



2016, 2(8)

Науково-технічний, виробничий та
інформаційно-аналітичний журнал

НАУКА

ТА БУДІВНИЦТВО

2016, 2(8)

Розробка і впровадження новітньої системи підсилення залізобетонних конструкцій сітками з високоміцних полімерних волокон в цементній матриці

Енергетична сертифікація будівель закладів соціальної сфери

Дослідження способів збільшення міцності бетону в транспортних спорудах

Енергоефективні тришарові стінові монолітні конструкції з тонкостінних залізобетонних елементів

Визначення модулю деформації ґрунту за допомогою лабораторних та польових досліджень



НАУКА



ТА БУДІВНИЦТВО

2(8)'2016

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

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

Редакційна колегія:

Голова редакційної колегії:

Фаренюк Г.Г., д.т.н.

Головний редактор:

Тарасюк В.Г., к.т.н.

Заступник головного редактора:

Козелецький П.М.

Відповідальний секретар:

Глазкова С.В., к.т.н.

Дизайнер:

Чорна К.В.

Бамбура А.М., д.т.н.

Дорофеев 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.

Калох Ю.І., д.т.н., проф.

Кашченко О.В., д.т.н., проф.

Кривошеєв П.І., к.т.н., проф.

Крітов В.О., к.т.н.

Лаповська С.Д., д.т.н.

Мар'єнков М.Г., д.т.н.

Матвєєв І.В., к.т.н.

Немчинов Ю.І., д.т.н., проф.

Слюсаренко Ю.С., к.т.н.

Червинський Я.Й., к.т.н.

Шейніч Л.О., д.т.н., проф.

Шилок П.С., к.т.н.

Шокарев В.С., к.т.н.

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол № 4 від 25.05.2016 р)

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

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

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2, м.Київ-37, 03037, тел. 044-249-37-85 E-mail:adm-inst@ndibk.kiev.ua, URL:http://www.niisk.com

© "Наука та будівництво" 2016

Підписано до друку: 01.07.2016

Друк: ТОВ «СКАЙ-ПРІНТ»

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

4

Разумов А.Ю., Рожовська Л.І., Гончаренко І.О., Слюсаренко Ю.С., Петраков О.О., Титаренко В.А., Кияшко Н.Ю.
Розробка і впровадження новітньої системи підсилення залізобетонних конструкцій сітками з високоміцних полімерних волокон в цементній матриці

10

Фомин С.А., Кравченко А.М.
Плоское и объемное напряженно-деформированное состояние фундаментов коксовых батарей с боковым подводом отопительного газа

14

Дешко В.І., Шевченко О.М., Білоус І.Ю., Красовський О.П.
Енергетична сертифікація будівель закладів соціальної сфери

18

Ахмедов Н.М., Ширинзаде И.Н.
Исследование способов увеличения конструктивной прочности бетона в современных транспортных сооружениях (на англійській мові)

22

Зоценко Н.А., Шокарев В.С., Шаповал А.В., Гриценко В.В., Святух Р.Я.
Усиление основания склада масла емкостью 26000 тонн в г. Мариуполе

28

Матченко Т.І.
Розрахунок елементів сталевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації, на статичну міцність і опір крихкому руйнуванню

35

Бабиченко В.Я., Кирилюк С.В., Стрельцов К.О., Черепашук Л.А.
Енергоефективні тришарові стінові монолітні конструкції з тонкостінних залізобетонних елементів

38

Жарко Л.О., Овчар В.П., Цимбал С.П., Белоконь А.М.
Дослідження характеристик міцності і деформативності дерево-солом'яних стінових панелей та панелей перекриття

42

Поклонский С.В., Фесенко О.А., Корниенко Н.В.
Оценка определения модуля деформации грунта при помощи лабораторных и полевых испытаний



SCIENCE & CONSTRUCTION

2(8)'2016

FOUNDER

State enterprise «State Research Institute of Building Constructions»

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

Editorial Board:

Head of Editorial Board:

Dr G.Farenyuk

Editor-in-chief:

PhD V.Tarasyuk

Chief editor deputy:

P. Kozeletskiy

Executive secretary:

PhD S.Glazkova

Designer:

K. Chorha

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 №4 dated on 25.05.2016)
Journal is included in List of the scientific professional issues, where the dissertation works results may be published (It is approved by order of Ministry of education and science of Ukraine, dd. 06.03.2015, № 261).

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

Address of Editorial Board:

5/2 Preobrazhenska str., Kyiv -37, 03037,
Tel. 044-249-37-85 E-mail:adm-inst@ndibk.kiev.ua
URL:http://www.niisk.com

© "Science & Construction, 2016

Signed for printing: 01.07.2016

Printing: TOV «SKY-PRINT»

Drawing: 100 copy

CONTENT

4	A.Bambura, O.Bolotov Calculation of plane reinforced concrete frames with an allowance for time effect
10	A.Shyshkina, A.Shyshkin Influence of colloidal surface-active substances on the strength of fine grained concretes
14	A.Pryimachenko High-strength sulfate resistant concretes modified with aluminum silicate admixtures
18	Yu.Klimov, A.Andriukevych Theoretical foundation for application of fiber reinforced polymer bars in eccentrically compressed concrete members
22	M.Maryenkov, Ya.Dombrovskiy, O.Panchyk Embankments seismicity assessment based on the works on construction site seismic zoning
28	D.Hladyshev, G.Hladyshev, A.Dats Analysis of methods for searching the interactions of designed and existing buildings in the densely built-up conditions
35	A. Lytvynenko About most important fault of valid method of static probing as field method or soil test
38	O.Tkachuk, O.Shevchuk Design features of infiltration sites with water-permeable coatings
42	V.Tarasyuk, L.Zharko, V.Ovchar, S.Tsymbal, A.Belokon Load test of the structural profiled sheeting of BTR 160.250.750 type produced by Balex Metal LLC for coverings



АВТОРИ



РАЗУМОВ А.Ю.
Заступник Голови
Правління
ПАТ «ДИОС».



РОЖОВСЬКА Л.І.
Головний інженер
проекту ПАТ «ДИОС».



ГОНЧАРЕНКО І.О.
Начальник відділу
ВСП ПАТ «ДИОС».



СЛЮСАРЕНКО Ю.С.
Канд. техн. наук, с.н.с.,
заступник директора з
наукової роботи
ДП НДІБК.



ПЕТРАКОВ О.О.
Завідувач лабораторії
ДП НДІБК, д-р техн.
наук.



ТИТАРЕНКО В.А.
Завідувач відділення
ДП НДІБК, канд.
техн. наук, с.н.с.



МАЧУЛКІНА К.С.,
Інженер I категорії
ДП НДІБК.



КИЯШКО Н.Ю.
Заступник дирек-
тора технічного
з капітального
будівництва
Полтавського ГЗК

РОЗРОБКА І ВПРОВАДЖЕННЯ НОВІТНЬОЇ СИСТЕМИ ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ СІТКАМИ З ВИСОКОМІЦНИХ ПОЛІМЕРНИХ ВОЛОКОН В ЦЕМЕНТНІЙ МАТРИЦІ

УДК 69.059

АНОТАЦІЯ

У статті представлені результати розрахунків несучої здатності підсиленних плит, з урахуванням характеристик матеріалів, отриманих в результаті випробування. Система Ruredil X Mesh GOLD впроваджена при підсиленні плит покриття на Полтавському ГЗК в 2013р. та за час експлуатації показала високу працездатність.

The results of calculations of bearing strength of the reinforced slabs, considering the characteristics of materials that have been derived from the tests, are presented in the article. The system Ruredil X Mesh GOLD was implemented at strengthening slabs covering on the Poltava GOK in 2013 and during the operation has showed high efficiency.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

підсилення плит покриття, новітні системи, зовнішнє армування, Ruredil X Mesh GOLD, впровадження системи підсилення, міцність, жорсткість, деформації.

Проблема підсилення прольотних залізобетонних конструкцій є дуже актуальною для сучасної України. Заслугує уваги розробка новітніх систем підсилення, що мають високу технологічність та експлуатаційну надійність. Однією з таких систем є система зовнішнього армування Ruredil X Mesh GOLD, до області застосування якої належать залізобетонні конструкції, що мають дефекти і пошкодження, отримані в процесі експлуатації споруди.

Групою фахівців ДП НДІБК (м. Київ), ПАТ «ДИОС» (м. Донецьк), ВАТ «Полтавський ГЗК» (м. Комсомольськ), компанії «Ruredil» (Італія), ТОВ «Альпі Львів» (м. Львів), ТОВ «Астра» (м. Донецьк), ПАТ «Стахановський вагонобудівний завод» (м. Стаханов) виконано поетапне проектування та впровадження системи підсилення ребристих плит покриття сітками з волокон РВО (поліпарафенілен бензооксазола), наклеєних на



поверхню конструкції за допомогою неорганічної матриці Ruredil X Mesh M750 на основі цементу.

Розробка методик та тестування зразків

Система зовнішнього армування Ruredil X Mesh GOLD вже тривалий час з успіхом використовується у країнах Євросоюзу. Для можливості впровадження технології на вітчизняному ринку фахівцями ДП НДІБК була розроблена наступна документація згідно з чинною нормативною базою України:

- методика випробування зразків залізобетонних конструкцій, посилених системою Ruredil X Mesh GOLD;
- методика випробування плит покриття ІПГ12-4А-Швт по серії 1.465.1-3 / 80, посилених системою Ruredil X Mesh GOLD;
- методичні рекомендації щодо посилення збірних залізобетонних конструкцій зовнішнім армуванням системою композитних матеріалів Ruredil X Mesh GOLD;
- рекомендації щодо підсилення збірних залізобетонних плит покриття зовнішнім армуванням системою Ruredil X Mesh GOLD на діючому об'єкті «корпус збагачення ОФ-1 інв. №010006701 на Полтавському ГЗК».

Випробуваннями на зразках залізобетонних конструкцій, посилених системою зовнішнього армування Ruredil X Mesh GOLD, визначені характеристики міцності волокон і довжина анкерування сітки при прикріпленні її до залізобетонної поверхні неорганічною матрицею Ruredil X Mesh Gold. Отримано наступні результати:

- розрахунковий опір волокон при умовній товщині сітки 0,0455 мм з забезпеченістю 0,95 становить 1800 МПа;
- розрахунковий опір сітки з забезпеченістю 0,95 становить 81,9 кН/м;

- модуль деформації 220 ГПа;
- допустима деформація розтягу 0,8%;
- довжина зони анкерування одношарової системи посилення 40 см;
- довжина зони анкерування двошарової системи посилення в дослідних не встановлена й імовірно складає 80 см.

Основною метою розробки «Рекомендацій...» є визначення експериментальними і теоретичними методами несучої здатності, жорсткості та тріщиностійкості згинальних збірних залізобетонних конструкцій, посилених системою зовнішнього армування Ruredil X Mesh GOLD, при дії експлуатаційних навантажень. При цьому показники міцності, жорсткості і тріщиностійкості оцінювалися відповідно до чинних нормативних документів України в галузі будівництва. Згідно виконаних розрахунків несуча здатність ребристих плит покриття 3x12 м, підсилених системою Ruredil X Mesh GOLD, збільшується на 16,9 % при одношаровому підсиленні та на 27,6 % при двошаровому.

Випробування плит

Згідно з розробленими детальними методиками випробування плит проведена оцінка їх результатів. Дослідні конструкції плит були представлені трьома серіями: непідсилені плити (еталон); плити, підсилені одношаровою системою зовнішнього армування Ruredil X Mesh GOLD; плити, посилені двошаровою системою зазначеного зовнішнього армування.

За результатами випробувань встановлено, що застосування системи зовнішнього армування

Таблиця 1.

Конструкція плити	Розрахункове навантаження, кг/м ²	Збільшення розрахункового навантаження, %
Непідсилені	540	0,00
Одношарове підсилення	631	16,9
Двошарове підсилення	689	27,6



Рис.1. Зразок до випробування.



Рис.2. Зразок після випробування.



Ruredil X Mesh GOLD дозволяє збільшити розрахункове навантаження попередньо напружених плит покриття на 7,5...15 %.

Система Ruredil X Mesh GOLD має специфічні особливості, що полягають у високій міцності волокон РВО в поєднанні з їх відносно низькою жорсткістю. У зв'язку з цим розрахункові напруги у волокнах досягаються при деформаціях 0,8...1,0%. При зазначених деформаціях зовнішнього (додаткового) армування прогини конструкцій, що підсилюються, можуть перевищувати граничні значення, встановлені нормами [1, 2] України. З цієї ж причини важко до конструкцій, посиленних системою Ruredil X Mesh GOLD, застосовувати прийняті в нормах України принципи проектування за двома групами граничних станів. Принаймні, для граничних станів першої групи слід застосовувати обґрунтовані критерії, сформульовані у деформаціях, а не у напруженнях. Доцільно узагальнити досвід дослідного впровадження системи Ruredil X Mesh GOLD для підсилення згиналь-

них збірних залізобетонних конструкцій, провести додатковий комплекс дослідницьких робіт та розробити методи проектування і розрахунку конструкцій підсилення, що засновані на уточнених уявленнях про граничні стани, інтегровані з нормами будівельного проектування Євросоюзу.

Впровадження системи

Успіху у впровадженні вдалося досягнути завдяки скоординованій співпраці наукових та проектних організацій, постачальників та виконавців робіт, а також прямої зацікавленості замовника та інших підприємств, що експлуатують будівлі та споруди, виконані з залізобетонних конструкцій.

