, приблизно, 0,33 Рруйн, і деформації в стиснутій зоні $\epsilon_s = 41 \times 10^{-5} - 53 \times 10^{-5}$.

Утворення похилої тріщини починалося з відхилення нормальної тріщини у напрямку до місця прикладання навантаження і деформаціях стиснутої фібри, що перевищували 100×10^{-5} . При цьому процес зменшення висоти стиснутої зони відбувається так як і в нормальному перерізі. Далі, з досягненням головними напруженнями бетону в прольоті зрізу межі міцності на розтяг, відбувається утворення похилої тріщини з її початком в розтягнутій зоні і закінченням у місці найменшої висоти стиснутої зони.

Отримане розподілення деформацій, зафіксоване перед моментом руйнування, дозволило виявити причину утворення похилої тріщини як результат локального досягнення межі текучості в поздовжній арматурі в одній із раніше утворених нормальних тріщин, рис. 3. Далі з переважним зростанням розкриття однієї з нормальних тріщин відбувається різке зменшення висоти стиснутої зони над цією тріщиною і перерозподіл зусиль в елементах з поздовжньої арматури на поздовжні стрижні, розташовані вище і поперечні стрижні. При достатньому поперечному армуванні і відповідному кроці починається розкриття похилої тріщини (або тріщин).

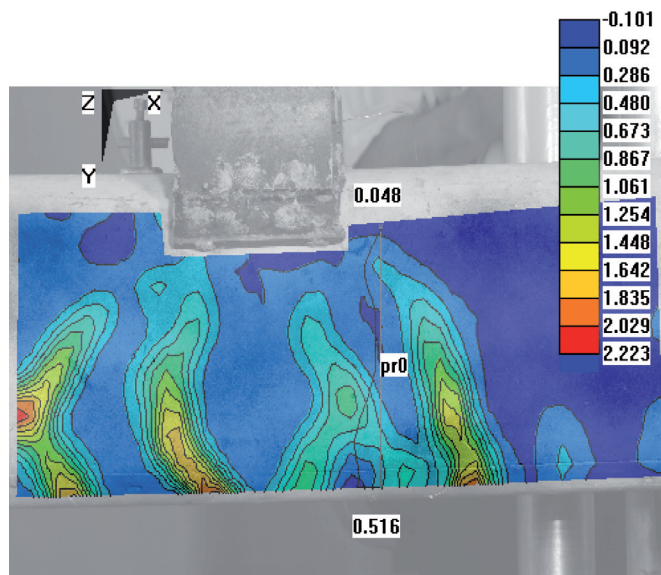


Рис.2. Початок утворення нормальних тріщин при поперечному вигині.

При відсутності поперечної арматури або при досягненні межі текучості в поперечних стержнях (їх розриві) відбувається процес руйнування за похилим перерізом, показаний на рис. 3. За даними проведених дослідів, вплив спірального поперечного армування збільшує несучу здатність кругових перерізів до 43 %. Разом з тим, кількість поздовжньої арматури, розташованої в розтягнутій і стиснутій зонах перерізу також має вплив на граничну попереч-



ну силу для елементів кругових перерізів. Залежність впливу відсотка армування поздовжньої арматури на несучу здатність за похилим перерізом для елементів діаметром 190 мм у співставленні з подібним впливом на прямокутні елементи, розміром 100x180 мм, 100x200 мм за даними дослідів [12] при прольоті зрізу $2 h_0$ (2 Ø), наведена на рис. 4.

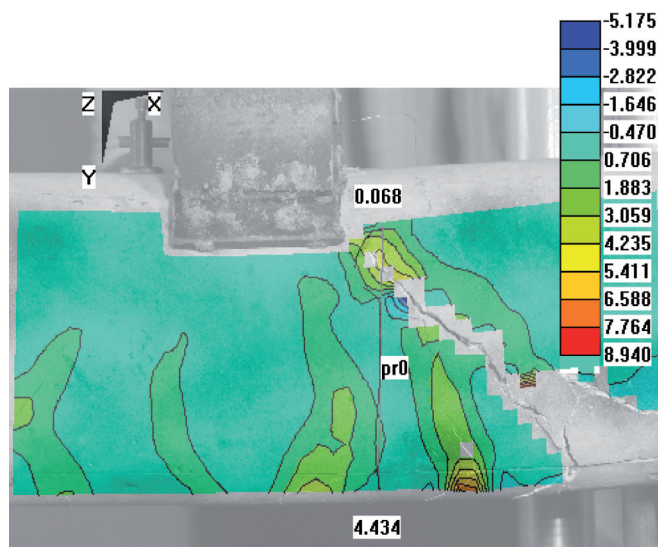


Рис.3. Процес руйнування колони за похилим перерізом.