Вперше в Україні впровадження системи провелося на Полтавському ГЗК. Об'єктом для підсилення було обрано плити покриття будівлі корпусу збагачувальної фабрики №1. За результатами звіту про обстеження технічного стану будівельних конструкцій, плити знаходяться у аварійному стані. Необхідність їх посилення пов'язана із:

- фізичним зносом матеріалів, що зумовлений впливом температури та вологості;
- недостатньою несучою здатністю плит у зв'язку зі значним збільшенням товщини покрівельного покриття за час експлуатації будівлі і величин снігових навантажень згідно ДБН Б В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» [3].

Для збільшення несучої здатності плит покриття застосовували зовнішнє армування двошаровою системою Ruredil X Mesh GOLD, що влаштовується по горизонтальних поверхнях і по внутрішніх вертикальних поверхнях поздовжніх ребер плит покриття. Ширина сітки по горизонтальній поверхні поздовжнього ребра дорівнює ширині ребра (75 мм). Висота сітки по внутрішній вертикальній поверхні поздовжнього ребра складає 125 мм. Довжина зони зовнішнього армування прийнята 3750 мм. Несуча здатність плит покриття після підсилення, згідно розрахунку повинна збільшитись з 540 кг/м² до 690 кг/м². Фактичне розрахункове навантаження на плити на момент виконання роботи було 682 кг/м².

Для можливості реалізації технічних рішень без зупинки технологічного процесу фахівцями проектного інституту ПАТ «ДИОС» було розроблено робочу документацію та проект виконання робіт. Підсилення здійснювалось альпіністами ТОВ «Астра», що пройшли спеціальне навчання та отримали відповідний сертифікат від автора технології – компанії «Руреділ» (Італія). Навчання виконавців робіт та розробку технологічної карти проводив офіційний



Рис.3. Нанесення підсилюючої сітки Ruredil.

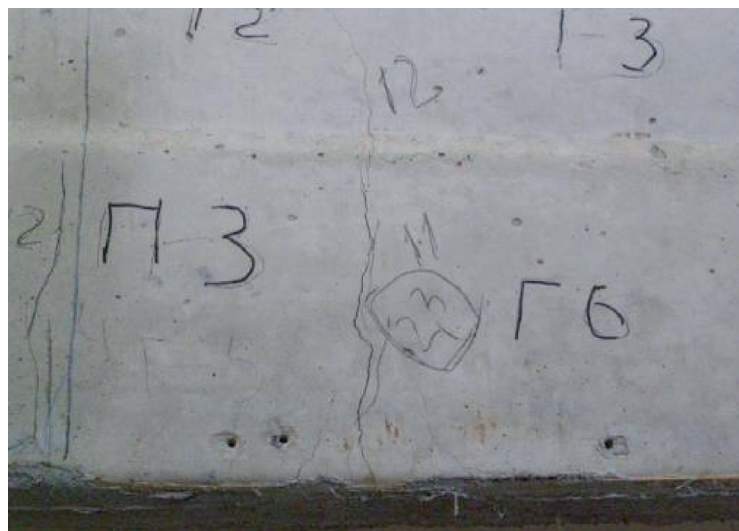


Рис.4. Тріщина в ребрі плити в момент руйнування.



Рис.5. Впровадження системи Ruredil X Mesh GOLD на Полтавському ГЗ.

представник компанії «Руреділ» в Україні, ТОВ «Альпі-Львів».

ВИСНОВКИ

Після виконання підсилення, в період з листопада 2013 р. по червень 2014 р. з боку ДП НДІБК були проведені моніторингові спостереження за технічним станом посиленних конструкцій. За результатами моніторингу відзначено наступне:

- експлуатація посиленних плит показала високу працездатність системи «Ruredil X Mesh GOLD»;
- стан посиленних плит покриття класифікується як нормальний (категорія технічного стану I);
- в посиленних плитах не було виявлено жодного дефекту, пов'язаного з перевищенням розрахункових навантажень, що становили до 130% від несучої здатності плит без посилення.

На момент виконання робіт економічна ефективність посилення цим методом була співставна до традиційних методів ремонту залізобетонних конструкцій. При цьому система Ruredil X Mesh GOLD вигідно відрізняється від систем посилення за допомогою металу наступним:

- простота та технологічність операцій, низька трудомісткість; для виконання робіт не потрібно застосовувати підйомно-транспортне обладнання;
- використання системи не призводить до значного збільшення ваги плит покриття; при виконанні підсилення традиційними методами додаткове навантаження впливає як на самі плити, так і на роботу всього каркасу будівлі;
- при посиленні новою системою не зменшу-

ється габарит приміщення до низу будівельних конструкцій (з цієї причини підсилення металом не завжди можливо виконати);

- конструкції, посилені системою Ruredil, не потребують витрат на подальшу експлуатацію та мають більш естетичний зовнішній вигляд;

Враховуючи це, можна рекомендувати цю систему для підсилення будівельних конструкцій на інших підприємствах.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинні від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Будівельні норми України).
2. Прогини і переміщення: ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – [Чинний від 2007-01-01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 10 с. – (Національний стандарт України).
3. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с. – (Будівельні норми України).

REFERENCES

1. Concrete and reinforced concrete constructions. Basic positions: DBN B.2.6-98:2009. – [Valid from 2011-06-01]. – K.: Minregionbud of Ukraine, 2011. – 71 p. – (Building Norms of Ukraine, in Ukrainian).
2. Flexure and moving: DSTU B V.1.2-3:2006. – [Valid from 2007-01-01]. – K.: Minbud of Ukraine, 2006. – 10 p. – (National Standard of Ukraine, in Ukrainian).
3. Loadings and influences: DBN B.1.2-2:2006. – [Valid from 2007-01-01]. – K.: Minbud of Ukraine, 2006. – 60 p. – (Building Norms of Ukraine, in Ukrainian).



АВТОРЫ



ФОМИН С.Л.
Д.т.н., профессор,
Харьковский национальный университет строительства и архитектур.



КРАВЧЕНКО А.М.
Заместитель директора по научно-технической работе
ГП «Гипрококс»

ПЛОСКОЕ И ОБЪЕМНОЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ФУНДАМЕНТОВ КОКСОВЫХ БАТАРЕЙ С БОКОВЫМ ПОДВОДОМ ОТОПИТЕЛЬНОГО ГАЗА

УДК 624.012:53.09

АНОТАЦИЯ

Проведен комплекс численных экспериментов напряженно-деформированного состояния фундаментов при совместном воздействии температуры и нагрузки при плоском и объемном напряженном состоянии. Выявлены особенности работы фундаментов, разработаны расчетные модели, рекомендации по совершенствованию конструктивных решений и армированию их элементов.

The main model for the calculation of coke oven batteries foundations which represent solid reinforced concrete cut by arched flues was frame rod arrangement. The complex of numerical experiments performed with planar and three-dimensional models showed presence of stretching stresses in the lower parts of span in flat arches, and compressive stresses in the upper parts, consequently, it corresponds to the frame model.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

железобетонные фундаменты коксовых батарей, плоские и объемные модели, влияние температуры

ВВЕДЕНИЕ

Одной из актуальных задач черной металлургии в Украине является совершенствование методики расчета и разработка эффективных конструктивных решений строительных конструкций фундаментов коксовых батарей, подвергающихся воздействию технологических температур.

Рассмотрены методики расчета железобетонных конструкций фундаментов коксовых батарей при боковом подводе газа, в которых борова для отвода продуктов горения располагаются преимущественно на нижней фундаментной плите с вентиляционным бором в центре, под кладкой батареи (рис. 1).

Технические тенденции в перепроектировании и строительстве коксовых батарей изложены в [1], нелинейная модель ввода-вывода для коксовой батареи в [2], анализ переноса тепла в фундаментах проведен в [3], расчет потерь тепла фундаментной плиты при неравномерных температурных профилях внутренней температуры в [4]. Продлению срока службы коксовых батарей посвящена работа [5], прочности жаростойкого бетона на сжатие при нагреве, кубиковой и призмочной прочности бетона при



повышенных температурах – работы [6-8].

Разработанная модернизированная конечно-элементная рамная модель расчета фундаментов, состоящая из отдельных конечных стержневых элементов различной высоты, показала свою эффективность по сравнению с традиционной рамной системой [9]. Новая расчетная модель увеличила надежность конструкции фундамента за счет приближения к действительной плоской арочной системе, однако остался нерешенным ряд вопросов, связанных с упрощающими предпосылками рамной схемы.

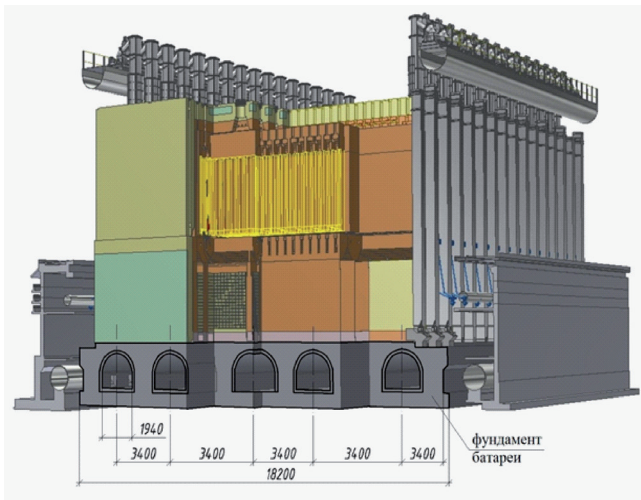


Рис 1. Поперечный разрез коксовой батареи с боковым подводом отопительного газа, включая железобетонный фундамент.

Как в работе [9], методика расчета железобетонных конструкций фундаментов коксовых батарей показана на примере проекта реконструкции фундамента коксовых батарей ОАО «Алчевсккокс» КБ №10 БИС. При реконструкции КБ №10 используется нижняя монолитная плита существующего фундамента, на которой сооружается монолитный железобетонный массив таких же размеров.

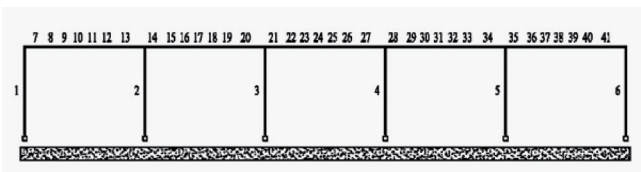


Рис 2. Рамная схема фундамента коксовых батарей с боковым подводом отопительного газа.

При расчете рамы фундаментов обычно заземляют стойки в нижних узлах. Для снижения температурных усилий, развивающихся в процессе разогрева коксовых батарей и при их охлаждении, между массивом фундамента и нижней фундаментной плитой выполняется шов скольжения в виде слоя графитовой смазки (рис. 2). Поэтому проведен анализ влияния характера соединения фундамента

с плитой основания на распределение усилий и деформаций. Из рассмотренных вариантов единственным приемлемым является вариант при закреплении средней стойки – №3 в нижнем узле и подвижными шарнирами в опорных узлах остальных стоек со скользящим шарниром между массивом и фундаментной плитой.

Расчет по стержневой рамной схеме позволяет выявить усилия в поперечнике фундамента от силовых и температурных воздействий, но напряженное состояние, то есть значения напряжений, этот расчет не раскрывает. Кроме того, в продольном направлении фундамент представляет собой рамно-стенчатую конструкцию, в которой образуются температурные напряжения, приводящие к трещинообразованию.

С целью совершенствования конструктивного решения фундамента и разработки проекта его реконструкции проведено численное исследование объемного напряженно-деформированного состояния по конечно-элементной расчетной схеме при совместном воздействии температуры и нагрузки.

Расчеты проведены в среде программного комплекса ЛИРА. Рассмотрены два варианта расчетных схем фундамента: плоское напряженно-деформированное состояние и объемное.

ПЛОСКОЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ

В соответствии с конечно-элементной схемой расчета температурного поля [10] плоская модель поперечника фундамента составлена из 1361 универсальных прямоугольных элементов КЭ21 плоской задачи и имеет 1521 узлов (рис. 3).

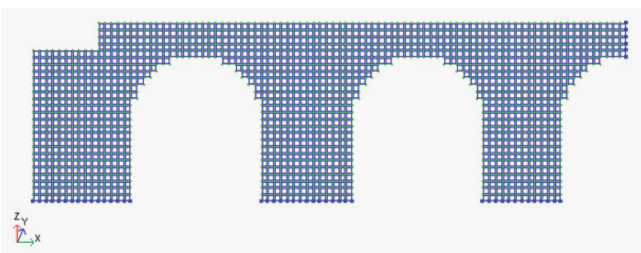


Рис 3. Плоская расчетная схема фундамента коксовой батареи.

В связи с симметрией моделировалась половина поперечника фундамента и для ее обеспечения на узлы в месте рассечения наложены связи по направлению X. Нижние узлы стоек закреплены по вертикали Z, нижний крайний узел третьей стойки (№44) закреплен по X и Z, т.е. реализуется шарнирная схема, моделирующая шов скольжения между массивом и нижней фундаментной плитой.

Для определения жесткости пластины КЭ21 заданы следующие характеристики: начальный модуль упругости $E = 2,3 \cdot 10^6 \text{ Тс/м}^2$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$, толщина пластины (вдоль батареи)



$H = 100$ см, плотность $R_0 = 2,4$ Тс/м³.

Фундамент рассчитывался на 3 загрузки.

1 загрузка - собственный вес фундамента, который задавался автоматически.

2 загрузка - расчетная нагрузка от веса кладки и оборудования – в виде равномерно распределенной силы вдоль глобальной оси Z для верхней поверхности фундамента $P = 19,7$ Тс/м, сосредоточенные силы 6 Тс с шагом 1300 мм и 1,65 Тс с шагом 1340 мм, приложенные к верхней поверхности фундамента в зоне газораспределительных клапанов (фуксов), что на толщине пластины 100 см составило 4,62 Тс и 1,231 Тс соответственно.