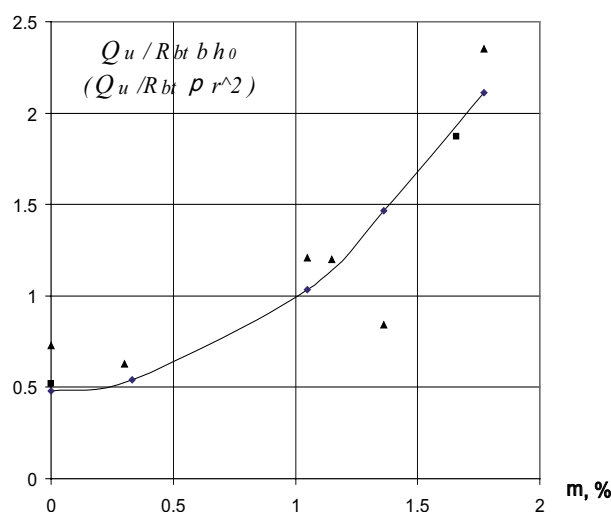


Рис.4. Експериментальна залежність впливу відсотка армування поздовжньої арматури на несучу здатність похилого перерізу при прольоті зрізу $2 h_0$ (2 Ø):
▲ - для елементів прямокутного перерізу,
■ - для елементів кругового перерізу.

Щодо нагельного ефекту поздовжньої арматури, особливо, при багаторядному армуванні, слід зазначити, що даний ефект проявляється після досягнення межі текучості в стрижнях, найбільш віддалених від стиснутої зони і після початку розкриття похилої тріщини у стрижнях, розташованих вище по розрізу з напруженням нижче межі текучості.

Оцінку впливу позacentрово прикладеного поздовжнього зусилля стиску, що довантажує стиснуту зону при поперечному вигині, на несучу здатність елементів кругового перерізу при дії поперечних сил

проводили на колонах, характеристики і армування яких наведено вище. Проліт зрізу при випробуванні дорівнював двом діаметрам колони за вирахуванням захисного шару бетону 30 мм. Було випробувано по три зразки кожної серії, з рівнем поздовжнього обтиснення не більше $0,25 R_{руйн}$ при стисненні. Величина ексцентриситету становила 4 см. Величина зусилля обтиснення становила 150 кН. Поздовжній вигин від попереднього обтиснення колон здійснювали в той же бік, що і наступний поперечний вигин від поперечної сили, що прикладалася.

Для проведення випробувань була виготовлена спеціальна установка, рис. 5. Для створення зусилля попереднього обтиснення колон використовували досить жорстку раму, що складається з двох траверс, двох напрямних, шарнірного пристрою для установки ексцентриситету прикладання навантаження, домкрату. Навантаження як в горизонтальному, так і вертикальному напрямку здійснювали за допомогою спеціальної насосної станції. Дослідження деформацій бетону в зоні поперечного вигину виконували за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 10^{-3} мм. Прогин вимірювали індикатором годинникового типу з ціною поділки 10^{-2} мм.

Результати випробувань показали, що при навантаженні від обтиску деформації не перевищували пружних значень. При подальшому, після попереднього обтиснення колон, поперечному вигині першими з'являлися нормальні тріщини в розтягнутій зоні в зоні прикладення зусилля при навантаженні, приблизно, $0,42 R_{руйн}$, і деформації в стиснутій зоні $\epsilon_v = 152 \times 10^{-5}$, що, приблизно, в два рази перевищувало деформації в стиснутій зоні елементів без попереднього обтиснення у момент появи нормальних тріщин.

Далі з розкриттям нормальної тріщини в місці додатка поперечної сили відбувалося зменшення висоти стиснутої зони над цією тріщиною і утворення похилої тріщини. Перед моментом руйнування в стиснутій зоні утворювалася одночасно і поздовжня тріщина. Процес руйнування відбувався за похилим перерізом, рис. 6.