3 загрузка – температурное воздействие. По результатам расчета [10] в каждом конечном элементе задавалось значение средних температур $T_1 = (t_1 - t_2)/2$, $T_2 = t_1 - t_2 = 0$ и коэффициент линейной температурной деформации бетона $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ 1/°С.

В расчетах, как и при рамной схеме, принят минимальный коэффициент трения $f=0,2$, с учетом которого подсчитаны максимально возможные усилия трения, которые могут возникнуть при температурном расширении в основании фундамента, приложенные в виде сил вдоль глобальной оси X. Для их определения проведены расчеты по первым двум загрузкам, выявлены нормальные напряжения в вертикальном направлении N_z , по суммам которых вычислены горизонтальные усилия трения. Эти силы направлены в сторону точки закрепления, т. е. против направления расширения.

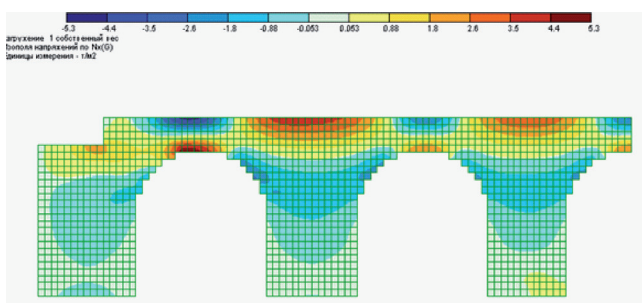


Рис 4. Распределение нормальных напряжений N_x в поперечном сечении фундамента коксовой батареи при нагрузке от собственного веса.

Результаты расчета приведены на рис. 4 и 5.

На рис. 4 показано распределение нормальных напряжений в горизонтальном направлении, из которого следует вывод об адекватности рамной стержневой схемы. В первом, во втором и третьем пролетах в нижних частях арочных перемычек возникают растягивающие, а в верхних – сжимающие напряжения, что соответствует напряжениям от пролетных изгибающих моментов в рамной схеме.

Напряжения от воздействия температуры значительно превосходят напряжения от статической нагрузки (рис. 5).

Подбор армирования проведен в проектирующей

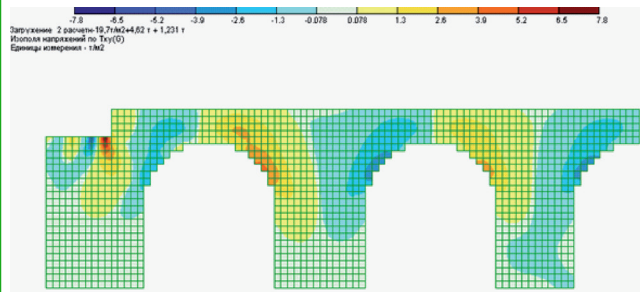


Рис 5. Распределение нормальных напряжений N_x в поперечном сечении фундамента коксовой батареи при нагреве.

системе железобетонных конструкций ЛИР-АРМ. В качестве параметров материалов приняты: тип – пластина, бетон – В20, арматура – А-III продольная, А-I – поперечная. На рис. 6 показана площадь арматуры на 1 п. м с учетом трещинообразования по направлению оси X. Наблюдается неравномерное распределение армирования по высоте арочных перемычек, а также увеличенный процент армирования по контуру арки первого пролета.

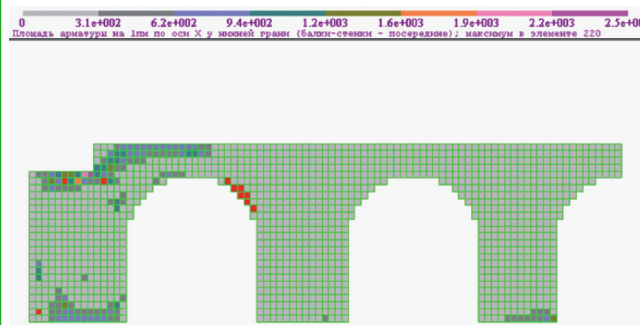


Рис 6. Площадь арматуры на 1 п. м с учетом трещинообразования по направлению оси X.

Результаты расчета позволяют создать базу для конструирования железобетонных элементов фундамента с учетом температурных напряжений.

ОБЪЕМНОЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ

В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. Объемная модель фундамента составлена из 6805 пространственных восьмиузловых изопараметрических элементов типа КЭ36 и имеет 9126 узлов.

Моделировалась четверть фундамента (рис.7, 8, 9); для обеспечения симметрии на узлы в месте рассечения наложены связи: в торцевой части по направлению Y, в боковой – по направлению X. Узлы под простенками закреплены по вертикали Z для реализации шарнирной схемы, моделирующей шов скольжения между массивом и нижней фундаментной плитой.

По аналогии с плоской задачей принят минимальный коэффициент трения $f=0,2$, с учетом которого подсчитаны максимально возможные усилия трения, которые могут возникнуть при тем-



пературном расширении в основании фундамента, приложенные в виде сил вдоль глобальных осей X и Y. Для их определения проведены расчеты от собственного веса фундамента и расчетной нагрузки от кладки печей и оборудования, выявлены нормальные напряжения в вертикальном направлении N_z , по которым вычислены горизонтальные усилия трения по направлениям осей X и Y. Выявлено, что усилия трения распределяются в поперечном направлении неравномерно: для первого пролетка изменяются от 0,165 Тс (для первого узла) до 2,38 Тс (для последнего пятнадцатого), для второго пролетка от 2,46 Тс до 1,76 Тс и для третьего пролетка более равномерно, от -2,06 до 2,2 Тс. Эти силы направлены в сторону узлов закрепления в торцевой и боковой частях фундамента, т. е. против направления расширения.

Следовательно, необходимо подбирать арматуру по максимальным значениям из возможных комбинаций

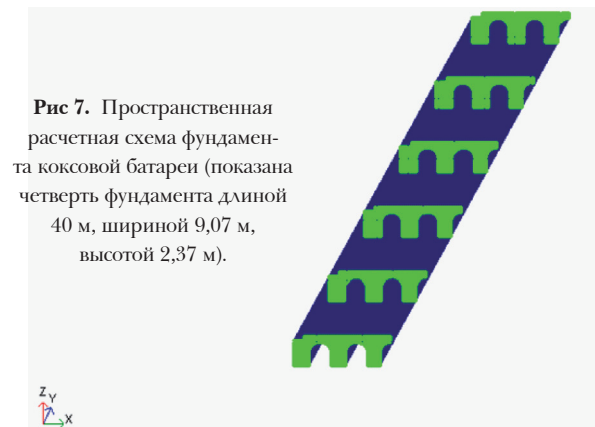


Рис 7. Пространственная расчетная схема фундамента коксовой батареи (показана четверть фундамента длиной 40 м, шириной 9,07 м, высотой 2,37 м).

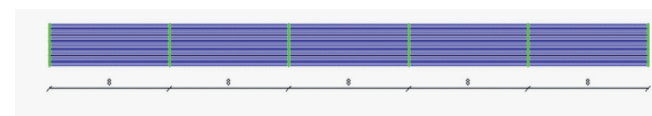


Рис 8. Схема дискретизации фундамента коксовой батареи объемными элементами в продольном направлении.

наций сочетаний, что и производится автоматически при расчете по рамной схеме или при решении плоской задачи, генерируя таблицу расчетных сочетаний. Однако стержневая схема лишена возможности оценки локального напряженного состояния, что существенно при оценке несущей способности фундамента в условиях воздействия высоких температур.

Для определения жесткости объемного элемента КЭ36 заданы следующие характеристики: начальный модуль упругости $E = 2,1 \cdot 10^6$ Тс/м², коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$. В зоне фуксов имеются наклонные каналы для отвода продуктов горения в борова. Эта зона моделировалась так же, как и основной массив, непрерывными конечными элементами, но с другим, пониженным модулем упругости $E = 1,05 \cdot 10^6$ Тс/м².

Аналогично рамной и плоской схеме в пространственной задаче выявлено растяжение в пролетных и опорных зонах перемычек от собственного веса и расчетной нагрузки (рис. 10, 11).

На рис. 12 показано распределение нормальных

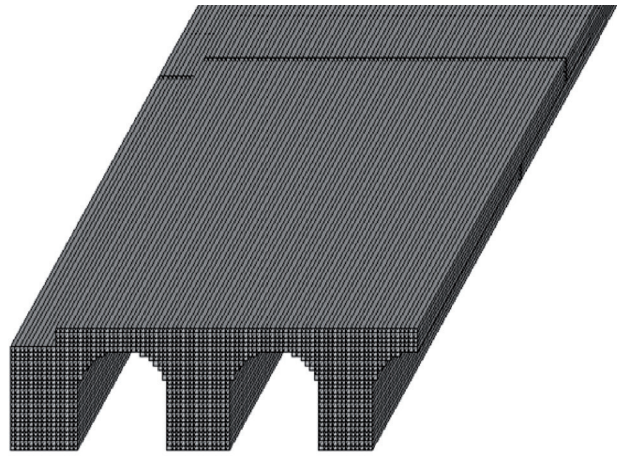


Рис 9. Пространственная расчетная схема фундамента коксовой батареи (показан первый блок).

напряжений N_x в наиболее удаленном от центра батареи блоке №1 фундамента коксовой батареи от нагрева. В поперечном направлении от температуры возникают наибольшие растягивающие напряжения в верхней зоне арочной перемычки первого пролета. Растягивающие напряжения меньшей величины возникают также в перемычке второго пролета, имеет место растяжение и в опорных частях пролетков.

От нагрева в продольном направлении растянутой оказалась значительная часть объема фундамента (рис. 13). Растягивающие нормальные напряжения N_z наблюдаются и в вертикальном направлении.

Температурные сдвиги вдоль перемычки первого пролета определяются касательными напряжениями T_{xy} , в верхней зоне арки первого пролета возникает концентрация касательных напряжений T_{xz} и T_{yz} .

Наложение температурных воздействий на силовые существенно изменило напряженное состояние. Например, при силовых воздействиях максимальные напряжения в первом пролете для элемента составили $N_x = 14,15$ Тс, при совместном воздействии температуры и нагрузки они поменяли знак: $N_{xT} = -7$ Тс. Для второго пролета $N_x = 6,28$ Тс и $N_{xT} = -8$ Тс.

Для численного исследования влияния длины тем-

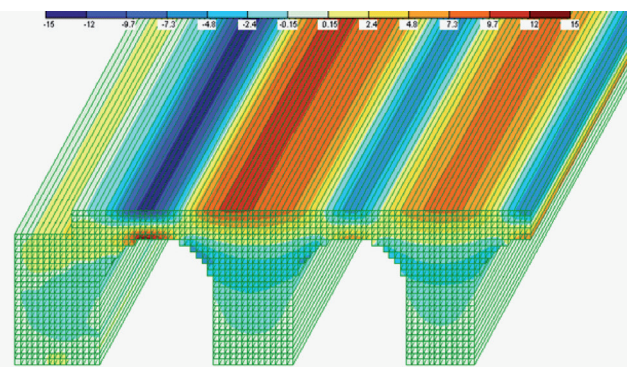


Рис 10. Распределение нормальных напряжений N_x в блоке №1 фундамента коксовой батареи от собственного веса и расчетной нагрузки.

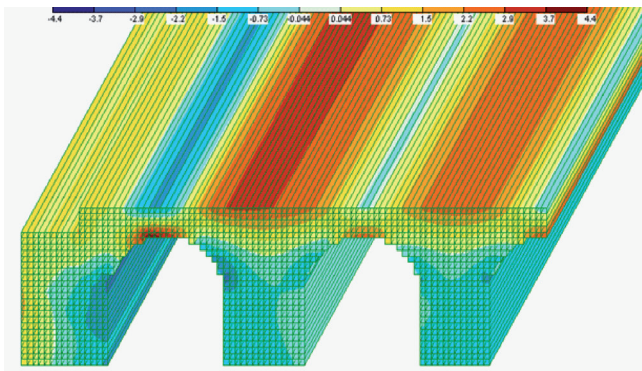


Рис 11. Распределение нормальных напряжений N_y в блоке №1 фундамента коксовой батареи от собственного веса и расчетной загрузки.

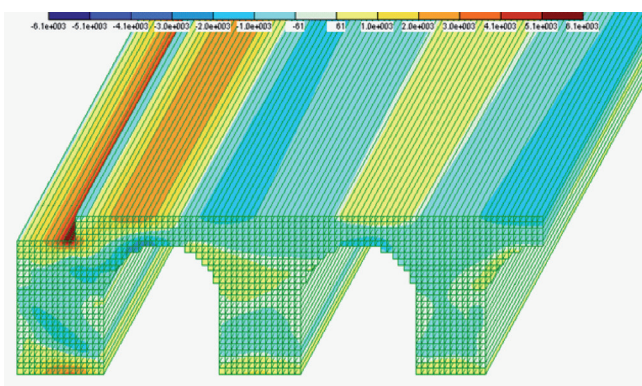


Рис 12. Распределение нормальных напряжений N_x в блоке №1 фундамента коксовой батареи от нагрева.

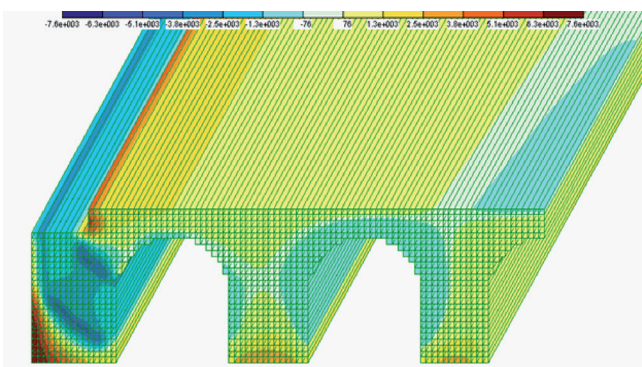


Рис 13. Распределение нормальных напряжений N_y в блоке №1 фундамента коксовой батареи от нагрева.

пературного блока на напряженно-деформированное состояние фундамента рассмотрена температурная пространственная задача при нагреве всех элементов модели на одинаковую среднюю температуру 300 °С.

Проведенный анализ показывает, что температурные напряжения уменьшаются по мере укорочения температурного блока. Учитывая, что при охлаждении после нагрева напряжения в продольном направлении N_y становятся растягивающими, подбор длины блоков производится либо по предельным деформациям растянутого бетона, либо из условия ограничения ширины раскрытия трещин.

ВЫВОДЫ

1. Конструкция фундаментов коксовых батарей с боковым подводом отопительного газа должна рассчитываться по нескольким расчетным схемам: в поперечном направлении по рамной стержневой и по плоской схеме, в продольном – по пространственной схеме.
2. Для обеспечения жесткости узлов сопряжения ригеля со стойками необходимо использовать соответствующие конструктивные решения, в частности, объединения горизонтальных и вертикальных каркасов в местах сопряжения, установке дополнительной специальной арматуры и др.
3. Арматура в колоннах окаймляет профиль арки. Близкое расположение арматуры к поверхности борова создает дополнительное напряженное состояние в связи с ускоренным, по сравнению с основной массой фундамента, нагревом, существенным различием коэффициентов линейного температурного расширения жаростойкого бетона ($7 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$) и арматуры ($12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$). Для устранения этих недостатков предлагается провести корректировку армирования с учетом указанных особенностей.
4. Проведенный анализ вариантов рамных расчетных схем показал, что основным фактором, определяющим несущую способность фундамента, является температура. Даже при наличии шва скольжения величина температурного изгибающего момента в 3,5...5,5 раз превышает величину изгибающего момента от нагрузки. Полученная картина напряженного состояния объясняет обнаруженные на ряде фундаментов коксовых батарей при натурных обследованиях дефекты: обрушенный защитный слой бетона в бороздах при отсутствии футеровки, провисшие и оборванные стержни продольной арматуры.
5. Расчет фундамента по пространственной схеме показал увеличение нормальных напряжений в продольном направлении N_y при воздействии температуры и нагрузки по мере приближения к неподвижной плоскости (в данном случае центру батареи). Для исключения образования поперечных трещин по длине фундамента его следует расчленить на отдельные блоки. Проведенное численное исследование влияния длины температурного блока на напряженно-деформированное состояние фундамента показало, что температурные напряжения уменьшаются по мере укорочения температурного блока. Учитывая, что при охлаждении после нагрева напряжения в продольном направлении N_y становятся растягивающими, подбор длины блоков следует проводить по критерию ограничения продольных напряжений.



ЛИТЕРАТУРА

1. 98/03564 Technical trends in the redesign and construction of coke oven batteries and units for dry quenching of coke. Fuel and Energy Abstracts. – September, 1998. – Vol. 39, Is. 5. – P. 336.
2. C. Bénard, S. Berekdar, C. Duhamel, M.-M. Rosset (1989, 1990). Input-output nonlinear model of a coke oven battery. Control Applications of Nonlinear Programming and Optimization. - P. 95-99.
3. Jacek Smolka, Lukasz Slupik, Adam Fic, Andrzej J. Nowak, Ludwik Kosyrzyk (June 2015). CFD analysis of the thermal behaviour of heating walls in a cokeovenbattery. International Journal of Thermal Sciences, Vol. 104. - P. 186-193.
4. Sangho Choi, Moncef Krarti (September 1996). Slab heat loss calculation with non-uniform inside air temperature profiles. Energy Conversion and Management, Vol. 37, Issue 9. – P. 1435-1444.
5. Продление срока службы коксовых батарей. По материалам 4-го Европейского конгресса по коксохимическому и доменному производствам // Кокс и химия. - 2001. - №4. - С. 21-25.
6. Гитман Г.Ф. Прочность жаростойкого бетона на сжатие при нагреве. — в кн.: Жаростойкий бетон и железобетон и области их эффективного применения / Гитман Г.Ф., Малкина Т.Н., Милованов А.Ф. – Волгоград: ВИИГХ, 1969.
7. Десов А.Е. Кубиковая и призматическая прочность бетона при повышенных температурах. Бетоны для атомных реакторов. Т. II / Десов А.Е., Некрасов К.Д., Милованов А.Ф. // Американский институт бетона. Специальная публикация SP-34. — Детройт — Мичиган, 1972.
8. Милованов А.Ф. Жаростойкий железобетон / Милованов А.Ф. - М.: Госстройиздат, 1963.
9. Фомин С.Л. Модернизированная рамная модель расчета коксовых батарей с боковым подводом отопительного газа / Фомин С.Л., Кравченко А.М. // Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд: матеріали VII Міжнародної наукової конференції. - Харків: ХНУБА, 2015. – С. 149-151.
10. Фомин С.Л. Температурные поля в конструкциях фундаментов коксовых батарей / Фомин С.Л., Кравченко А.М. // Науковий вісник будівництва. - Вип. 73. – Харків: ХНУБА, ХОТВ АБУ, 2013. – С. 436-444.
- (1989, 1990). Input-output nonlinear model of a coke oven battery. Control Applications of Nonlinear Programming and Optimization. - P. 95-99.
3. Jacek Smolka, Lukasz Slupik, Adam Fic, Andrzej J. Nowak, Ludwik Kosyrzyk (June 2015). CFD analysis of the thermal behaviour of heating walls in a cokeovenbattery. International Journal of Thermal Sciences, Vol. 104. - P. 186-193.
4. Sangho Choi, Moncef Krarti (September 1996). Slab heat loss calculation with non-uniform inside air temperature profiles. Energy Conversion and Management, Vol. 37, Issue 9. – P. 1435-1444.
5. Продление срока службы коксовых батарей. По материалам 4-го Европейского конгресса по коксохимическому и доменному производствам // Кокс и химия. 2001. №4. с. 21-25.
6. Gitman G.F., Malkina T.N., Milovanov A.F. Prochnost zharostoikogo betona na szhatie pri nagreve. — в кн.: Zharostoikii beton i zhelezobeton i oblasti ikh effektivnogo primeneniia [Compression refractory concrete strength at heating. – in book: The refractory concrete and reinforced concrete and spheres of their effective application]. – Volgograd: VIIGKh, 1969.
7. Desov A.E., Nekrasov K.D., Milovanov A.F. Kubikovaia i prizmennaia prochnost betona pri povyshennykh temperaturakh. Betony dlia atomnykh reaktorov. T. II. [Concrete cube and prism strengths at high temperatures. Concretes for atomic reactor. V. II]. American Concrete Institute. Special publication SP-34. - Detroit - Michigan, 1972.
8. Milovanov A.F. Zharostoikii zhelezobeton [The refractory concrete]. - М.: Gosstroizdat, 1963.
9. Fomin S.L., Kravchenko A.M. Modernizirovannaia ramnaia model rascheta koksovykh batarei s bokovym podvodom otopitelnogo gaza [Advanced frame model to calculate side heated coke-oven batteries]. Resource and safety of structures, buildings and facilities operation: materials of the VII International Scientific Conference. – Kharkiv: KhNUBA, 2015. – P. 149-151.
10. Fomin S.L., Kravchenko A.M. Temperaturnye polia v konstruktsiakh fundamentov koksovykh batarei [Temperature fields in coke-oven batteries structures]. Scientific Bulletin of Construction. No.73. - Kharkiv: KhNUBA, HkOTV ABU, 2013. – P. 436-444.

REFERENCES

1. 98/03564 Technical trends in the redesign and construction of coke oven batteries and units for dry quenching of coke. Fuel and Energy Abstracts. – September, 1998. – Vol. 39, Is. 5. – P. 336.
2. C. Bénard, S. Berekdar, C. Duhamel, M.-M. Rosset



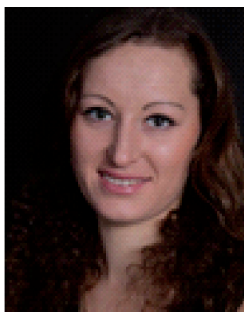
АВТОРИ



ДЕШКО В.І.
Д-р техн. наук,
завідувач кафедри
НТУУ "Київський
політехнічний
інститут".



ШЕВЧЕНКО О.М.,
Канд. техн. наук,
асистент НТУУ
"Київський
політехнічний
інститут".



БІЛОУС І.Ю.
аспірант НТУУ
"Київський
політехнічний
інститут".



КРАСОВСЬКИЙ О.П.
Канд. техн. наук,
керівник департаменту,
Український фонд
соціальних інвестицій.

ЕНЕРГЕТИЧНА СЕРТИФІКАЦІЯ БУДІВЕЛЬ ЗАКЛАДІВ СОЦІАЛЬНОЇ СФЕРИ

УДК 621:658.264

АНОТАЦІЯ

Розроблена шкала енергетичної сертифікації будівель закладів соціальної сфери. Надано рекомендації для побудови шкал енергетичної сертифікації будівель, що можуть бути використані для інших груп будівель. Дана шкала дає можливість оцінити впровадження енергозберігаючих заходів навіть при незначному поступі. Запропоновано алгоритм побудови шкал енергетичної сертифікації, що можуть бути використані для інших груп будівель.

The scale energy certification of buildings social institutions is developed. Recommendations for the scale of energy certification of buildings that can be used for other groups of buildings are presented. This scale enables to evaluate energy efficiency measures even with little progress. The algorithm for building energy certification scales that can be used for other groups of buildings is offered.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

будівлі соціальної сфери, енергетична сертифікація, енергоспоживання, енергозберігаючі заходи, шкала енергоефективно

ВСТУП

Через зношеність фонду будівель бюджетної сфери, збільшення витрат та брак бюджетного фінансування на покриття комунальних витрат і значно більшу потребу в проведенні заходів з енергозбереження та санації будівель питання аналізу ефективного використання енергетичних ресурсів є актуальним. Особливо це стосується об'єктів у сільській місцевості, де обсяг капіталовкладень соціального призначення у розрахунку на одного жителя залишається у 1,5...2 рази нижчим, ніж у містах [1–6].

В Україні налічується близько 98 тисяч бюджетних закладів, зокрема, з них: 16,4 тис. – дошкільних навчальних закладів (ДНЗ), 19,7 тис. – загальноосвітніх навчальних закладів, 19,2 тис. – бібліотек, 8,3 тис. – лікарських амбулаторно-поліклінічних закладів, 2,4 тис. – закладів охорони здоров'я [7].

Одним з елементів оцінки ефективності використання енергетичних ресурсів є енергетична сертифікація об'єктів – споживачів ресурсів, або енергетична сертифікація, як це прийнято в світовій термінології, зокрема в стандартах ЄС [8, 9]. Витрати на опалення бюджетних установ в Україні є у 2...3 рази ви-



щими (клас енергоефективності будівель F, E), ніж витрати на опалення аналогічних установ країн Європейського Союзу (ЄС), причому це не гарантує дотримання санітарних вимог в приміщеннях бюджетних установ.

Огляд існуючих схем енергетичної сертифікації будівель. Шкала енергоефективності, що діяла в Україні до 01.01.2016, враховувала лише потребу будівлі на опалення, натомість чинні в Європі шкали включають в себе потребу на опалення, охолодження, ГВС, електроенергію. З 1 січня 2016 року набув чинності адаптований європейський стандарт EN 15217, що включає всі види енергії.

Відповідно до [10–14] сертифікат характеристики енергетичного стану будівлі включає еталонні значення нормативних і фактичних показників, щоб користувачі могли порівняти і оцінити енергетичну ефективність будівлі, та супроводжується рекомендаціями щодо рентабельного покращення останньої.

На першому етапі введення енергетичної сертифікації будівель в Україні застосовуються правила визначення меж класів енергоефективності відповідно до [10], що полягають у визначенні відхилення енергетичного рейтингу будівлі від нормативно встановлених значень величин витрат енергії на одиницю опалюваної об'єму будівлі [11].

На другому етапі запровадження енергетичної сертифікації будівель в Україні, що настає після накопичення достатньої інформації про рівень енергоспоживання існуючого будівельного фонду, застосовуються правила визначення меж класів енергоефективності відповідно до ДСТУ Б EN 15217 [12].

Згідно з [12] загальний принцип побудови шкали

Таблиця 1. Класифікація будинків за енергетичною ефективністю згідно з ДБН В.2.6-31

Класи енергетичної ефективності будинку	Різниця у % енергетичного рейтингу будівлі E_p , від максимально допустимого значення, E_{max} або R_r , $[(E_p - E_{max}) / E_{max}] \cdot 100\%$
A	мінус 50 та менше
B	від мінус 49 до мінус 10
C	від мінус 9 до 0
D	від 1 до 25
E	від 26 до 75
F	76 та більше

Таблиця 2. Підходи до визначення класів енергетичної сертифікації будівель згідно з ДСТУ Б EN 15217

Класи енергетичної ефективності будинку	Правила визначення меж класів енергетичної ефективності
A	$EP < 0,5R_T$
B	$0,5 \cdot R_T \leq EP < R_T$
C	$R_T \leq EP < 0,5 \cdot (R_T + R_S)$
D	$0,5 \cdot (R_T + R_S) \leq EP < R_S$
E	$R_S \leq EP < 1,25 \cdot R_S$
F	$1,25 \cdot R_S \leq EP < 1,5 \cdot R_S$
G	$1,5 \cdot R_S \leq EP$

ефективності енергоспоживання будівель базується на використанні нормативних R_r (відповідає вимогам сучасних норм для типу будівлі, приймається згідно з ДБН В.2.6-31) та фактичних R_s (відповідає середньостатистичному фактичному показнику типу будівлі) даних про енергоспоживання типових Українських будівель.