Процес деформування колон при поперечному вигині до моменту утворення похилої тріщини

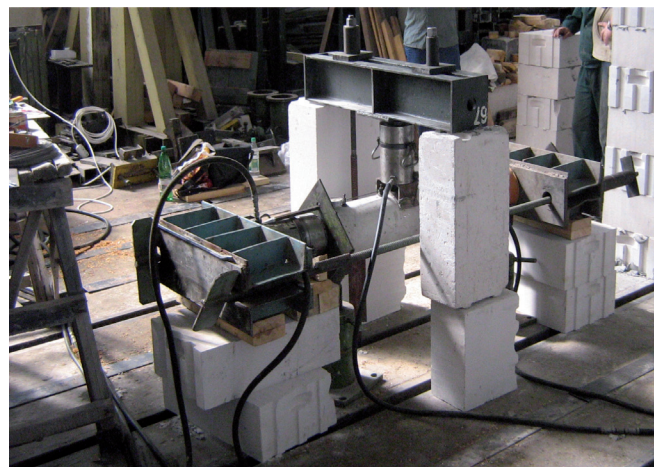


Рис.5. Установка для проведення випробувань колон з попередніми обтисненням.

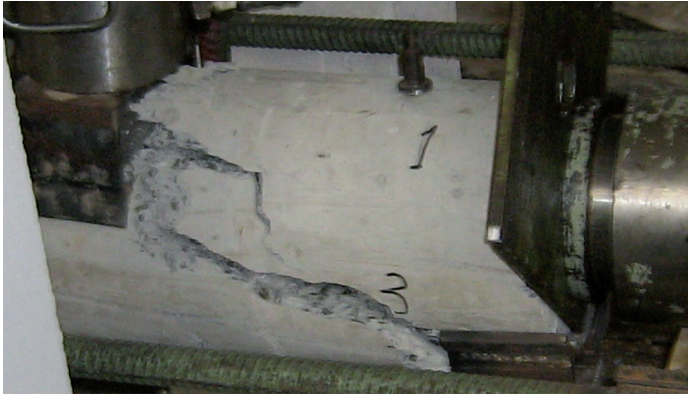


Рис.6. Руйнування колони з попереднім обтисненням за похилим перерізом.

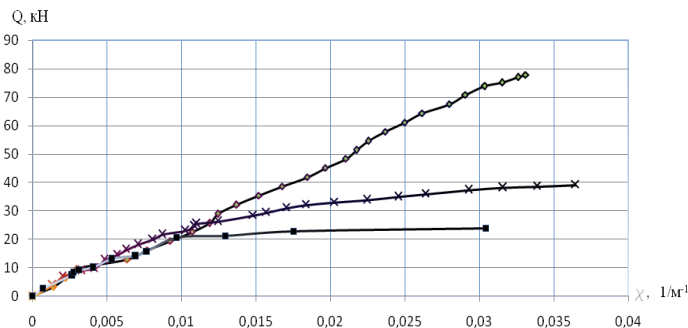


Рис.7. Зіставлення залежностей «поперечна сила - кривизна» для колон при поперечному вигині і прольоті зрізу, $a=2h_0$.

- ◆ - колони з попереднім обтисненням;
- × - колони без попереднього обтиснення з поперечною арматурою;
- - колони без попереднього обтиснення і без поперечної арматури.

подібний до процесу деформування при звичайному вигині. За даними дослідів, похила тріщина з'являється після значного зменшення висоти стиснутої зони, перед моментом руйнування елемента. Попереднє обтиснення з одного боку довантажує стиснуту зону колони і, тим самим, збільшує деформації стиснення, а з іншого боку стримує розкриття похилої тріщини, перешкоджаючи повороту однієї частини перерізу відносно іншої, як це відбувається при звичайному поперечному вигині. В результаті руйнування колон з попередніми обтисненням відбувається за похилим перерізом з поздовжнім розколюванням бетону стиснутої зони.

Зіставлення залежностей «поперечна сила - кривизна» для колон з поперечним обтисненням і без поперечного обтиснення, отриманих за результатами випробувань, наведено на рис. 7.

Як видно з рис. 7, попереднє обтиснення збільшує несучу здатність колон кругового перерізу у порівнянні з колонами, що випробовували при поперечному вигині без попереднього обтиснення при тому ж прольоті зрізу ($a=2\varnothing$) та ідентичному поперечному і поздовжньому армуванню - на 47,6 %. Зіставлення колон кругового перерізу, з випробуванням при поперечному вигині без попереднього обтиснення показало, що несуча здатність для колон без поперечного армування була на 39,21 % нижче, ніж для колон з поперечним армуванням.