Згідно з технічною термінологією, прийнятою у європейському стандарті EN 15217:2007, шкала градації (віднесення) питомих показників ресурсоспоживання у будівлях налічує 7 класів - від «А» до «G». При цьому, межі кожного класу різняться залежно від типу будівлі: школа, дошкільна установа, лікарня, тощо. В різних країнах використовуються різні за деталізацією типології будівель, наприклад за методологією оцінки питомих показників в рамках кампанії Дисплей розрізняють 15 типів будівель залежно від їх функціонального призначення [8].

У європейських стандартах, що визначають процедуру та порядок проведення енергетичної сертифікації будівель, визначено необхідність розробки методу оцінки енергоефективності як нових, так і існуючих будівель. У зв'язку з цим у EN 15603 [13] запропоновано два типи енергетичних рейтингів будівель: розрахунковий та інструментальний рейтинги.

При енергетичній сертифікації за Дисплей [8] використовується інструментальний підхід та загальний показник енергоспоживання будівлею, що враховує всі спожиті енергоносії, а саме: теплову енергію, електричну енергію, природний газ, мазут, вугілля, деревину, фотоелектричну енергію, тощо із зазначенням потреб, на які вони використовуються. Шкала Дисплей побудована для первинної енергії, тому при перерахунку кінцевої енергії в первинну використовуються перевідні коефіцієнти.

У Німеччині енергетичний сертифікат є обов'язковим документом з 2002 року для нових та суттєво модернізованих будівель. Вимоги до енергетичних сертифікатів існуючих будівель, призначених для продажу або оренди, а також громадського користування, були введені в липні 2008 року [15]. Метод розрахунку енергоспоживання будівлею, що використовується в Німеччині при енергетичній сертифікації - цілісний метод, детально описаний в стандарті DIN V 18599 [15], що надає метод підрахунку енергії, необхідної для опалення та охолодження будівлі, а також її нормального функціонування.

Енергетичне маркування будівель в Російській Федерації реалізується шляхом проведення енергетичної паспортизації. За допомогою енергетичного паспорта контролюється енергетична ефективність будівлі, під якою розумі-



ють певний рівень енергоспоживання на опалення при дотриманні комфортних умов. Виділяють 6 класів енергетичної ефективності від А до Е. Клас енергетичної ефективності визначається за величиною відхилення, у відсотках, розрахункового (виміряного або нормалізованого) значення від нормативного [15].

За результатами аналізу існуючих підходів до побудови шкал енергоефективності виявлено необхідність наявності значень нормативного споживання, середнього фактичного споживання, а також фактичного споживання енергії по категорії будівель. Відповідно інформація, що ґрунтується не тільки на проектних даних, але й на врахуванні фактичних даних – в достатній кількості та в систематизованому вигляді відсутня.

Отже, основною метою статті є розвиток методів енергетичної сертифікації та створення шкал енергоефективності.

Основні дослідження:

- 1) узагальнення енергетичних та експлуатаційних характеристик будівель соціальної сфери та встановлення репрезентативних значень для вибірки типових будівель;
- 2) аналіз питань налаштування шкали відповідно до значень параметрів нормативних та середніх фактичних/розрахункових показників споживання енергії та застосування сертифікації;
- 3) аналіз використання шкал сертифікації для демонстрації зміни рівня енергоефективності.

В рамках проекту «Сприяння розвитку соціальної інфраструктури» (2013-2016 рр.), що впроваджується Українським фондом соціальних інвестицій за фінансової підтримки Уряду Німеччини, виконано комплексну/часткову термомодернізацію більш ніж 60 будівель об'єктів бюджетних установ соціальної сфери, розташованих у Вінницькій, Кіровоградській та Львівській областях. Це типові невеликі об'єкти, більшість з них знаходяться в сільській місцевості. Для верифікації енергетичних показників проекту проводились енергетичні обстеження будівель соціальної сфери [6].

Характеристика об'єктів дослідження. Більшість об'єктів, що розглядалися в рамках інвестиційного проекту, – це школи та ДНЗ. Об'єкти частково використовують свої площі, що пов'язано зі зменшеною відносно проектних показників кількістю дітей. Дані особливості використання площ призводять до перевитрати споживання енергоресурсів, а отже, – надмірних витрат в бюджетній сфері.

Всі будівлі розташовані в I температурній зоні. До термомодернізації в розглянутій групі будівель соціальної сфери середній термічний опір зовнішніх непрозорих огорожень становив 0,8...1,5 м²К/Вт (мінімально до-

пустиме значення опору теплопередачі для стін 3,3 м²К/Вт), що призводить до надмірного споживання енергоресурсів та недотримання умов внутрішнього мікроклімату приміщень. Дерев'яні віконні блоки – у незадовільному стані, деревина за період експлуатації розсохлася, спостерігаються нещільності між рамою та склом. В багатьох вікнах відсутнє одне скло з двох. За низьких термічних опорів впровадження незначних енергозберігаючих заходів не завжди дає можливість покращити клас енергоефективності будівель.

На розглянутих об'єктах, що розташовані в сільській місцевості, використовували застарілі котли, деякі будівлі опалюються за допомогою печей (грубок). Основний вид палива в даній місцевості – це вугілля та дрова, так як в даних регіонах відсутній газ [6].

Результати дослідження. За фактичними показниками середнє споживання теплоти на опалення для закладів соціальної сфери становить 89 кВт·год/м³. Будинки в Європі сьогодні споживають 121...135 кВт·год/м². За фактичними значеннями розкид значень питомих показників відносно середнього досить значний та становить понад 50%. На рис. 1 приведено питомі показники теплоспоживання.

Питоме теплоспоживання основної частина будівель знаходиться в діапазоні 50...140 кВт·год/м³. Розміри розглянутих будівель різні (від 50 до 25000 м³). На рис. 2 наведено розподіл об'єктів за питомим енергоспоживанням без вилучених об'єктів.

За сучасними вимогами норма споживання теплової енергії становить: 31 кВт·год/м³ для шкіл, 36 кВт·год/м³ – для ДНЗ; 47 кВт·год/м³ – для закладів охорони здоров'я (амбулаторій, лікарень, фельдшерсько-акушерських пунктів (ФАП)) [10, 11].

Згідно з нормами, що діяли в період зведення будівель [16], норма споживання теплової енергії залежить від регіону, об'єму будівлі, року побудови. 70% розглянутих будівель побудовані в період 1970–1990 рр., деякі будівлі збудовані навіть в другій половині XIX сторіччя.

Для бюджетних закладів, що побудовано після 1981 року, норма споживання теплової енергії збільшилася порівняно з будівлями, зведеними до 1980

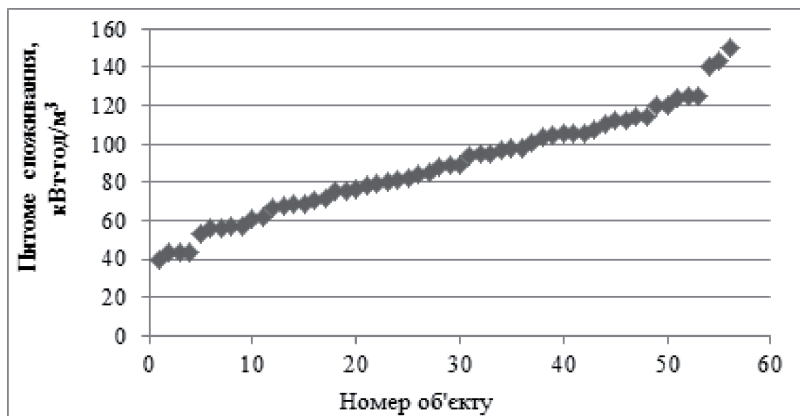


Рис.1. Питоме споживання об'єктів соціальної сфери.

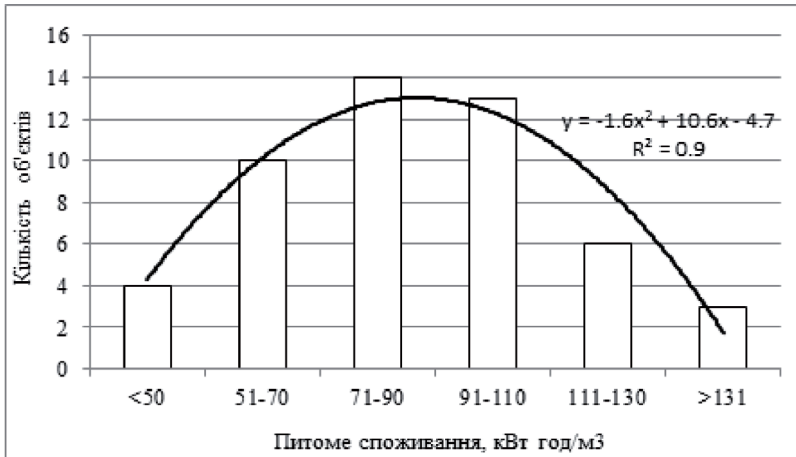


Рис. 2. Скоригований розподіл об'єктів за питомими значеннями теплоспоживання будівель.

року. Зі збільшенням об'єму будівлі нормоване питоме значення споживання теплової енергії зменшується. Для Львівської та Вінницької областей норми споживання теплової енергії однакові, та дещо більші порівняно з Кіровоградською областю [16], що пов'язано з урахуванням кліматичних умов. Порівняно з новими діючими нормами споживання теплової енергії, старі норми більші на 10...15 кВт·год/м³.

85% розглянутих будівель становлять школи та ДНЗ. Шкала енергетичної сертифікації була розроблена для ДНЗ та шкіл.

Загальна кількість шкіл у вибірці 32. Середнє питоме споживання даною групою 84 кВт·год/м³. Аналізували школи за роками побудови, 60% шкіл побудовано в період 1960–1980 рр. Нормативні значення для будівель, що побудовано до 1980 року, менші, ніж для будівель з 1981 року, але за фактичними даними картина обернена. Це пов'язано з тим, що будівлі, збудовані в XIX сторіччі, мають кращі теплофізичні властивості огорожень та зменшують загальні показники фактичного теплоспоживання.

Окремо розглянута група об'єктів ДНЗ. Майже всі вони побудовані до 1981 року (80%). Середнє питоме споживання даною групою складає 93 кВт·год/м³.

При побудові шкали енергетичної сертифікації будівель на розкид меж класів енергоефективності впливає співвідношення фактичних та нормативних значень енергоспоживання. На рис. 3 наведено вплив на загальний інтервал шкали та розподіл шкали на інтервали зміни нормативних значень R_f (а) та розрахункових/фактичних значень R_s (б) при співвідношеннях $R_f/R_s = \{0,3; 0,5; 0,8\}$.

З рис. 3 слідує, що варіації величи-

ни R_f більше впливає на розподіл інтервалів у верхній частині шкали, а зміна R_s – у нижній. Крім того, величина R_s при зміні співвідношень R_f/R_s впливає на величину загального інтервалу шкали. Тобто, коли співвідношення R_f/R_s прямує до одиниці, розкид шкали зменшується.

Відповідно до підходів, що запропоновані європейським стандартом EN 15217, основна частина будівель потрапляє в середину шкали (клас E, D). Заходи, що впроваджуються на об'єктах, не завжди дають можливість достатньо зменшити питоме енергоспоживання, щоб забезпечити перехід з класу в клас, тому що не в повному обсязі виконана термомодернізація,

недотримання комфортних умов до термомодернізації. Для кращої оцінки впроваджених заходів рекомендується розбити кожен клас на підкласи. Отже, шкала енергетичної сертифікації будівель матиме 14 класів.

Проект реалізується для більшості об'єктів, що розташовано в сільській місцевості. В кожному селі є школа та ДНЗ. Основним завданням була розробка універсальної шкали енергетичної сертифікації. З вище наведеного аналізу видно, що фактичні значення для шкіл та ДНЗ не суттєво відрізняються, аналогічно і з нормативними значеннями, що є підставою розглядати всі об'єкти разом.

Проведено аналіз відхилень EP (показник енергоефективності – energy performance indicator) від лівої

Таблиця 3. Фактичне питоме теплоспоживання будівель закладів соціальної сфери.

Рік побудови	до 1980		після 1980	
	Об'єм до 5 тис. м³	від 5 тис. м³	до 5 тис. м³	від 5 тис. м³
	кВт·год/м³			
Школи	85	78	85	77
ДНЗ	94	–	83	–

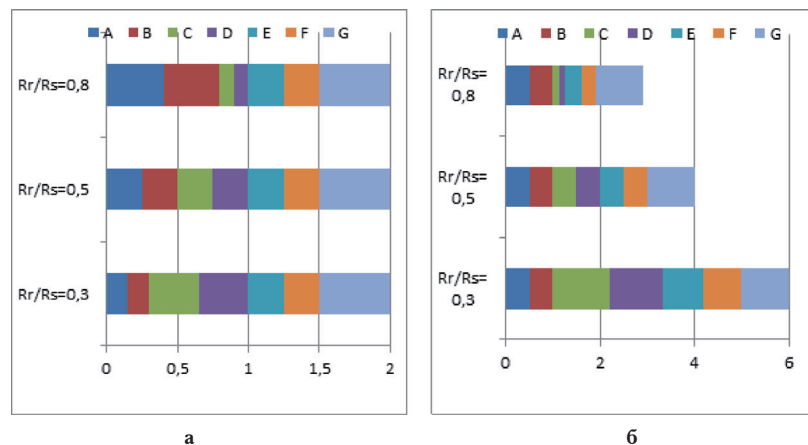


Рис. 3. Вплив зміни співвідношень R_f/R_s на положення класів енергетичної ефективності при варіюванні нормативних даних (а) та при варіюванні фактичних даних (б).