ВИСНОВКИ

Наведені результати досліджень свідчать, що методика розрахунку несучої здатності по поперечній силі кругових перерізів з багаторядним армуванням, повинна враховувати вплив поздовжнього армування.

Дослідження процесу руйнування з використанням методу кореляції цифрових зображень показали необхідність застосування деформаційного підходу до визначення зусиль в поздовжніх і поперечних стрижнях арматури, що не досягають граничних значень та оцінки несучої здатності похилого перерізу за відповідною деформаційною моделлю з визначенням деформацій в бетоні стиснутої зони.

Безконтактний метод кореляції цифрових зображень має широкі можливості при визначенні поля деформацій, мінімальні вимогами до устаткування, відрізняється простотою і достатньою точністю при визначенні деформації, дає можливість аналізу швидкоплинних процесів при руйнуванні за допомогою високошвидкісної камери. Деформації, отримані методом кореляції цифрових зображень, відповідали деформаціям, що визначалися за приладами, а характер руйнування (рис. 3) практично точно відповідав реальній картині руйнування (рис.1).

Випробування колон з попередніми обтисненням відповідає реальній розрахунковій схемі будівель, завантажених вертикальними і горизонтальними зусиллями. Отримані результати експериментальних досліджень дозволяють сформулювати розрахункові передумови нового методу розрахунку стиснуто-зігнутих елементів круглого перерізу при поперечному вигині.

ЛИТЕРАТУРА

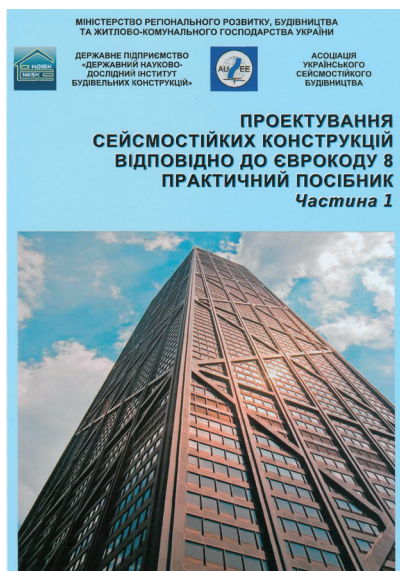
1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинні від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд, 2009. – 71 с. – (Будівельні норми України).
2. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного преднапряжения арматуры: СП 52-101-2003. — М. : ФГУП ЦПП, 2004. — 53 с.
3. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318r-02).
4. ENV 1992-1-1, Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings. — Brussels : European Committee for Standardization, 1992.
5. Методика испытания железобетонных элементов на внецентренное сжатие с поперечной силой / [Шейна С.Г., Сибиль В.Г., Лиджиев М.Д. и др.] // в кн.: Вопросы расчета железобетона. - Ростов н/Д, 1982. - С. 139-142.
6. Березін В.Б. Дослідження поля деформації плоскої поверхні зразків матеріалів методом кореляції цифрових зображень. (Статичне навантаження) / Березін В.Б., Чаусов М.Г. // Техніческая диагностика и неразрушающий контроль. – 2011. – №2. – С. 15 – 20.
7. Hild F. Digital image correlation / Hild F., Roux S. // Optical Methods for Solid Mechanics. A Full-Field Approach [eds. Pramod K.R. et al.]. – [USA]: Wiley, 2013. – P. 183 – 228.



КНИЖКОВА ПОЛИЦЯ



В монографії розглядаються проблеми проектування висотних будівель та споруд, що будуються в сейсмічних районах. Виконано аналіз досвіду розробки нормативних вимог для проектування і будівництва сейсмостійких висотних будівель в провідних країнах світу. Наведено розроблений в ДП НДІБК інженерний метод розрахунку будівель з врахуванням нелінійної роботи матеріалу, згину та зсуву несучих конструкцій, податливості основи і впливу аутригерів на сили та переміщення конструкцій, що виникають при землетрусах. Наведено правила проектування сейсмостійких будівель відповідно до рекомендацій Єврокоду 8 і вимог державних норм України – ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України».