межі класу для трьох варіантів: 1) $R_{г,сер}$, $R_{s,сер}$; 2) R_T для кожної групи ($R_T = \{31, 36, 47\}$), $R_{s,сер}$; 3) R_T , R_S для кожної групи. На рис. 4 наведено розподіл об'єктів по відхиленням для середніх значень.

Більшість об'єктів потрапляють в діапазон відхилень [3...12). Для інших варіантів аналізу даних збільшується кількість об'єктів, котрі знаходяться в діапазоні [0...3), але основна частина розглянутих об'єктів потрапляє в групу відхилень [6...9).

Запропонована шкала енергетичної ефективності закладів соціальної сфери на 14 класів побудована за правилами, що наведено в табл. 4.

На рис. 5 наведено шкалу енергетичної ефективності об'єктів соціальної сфери.

За проектом передбачено виконання наступних основних енергозберігаючих заходів: заміна вікон на двокамерні енергозберігаючі склопакети; заміна входних дверей металопластиковими; встановлення рекуператорів теплоти у коридорах, спортивних та актових залах; перекриття даху з заміною стропильної системи та його утепленням; заміна або встановлення сучасних котлів; реконструкція системи опалення. Також за проектом на деяких об'єктах передбачено утеплення зовнішніх стін, встановлення теплових

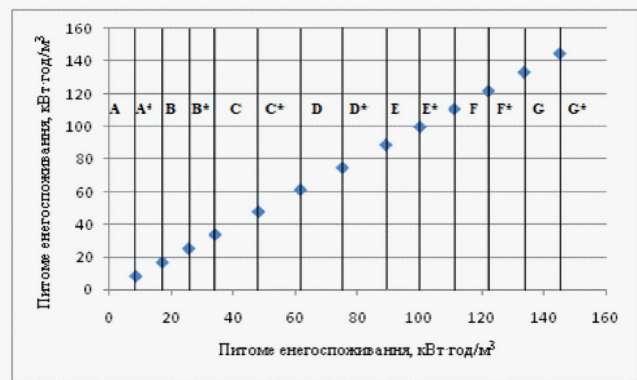


Рис.5. Шкала енергетичної сертифікації об'єктів соціальної сфери.

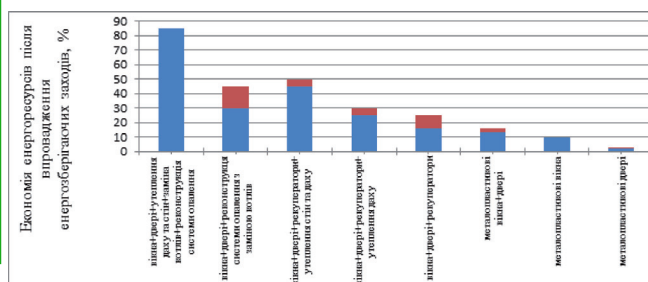


Рис.6. Рівень економії теплової енергії від впровадження комплексу енергозберігаючих заходів.



Рис.4. Відхилення об'єктів від лівої границі класу при умові, що $R_{г,сер}$, $R_{s,сер}$.

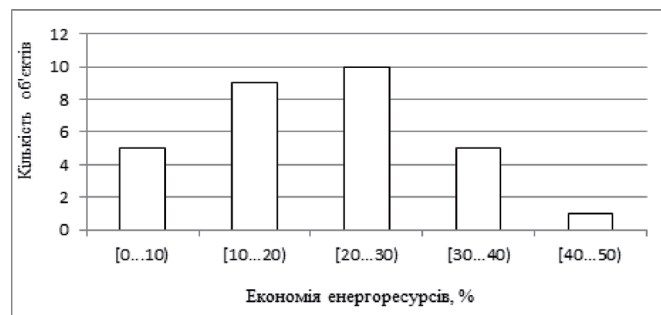


Рис.7. Розподіл об'єктів за відсотком економії від впровадження енергозберігаючих заходів.

Таблиця 4. Побудова шкали енергетичної сертифікації з розбивкою на 14 класів енергоефективності

Класи енергетичної ефективності будинку	Правила визначення меж класів енергетичної ефективності
A	$EP < 0,25R_T$
A*	$0,25R_T \leq EP < 0,5R_T$
B	$0,5R_T \leq EP < 0,75R_T$
B*	$0,75 \cdot R_T \leq EP < R_T$
C	$R_T \leq EP < 0,75R_T + 0,25R_S$
C*	$0,75R_T + 0,25R_S \leq EP < 0,5 \cdot (R_T + R_S)$
D	$0,5 \cdot (R_T + R_S) \leq EP < 0,25R_T + 0,75R_S$
D*	$0,25R_T + 0,75R_S \leq EP < R_S$
E	$R_S \leq EP < 1,125 \cdot R_S$
E*	$1,125R_S \leq EP < 1,25 \cdot R_S$
F	$1,25 \cdot R_S \leq EP < 1,375 \cdot R_S$
F*	$1,375 \cdot R_S \leq EP < 1,5 \cdot R_S$
G	$1,5 \cdot R_S \leq EP < 1,625 \cdot R_S$
G*	$1,625 \cdot R_S \leq EP$

насосів, впровадження електричного опалення і т. д.

Після впровадження енергозберігаючих заходів, що передбачено проектом, досягається наступний відсоток економії теплової енергії (рис. 6).

Енергозберігаючі заходи при впровадженні в комплексі мають більший ефект, ніж коли їх впроваджувати поодиноко. На рис. 6 червоним кольором показано діапазон економії теплової енергії від впровадження комплексу енергозберігаючих заходів на різних об'єктах. В діапазон 15...25% очікуваної економії енергоресурсів від впровадження енергозберігаючих заходів потрапляє найбільша кількість об'єктів.

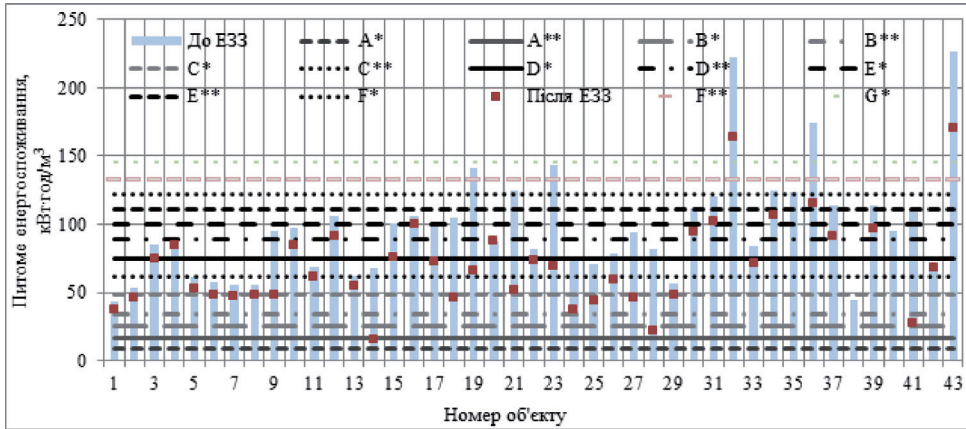


Рис.8. Питоме енергоспоживання будівель до та після впровадження енергозберігаючих заходів та межі класів енергоефективності

На рис. 7 наведено розподіл об'єктів за відсотком економії після реалізації передбачених проектом заходів.

На рис. 8 наведена зміна питомого теплоспоживання по об'єктах до та після впровадження енергозберігаючих заходів (ЕЗЗ). Горизонтальними лініями нанесено границі класів енергоефективності.

На більшій кількості об'єктів клас енергетичної ефективності покращується на одну сходинку. Застосування даної шкали дозволяє оцінювати клас енергоефективності бюджетних закладів соціальної сфери. Запропонована шкала енергетичної ефективності дозволяє оцінити покращення класу енергоефективності при малому поступі від енергозберігаючих заходів.

ВИСНОВКИ

В роботі проаналізовано більш ніж 60 типових будівель бюджетної сфери, що розташовано у сільській місцевості Вінницької, Кіровоградської та Львівської областей. Розроблено шкалу енергетичної ефективності будівель для закладів соціальної сфери. На основі проведених досліджень оцінено рівень енергоефективності об'єктів до та після рекомендованих заходів. Запропоновано підходи енергетичної сертифікації будівель.

ЛІТЕРАТУРА

1. Управління ефективністю енерговикористання у вищих навчальних закладах: монографія / [Білоус І.Ю., Дешко В.І., Сплавська В.О. та ін.]; під заг. ред. В.І. Дешка / - К.: НТУУ «КПІ», 2015. - 186 с.
2. Розен В.П. Энергетический мониторинг зданий высших учебных заведений / В.П. Розен, В.Ф. Ткаченко // Проблемы региональной энергетики. - Кишинев, 2013. - № 2. - С. 108-112.
3. Дешко В.І. Практичні питання енергоефектив-

ності: практичний посібник / Дешко В.І., Шовкалюк М.М., Шевченко О.М. - К.: Майстерня реклами «План Б», 2014. - 48 с.

4. Шовкалюк М.М. Аналіз енергетичних і матеріальних показників і балансів навчального закладу з розробкою енергозберігаючих заходів / М.М. Шовкалюк, І.Ю. Білоус // Экологические науки. - 2014. - № 1 /2014 (5) - С. 108-115.

5. Bilous I., Shovkaluyk M., Shevchenko E. Study level energy efficiency for public sector agencies // Proceedings of 8-th International Green Energy Conference (IGEC-8) [Monograph]. - Kyiv, June 17-19, 2013. - P. 230-231
6. Досвід впровадження міжнародного інвестиційного проекту з підвищення енергоефективності об'єктів соціальної сфери / [В.І. Дешко, М.М. Шовкалюк, В.Я. Євтухов та ін.] // Науковий вісник "Економіка і регіон". - Полтава. - 2015. - Вип. №6 (55). - С. 59-63.
7. Статистичний щорічник України. - К.: ДП "Інформаційно аналітичне агентство", 2014. - 443 с.
8. Праховник А.В. Энергетична сертифікація будівель / А.В. Праховник, В.І. Дешко, О.М. Шевченко // Наукові вісті НТУУ "КПІ". - 2011. - №1. - С. 140-153.
9. Дешко В.І. Створення моделі-еталону будівлі навчального закладу / В.І. Дешко, О.М. Шевченко, О.М. Галілейська // Енергоефективні екобезпечні технології та обладнання. - 2011. - №1. - С. 442-450.
10. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. - [Чинний від 2007-04-01]. - К.: Мінбуд України, 2006. - II, 65 с. - (Будівельні норми України).
11. Настанова з розробки та складання енергетичного паспорту будівель: ДСТУ-Н Б А.2.2-5:2007. - [Чинний від 2008-07-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2008. - IV, 43 с. - (Національний стандарт України).
12. Енергоефективність будівель. Методи для визначення енергоефективності та для енергетичної сертифікації: ДСТУ Б EN 15217. - [Чинний від 2014-01-01]. - К.: Мінбуд України, 2014. - VI, 37 с. - (Національний стандарт України).
13. Енергетична ефективність будівель. Загальне енергоспоживання та проведення енергетичної оцінки: ДСТУ EN 15603. - [Чинний від 2014-01-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2014. - VII, 84 с. - (Національний стандарт України).



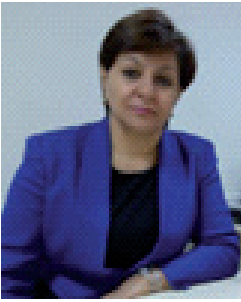
14. Енергоефективність будівель. Розрахунок енергоспоживання при опаленні та охолодженні. – На заміну ГОСТ 26629.85: ДСТУ Б EN ISO 13790:2011. — [Чинний від 2013-07-01]. – К.: Мінбуд України, 2013. - VII, – 241 с. — (Національний стандарт України).
15. Шевченко О.М. Системи енергетичного оцінювання об'єктів галузі освіти: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.14.01 "Енергетичні системи та комплекси" / О.М. Шевченко. – К., 2012. – 20 с.
16. Норми та вказівки по нормуванню витрат палива та теплової енергії на опалення житлових та громадських споруд, а також на господарсько-побутові потреби в Україні. КТМ 204. Україна 244—94. — К.: ЗАТ "ВІПОЛ", 2001. — 376 с.

REFERENCES

1. Bilous I.Yu., Deshko V.I., Splavska V.O., Sukhodub I.O., Shevchenko O.M., Shovkalyuk M.M.; pid zag. red. V.I. Deshka (2015) Upravlinnya efektyvnisty energetykorystannya u vishchikh navchalnykh zakladakh [Managing your energy in higher education]. - Kiev, NTUU «KPI». – 186 p. [in Ukrainian].
2. Rozen V.P. Tkachenko V.F. (2013) Energeticheskiy monitoring zdaniy vysshikh uchebnykh zavedeniy [The energy monitoring of buildings of higher education institutions]. Problemy regionalnoy energetiki – Regional energy issues, – Kishinev, 2, P. 108-112.
3. Deshko V.I. Shovkalyuk M.M., Shevchenko O.M (2014) Praktichni pitannya energoefektyvnosti. Praktichnyi posibnik [Practical issues of energy efficiency. Practical Guide]. – Kyiv: "Advertising Workshop" Plan B ". – 48 p. [in Ukrainian].
4. Shovkalyuk M.M. Bilous I.Yu. (2014) Analiz energetychnikh i materialnykh pokaznykh i balansiv navchalnogo zakladu z rozrobkoju energozberigayuchykh zakhodiv [Analysis of energy and material balances performance and the institution with the development of energy-saving measures]. Ekologicheskije nauki – Environmental Science, 5, 108-115. – P. 108-115 [in Ukrainian].
5. Bilous I., Shovkaluyk M., Shevchenko E. Study level energy efficiency for public sector agencies // Proceedings of 8-th International Green Energy Conference (IGEC-8) [Monograph]. – Kyiv, June 17-19, 2013. – P. 230-231.
6. Deshko V.I., Shovkalyuk M.M., Evtukhov V.Ya., Bilous I.Yu., Krasovsky O.P. (2015) Dosvid vprovadzhennya mizhnarodnogo investitsiyного proektu z pidvishchennya energoefektyvnosti ob'ektiv sotsialnoi sferi [Experience of project implementing international energy efficiency of social facilities]. Naukoviy visnik "Yekonomika i region" – Scientific Journal "Business and the region", 6(55), P. 59-63 [in Ukrainian].
7. Statistichnyi shchorichnik Ukrainu [Statistical Yearbook of Ukraine] (2014). Kyiv: DP "Informatsiyno analitichne agentstvo". – 443 p. [in Ukrainian].
8. Prakhovnik A.V., Deshko V.I., Shevchenko O.M. (2011) Yenergetichna sertifikatsiya budivel [Energy certification of buildings]. Naukovi visti NTUU "KPI" – Scientific news "KPI", 1, P. 140-153 [in Ukrainian].
9. Deshko V.I., Shevchenko O.M., Galileyska O.M. (2011). Stvorenniya modeli-etalonu budivli navchalnogo zakladu [Creating a model-building standard educational institution]. Yenergoefektyvni ekobezpechni tekhnologii ta obladnannya – Galilee ecosafety energy efficient technologies and equipment, 1, P. 442-450 [in Ukrainian].
10. Teplova izolyatsiya budivel [The thermal insulation of buildings] (2006). DBN V.2.6-31:2006. Kiev. – 65 p. [in Ukrainian].
11. Nastanovazrozrobkitaskladannyaenergetichnogo pasportu budivel [Guidelines for the design and assembly of building energy passport] (2007). DSTU-N B A.2.2-5:2007. – Kiev. – 43 p. [in Ukrainian].
12. Yenyergoyefektyvnist budivel. Metodi dlya viznachennya energoefektyvnosti ta dlya energetichnoi sertifikatsii [Energy performance of buildings. Methods for determining energy efficiency and for energy certification]. DSTU B EN 15217. - Kiev. – 37 p. [in Ukrainian].
13. Energoyefektyvnist budivyel. Zagalne energospozhivannya ta provedennya energetichnoi otsinki [Energy efficiency of buildings. The total consumption of energy and assessment]. DSTU EN 15603. – Kiev. – 84 p. [in Ukrainian].
14. Yenergoefektyvnist budivel. Rozrakhunok energospozhivannya pri opalenni ta okholodzhenni [Energy efficiency of buildings. Calculation of energy consumption for heating and cooling] (2013). DSTU B EN ISO 13790:2011. Na zaminu GOST 26629.85; Kiev. -241 p. [in Ukrainian].
15. Shevchenko O.M. (2012) Sistemi energetichnogo otsinyuvannya ob'ektiv galuzi osviti [Energy systems of assessment education]. Extended abstract of candidate's thesis. Kiev: NTUU "KPI". – 20 p. [in Ukrainian].
16. Normi ta vkazivki po normuvannyu vitrat paliva ta teplovoi energii na opalennya zhitlovykh ta громадських споруд, а також на господарсько-побутові потреби в Україні [Norms and instructions on rationing of fuel and heat energy for heating of residential and public buildings, as well as domestic needs in Ukraine] (2001). КТМ 204 Ukraina. - Kiev: ЗАТ "ВІПОЛ". – 376 p. [in Ukrainian].



АВТОРИ



SHIRINZADE I.N.
Doc. of Tech.
Sciences, Head of
Department at the
Azerbaijan University
of Architecture and
Construction, Baku



AHMEDOV N.M.
Senior Lecturer at the
Azerbaijan University
of Architecture and
Construction, Baku

RESEARCH OF WAYS OF CONCRETE CONSTRUCTIVE DURABILITY INCREASE IN MODERN TRANSPORT CONSTRUCTIONS

UDK 666.982

ABSTRACT

В данной статье рассмотрена целесообразность применения фибробетона для увеличения срока службы и улучшения качества несущих конструкций транспортных сооружений.

При этом использование стальной фибры является более эффективным. Применение стальной фибры позволяет выполнить армирование бетона по всему объему равномерно, что благоприятно сказывается на распределении напряжений в бетонном массиве.

The paper examines the applicability of fiber-reinforced concrete for extending the duration and improving the quality of the bearing structures of transport works.

The steel fiber use for these purposes is rather effective. The steel fiber ensures the uniform reinforcement in all concrete parts, which positively affects the distribution of stresses throughout the entire concrete block.

KEY WORDS

fiber-reinforced concrete, stresses, durability, crack resistance

The toughening of safety requirements caused the necessity of the increase of the values of applied-physics properties and durability of construction materials used in building, retrofitting and reconstruction of transport works. It is well-known that concretes used in transport works have high compression strength, but their tensile and flexural strength and resistance to cracking are low enough. If the concrete compression strength considerably increases, the tensile strength of high-strength concretes

increases to a little degree, which reduces the possibilities and efficiencies of their use [1 - 4].

The various methods exist for the improvement of the values of concrete properties mentioned above. The promising technique for concretes is the use of composite materials. The wide class of composite materials is represented by continuously reinforced concretes. The dispersal reinforcement can be carried out by steel, glass, basaltic, cellulose, synthetic, carbon and other fibers. The concrete reinforced with dispersed fibers is called fiber-reinforced concrete.

If compared with the ordinary concrete, the fiber-reinforced concrete has higher values of tensile, flexural, shearing, impact strength, resistance to fatigue, crack resistance, water tightness, frost resistance, high-temperature stability and fire resistance. The fiber-reinforced concrete can outperform the normal concrete by 15 – 20 times in fracture energy characteristics. All this ensures its high technical-and-economic efficiency. The concrete reinforcement permits to reduce partially or fully the traditional rebar works. Though the cost of fiber-reinforced concrete is higher as compared with the normal one, the economic effect of its application shall be achieved due to the reduction or steady decrease of the use of bar and wire reinforcement, concrete fabrics and reinforcing cages, and, first of all, due to the high durability and serviceability, increased overhaul periods and buildings safety under seismic impacts [5].

The various types of fibers are used as reinforcing elements. Fibers are classified by material (steel, glass, basalt, polypropylene), production method (slab milling, manufacturing from melt, steel sheet cutting or wire cutting), geometrical parameters (length, diameter, form of section) and the method of anchoring into concrete (profile, bending, rough surface). Besides, for concrete reinforcing the combination of a fiber and a reinforcement



rod has been used. The use of fiber-reinforced concretes in highway engineering is connected with the construction of bridges, tunnels, routes with cement concrete pavement, aerodromes, retaining walls, foundations, special purpose structures etc.

The calculation of a bottom retaining wall with a height of 6.88 m in the city of Gabala in the Republic of Azerbaijan may be considered as an example. Due to the dynamic loads caused by the car wheels the wall is subject to considerable tensile stresses. Based on the analysis of the retaining wall design it is possible to conclude that a fiber combination with a reinforcement rod will make it possible to reduce the crack openings width, cut down the consumption of reinforcement and concrete, and decrease the work labor input and construction time of a building (figures 1 and 2).

The comparison of the calculations of the reinforced concrete retaining wall with a total height of 6,88 m and of the normal concrete retaining wall shows that the fiber-reinforced concrete usage can affect savings of reinforcement up to 15% and of concrete up to 20% by one running meter of the retaining wall. Moreover, the fiber-reinforced concrete application considerably eases the process of structure reinforcing.

Therefore, based on the carried out analysis of the retaining wall, it is possible to draw the following conclusions:

- fiber in structures is not capable to take in full the considerable tensile stresses, so the use of fiber-reinforced concrete without reinforcement rod is reasonable under the relatively slight tensile stresses;
- the steel fiber use ensures the uniform reinforcement throughout the entire volume of concrete, which favorably influences the stresses distribution in bulk concrete [5];
- the fiber concrete reinforcement gives to concrete a plastic character of deformations and an enhanced

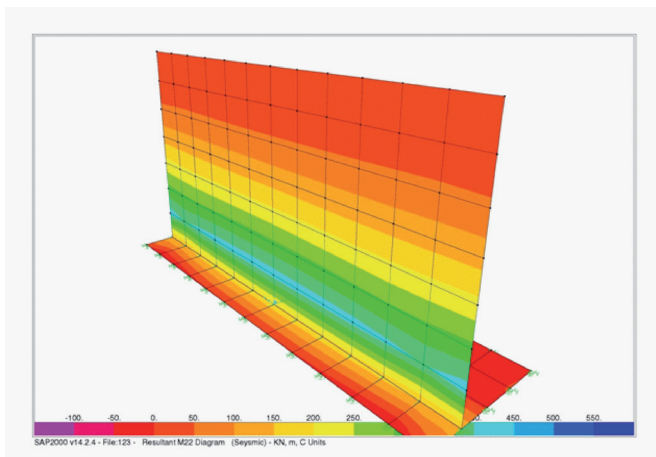
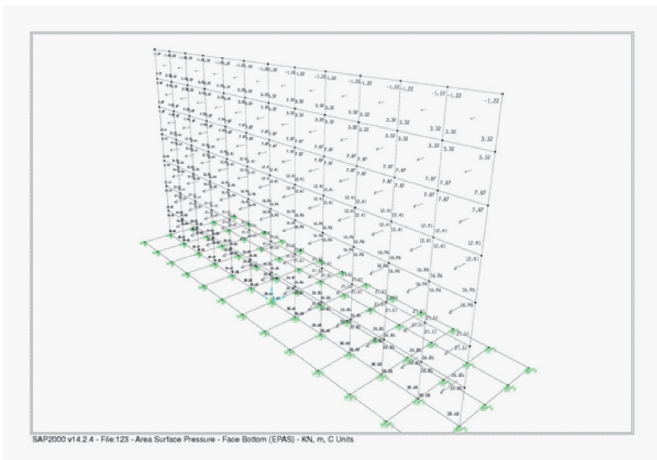
Retaining wall calculation, the city of Gabala, the Republic of Azerbaijan
Retaining wall with a height of $h = 6,88$ m

Input Data

Wall Dimensions				Unfactored Live Loads		General Parameters		Design Parameters	
H1 (m)	6.99	C (m)	0.5	W (kN/m)		Soil frict ϕ (°)	35	SF Overt.	1.4
H2 (m)	2	F (m)	0	P (kN)	981	Fill slope β (°)	0	SF Slip	1.4
H3 (m)	0	xf (m)		xp (m)	2.6	Wall frict δ (°)	20	ULS DL Factor	1.4
Hw (m)	0	At (m)	0.3	L (kN/m)	0	ρ Conc kN/m^3	25	ULS LL Factor	
Hr (m)	0.5	Ab (m)	0.5	xl (m)	0	ρ Soil kN/m^3	17.7	Pmax (kPa)	400
B (m)	0.6	Cov wall mm	50	Lh (kN/m)		f _{cu} (MPa)	39	Soil Poisson ν	0.6
D (m)	2.65	Cov base mm	50	x (m)	0	f _y (MPa)	350	DL Factor Cvt.	1.4

Seepage allowed
Active pressure applied on back of shear key for sliding

Theory : Coulomb
Wall type : Cantilever



crack resistance, thereby raising the structures durability and increasing overhaul periods by 1,8...2 times.

REFERENCES

1. Y.M. Piriyeu "Avtomobil yolları". Ali mekteb üçüy derslik. - Bakı, 1999. Azərbaycan neşriyyatı. - 556 s.
2. Fedotov G.A. Pospelov P.I. Highways surveying and designing: College textbook. - Moscow: Vysshiaia Shkola Publishing House, 2009: in 2 books.
3. Rabinovich F.N. Composites on the basis of dispersal reinforcement concretes. Theory and

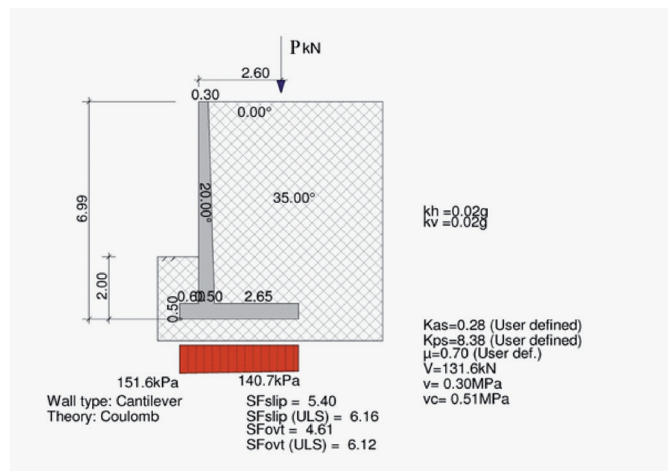
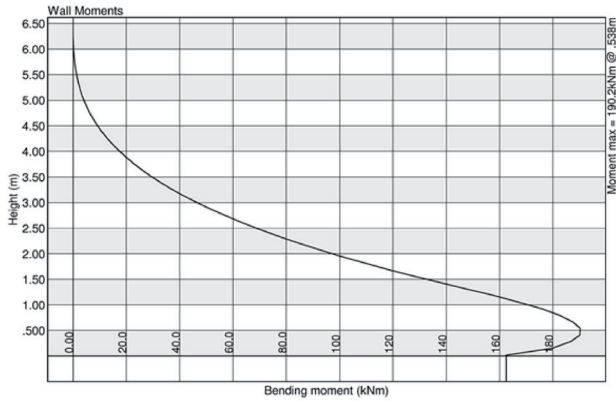


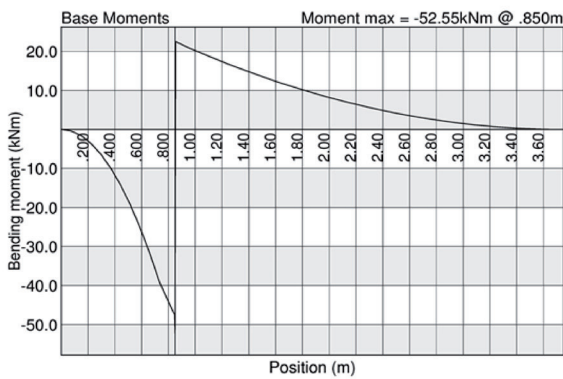
Fig. 1. Diagram of designing a retaining wall structure.