В посібнику викладено основні принципи та правила застосування Єврокодів, що стосуються найбільш поширених типів будівель в сейсмічних районах.



В збірнику наведено результати досліджень з проблем проектування, будівництва, реконструкції та експлуатації будівель та споруд в сейсмічно небезпечних регіонах, виконаних в останні роки в Україні та інших країнах.

**З питань придбання видань звертатися за телефонами
(044) 249-38-58, 249-37-07, ф.: (044) 248-89-09**



2 липня 2015 року відмітив своє 80-річчя видатний вчений в галузі будівельних конструкцій віцепрезидент Академії будівництва України, президент Всеукраїнської громадської організації «Українське товариство механіки ґрунтів, геотехніки і фундаментобудування», представник України в міжнародній федерації з бетону та залізобетону «fib», лауреат державної премії України в галузі науки і техніки, заслужений будівельник України, професор

КРИВОШЕЄВ ПЕТРО ІВАНОВИЧ

Петро Іванович Кривошеєв народився 2 липня 1935 р. на Житомирщині. В 1958 р. закінчив Київський політехнічний інститут, здобувши спеціальність інженера-будівельника з підземного будівництва.

Два роки працював на шахті ім. Кірова Луганської області. Згодом перебував на інженерних посадах у проектному інституті «Укрдїпробудматеріали».

З 1960 року працює в ДП НДІБК. Пройшов всі посадові сходинки від старшого інженера до директора інституту. У ці роки під керівництвом Кривошеєва П. І. розроблені конструкції нових типів споруд підприємств легкої промисловості, точного машинобудування, приладобудування, що застосовані на десятках об'єктів України, Росії, Азербайджану, Білорусі, Молдови.

Працюючи з 1980-1992 рр. заступником директора інституту з наукової роботи, здійснював кураторство науково-технічних розробок щодо створення автоматизованої системи наукових досліджень, методів і засобів неруйнівного контролю якості будівельних конструкцій та виробів. За безпосередньої участі Петра Івановича інститут виконав низку значних комплексних розробок щодо створення нових ефективних конструкцій будівель та споруд для промислового, цивільного, сільськогосподарського будівництва.

З 1992 по 2010 рік Кривошеєв П. І. - директор інституту, нині Петро Іванович на громадських засадах працює головою науково-технічної ради інституту.

Авторитет Петра Івановича сприяє визнанню інституту на світовому рівні. Інститут співпрацює з провідними фірмами Франції, Великобританії, Сполучених Штатів Америки, Німеччини, Польщі, Росії, Білорусі та інших країн.

Особливо треба відзначити, що навіть за надзвичайно скрутних умов ДП НДІБК не тільки зберіг кадровий потенціал, а й створив низку регіональних підрозділів інституту в Полтаві, Одесі, Дніпропетровську, Донецьку, Миколаєві.

Петро Іванович зробив вагомий внесок у дослідження та відновлення національних пам'яток історії та архітектури, таких як Національної філармонії, Михайлівського Золотоверхого монастиря, Успенського собору Києво-Печерської лаври, Одеського академічного театру опери та балету, музейного комплексу «Мистецький арсенал». Під його керівництвом проведено науково-технічний супровід реконструкції вокзалу станції «Київ-Пасажирський» та будівництва вокзалу «Південний» у м. Києві, реконструкцію стадіону «Олімпійський» до чемпіонату з футболу «Євро-2012»; будівництво висотних будинків у м. Києві і сейсмічних районах України та ін.

П.І. Кривошеєв - організатор і керівник науково-технічних робіт з вирішення будівельних проблем об'єкта «Укриття» Чорнобильської АЕС щодо перетворення його в екологічно безпечну систему.

Під його керівництвом ще в 1991-1992 рр. розроблено першу концепцію створення нормативної бази в галузі будівництва. Ці роботи є найважливішими за базовими напрямками науково-технічної діяльності інституту.

Петро Іванович відзначений Премією Ради Міністрів СРСР, Почесною грамотою Президії Верховної Ради України, Державною премією України в галузі науки і техніки, почесним званням «Заслужений будівельник України», орденом «За заслуги» III ступеня, грамотою Кабінету Міністрів України, медаллю міжнародної федерації з бетону та залізобетону «fib» (вперше в історії України та країн СНД).

Ім'я П.І. Кривошеєва внесено до Золотої книги ділової еліти України та 500 впливових особистостей науки та культури. Петро Іванович Кривошеєв є людиною високого творчого інтелектуального потенціалу, автор більш як 200 наукових робіт. Під його керівництвом підготовлено плеяду молодих вчених, які достойно продовжують започатковані ним роботи.

Життєвий і трудовий шлях Петра Івановича Кривошеєва - яскравий приклад самовідданого служіння інтересам народу рідної України.

Редакція та редколегія журналу «Наука та будівництво» щиро вітають ювіляра і бажають міцного здоров'я, щастя, невтомності, творчої наснаги і плідної діяльності на науковій ниві, здійснення всіх мрій та втілення найсміливіших задумів.

Редакція журналу «Наука та будівництво»



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

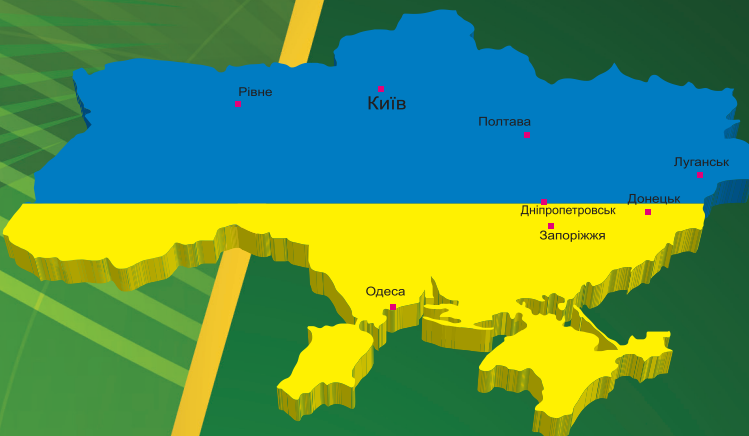
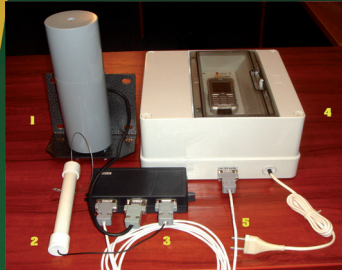
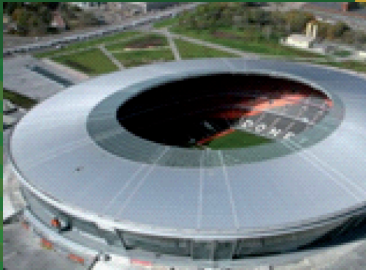


НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

1. Розроблення будівельних норм, державних стандартів (ДСТУ) технічних свідотств
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 палів
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 палів
 - 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 СВДОТСТВА
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.kiev.ua
www.niisk.com

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

м. Луганськ, вул. Димитрова, 23-а,
91031, Україна
тел./факс: 0642 71-72-75

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

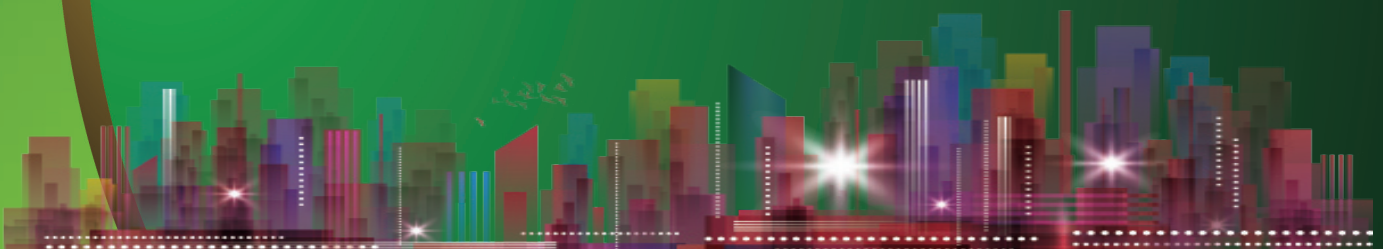
м. Рівне, вул. 16-го липня, 38, 33001,
Україна
тел./факс: 0362 22-34-60

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

м. Донецьк, вул. Шевченка, 25, к. 414,
83017, Україна

м. Донецьк, а/с, 7270, 83001, Україна
тел. 067 625-28-31
тел./факс: 062 213-31-28

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



www.niisk.com