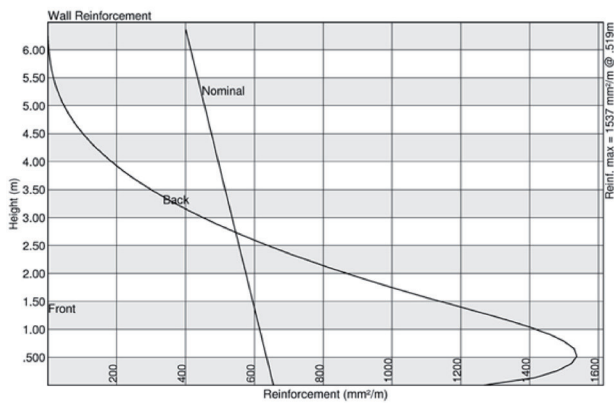
Wall Bending Moments



Base Bending Moments



Wall Reinforcement



Base Reinforcement

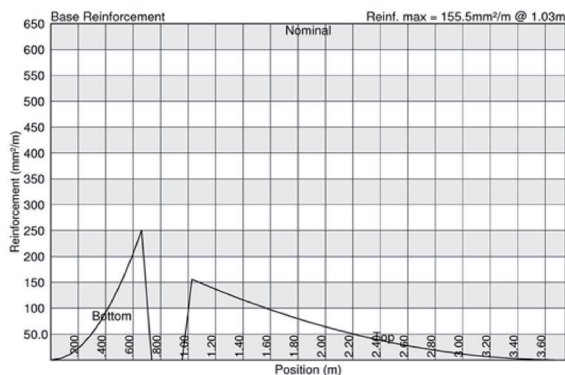
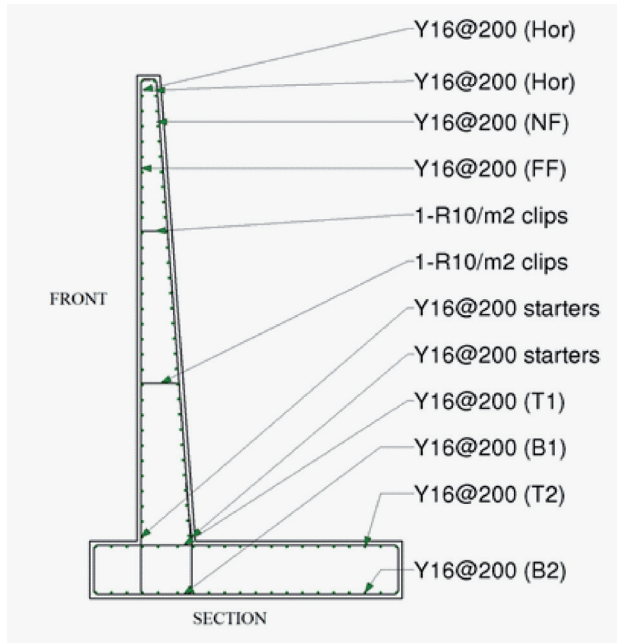
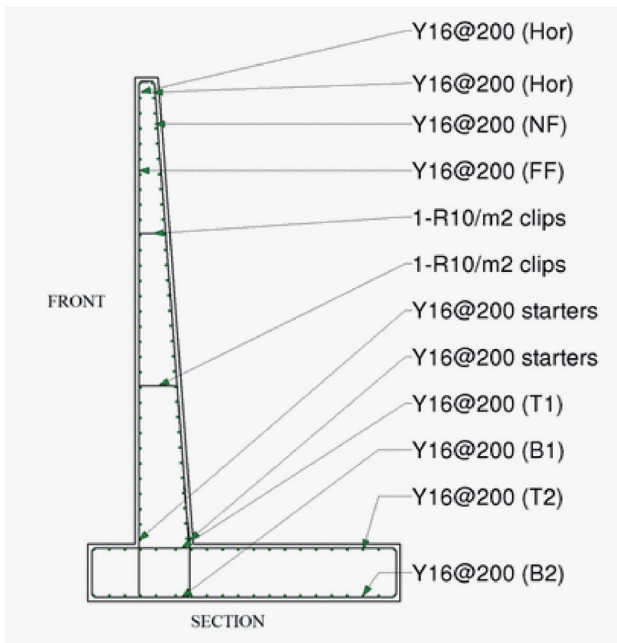


Fig. 2. Results of the retaining wall design.



The reinforcement of normal concrete retaining wall with a height $h = 6,88$ m.



The reinforcement of fiber-reinforced concrete retaining wall with a height $h = 6,88$ m.

- design issues, technology, structures: monograph / F.N. Rabinovich. - Moscow: ASV Publishing House, 2004. - 560 p.
- Highways construction: college textbook; ed. by V.V. Ushakov. - Moscow: Knorus Publishing House, 2013.
- Rusanov V.E. Determination of strength and deformation properties of steel fiber reinforced concrete for the tunnel lining calculation – Moscow: Vestnik MGSU, 2010. - № 2 - P. 189-197.



АВТОРИ



ЗОЦЕНКО М.Л.
доктор технічних наук, професор Полтавського національного технічного університету.



ШОКАРЕВ В.С.
Директор Запорізького відділення НДІБК, доктор технічних наук.

ГРИЦЕНКО В.В.
ГП ПАТ «ДІОС».



ШАПОВАЛ А.В.
ГП Запорізького відділення НДІБК, кандидат технічних наук.

СВЯТУН Р.Я.
начальник будівельного відділу «ПАТ ДІОС».

ПОСИЛЕННЯ ОСНОВИ СКЛАДУ ОЛІЇ ЄМНІСТЮ 26000 ТОНН У Г. МАРІУПОЛІ

УДК

АНОТАЦІЯ

На основі аналізу ґрунтових участків, приведені результати техніко-економічного порівняння варіантів підготовки основи і фундаменту складу нафти. Застосування буросмісильної технології при підготовці основи дозволило знизити вартість будівництва і виконання фундаменту неглибокого залягання в умовах високого залягання ґрунтових вод.

Based on the analysis of ground stations, the results of technical and economic comparison of options and preparation of foundation base oil stock. Application burosmesitelnoy technology in the preparation of the base will reduce the cost of construction and implementation of a shallow foundation incorporated in the conditions of high groundwater.

КЛЮЧЕВІ СЛОВА

складні геологічні умови, варіанти фундаментування, свай, буросмісильна технологія, ґрунтоцементні елементи

Постановка проблеми. Проект «Склад підсонячного масла ємністю 26000 тонн і наливний причал в Маріупольському торговому порту» характерен прежде всего тем, что реализовать его необходимо в условиях прибрежной зоны Азовского моря, всего в 200 м от берега Азовского моря. Площадка строительства располагается на неоднородных грунтах, в толще которых залегают суглинистые илы, текучие в водонасыщенном состоянии. Естественным основанием такие грунты служить не могут, поэтому возник вопрос выбора искусственного основания.

Анализ последних исследований. Инженерно-геологические условия площадки строительства представлены на разрезе (рис.1).

В геоморфологическом отношении территория приурочена к морской террасе Азовского моря. Рельеф площадки спокойный, носит ярко выраженный техногенный характер. Абсолютные отметки поверхности земли изменяются в пределах 2,50 – 3,00 м.

В геологическом строении территории принимают участие морские отложения, перекрытые техногенными (насыпными) грунтами.

В толще основания выделены 5 инженерно-геологических элементов, характеристики которых приведены в табл.1.

Площадка строительства располагается в г. Мариуполь с интенсивностью сейсмического воздействия 6 баллов (ДБН В. 1.1-12:2006, карта А). В связи с залеганием в основании водонасыщенных песков и суглинистых илов интенсивность расчетного сейсми-

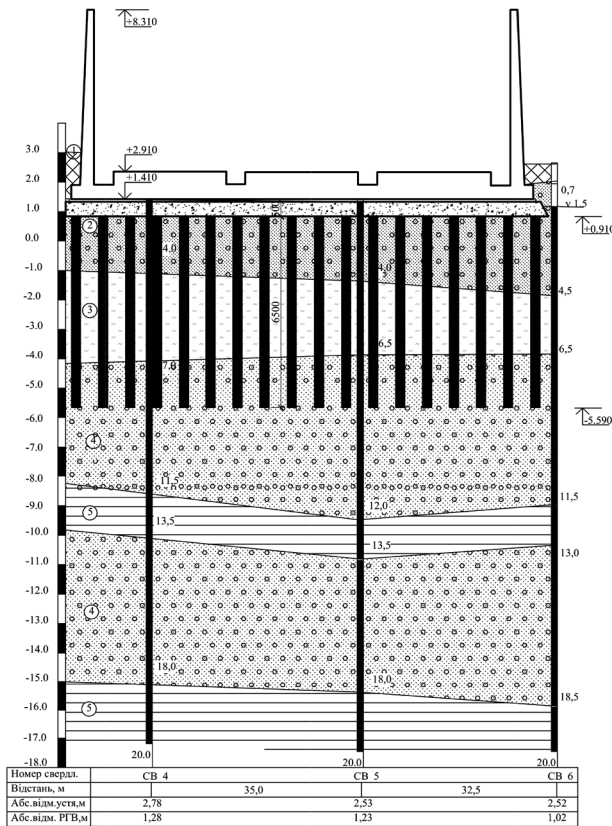


Рис.1. Інженерно-геологічний розріз.

Таблиця 1. Данні до інженерно-геологічного розрізу

Інженерно-геологічні елементи	Товщина слоя, м	Фізико-механічні властивості ґрунтів			
		щільність, ρ , т/м ³	модуль, Е, МПа	кут, ϕ , град.	зчеплення, с, кПа
ІГЕ-1. Насыпные грунты (строймусор, песок)	0,5-1,5	1,72	-	-	-
ІГЕ-2. - пески желто-серые, разнозернистые, с ракушкой, средней плотности, однородные, насыщенные водой	2,0-3,8	1,92	19,0	31	1,0
ІГЕ-3. Илы суглинистые, с прослоями песка и ракушки, текучие в водонасыщенном состоянии	3-4	1,82	3	4	5
ІГЕ-4. пески, разнозернистые, с ракушкой, глинистые, средней плотности, водонасыщенные, неоднородные.	5,5-6	1,94	26	33	1
ІГЕ-5. Глины серые, опесчаненные тугопластичные	1,5	1,95	21	16	17

ческого воздействия составляет 7 баллов (ДБН В. 1.1-12:2006 табл.1.1).

Глубина заложения грунтовых вод составляет 1,3-1,5 м от поверхности Земли. Грунтовые воды обладают сильной сульфатной агрессивностью по отношению к бетону марки W4 на портландцементе. При воздействии на железобетонные конструкции по содержанию в воде хлоридов, при постоянном погружении вода-среда неагрессивна, при периодическом смачивании — средне-агрессивная. При воздействии на металлические конструкции вода — средне-агрессивная. По степени потенциальной подтопляемости площадка проектируемого строительства относится к подтопленным территориям.

Грунты ІГЭ-3, представленные суглинистыми илами, имеют очень низкие значения деформационно-

прочностных характеристик, вследствие чего не могут быть рекомендованы в качестве основания фундаментов.

На основании ДБН В.2.1-10-2009 «Основания и фундаменты сооружений» пункт 15.1, 15.4, 15.7 рекомендуется в сложных инженерно-геологических условиях, которые представлены слабыми грунтами, рассмотреть вариант фундаментов неглубокого заложения на основании, усиленном грунтоцементными элементами.

В состав комплекса сооружений склада масла входят резервуары для хранения масла емкостью по 6500 т в количестве 5 штук, которые представляют собой металлические тонкостенные емкости в виде вертикальных цилиндров. Диаметр резервуаров по внутренней грани стенки составляет 17100 мм, высота — 32060 мм.

Резервуары ограждены защитной стеной высотой 6,4 м и полом из монолитного железобетона от аварийного разлива масла. Фундамент под резервуары выполнен из сплошной плиты — свайного ростверка толщиной 1500 мм под резервуарами, 500 мм на остальной площади. В нишах ограждающих стен расположены: насосная станция для слива - налива масла в ж/д и автотранспорт, насосная станция для слива - налива масла в автотранспорт, насосная станция для слива-налива масла в танкер, бытовые помещения, операторская автомобильных весов. По верхней грани ограждающей стены проложены инженерные коммуникации и электрические сети.

Общий вид монолитной железобетонной чаши представлен на рис 2.

По верху резервуары имеют переходные и подъемные стационарные лестницы. На площадке расположены другие здания и сооружения, выполненные в металлическом варианте по каркасной схеме. Однако железобетонная чаша с резервуарами масла в них является основным комплексом со значительными нагрузками.

Определение не решенных раньше частей общей проблемы. Конструктивные особенности проектируемого склада и сложные инженерно-геологические условия площадки строительства предопре-

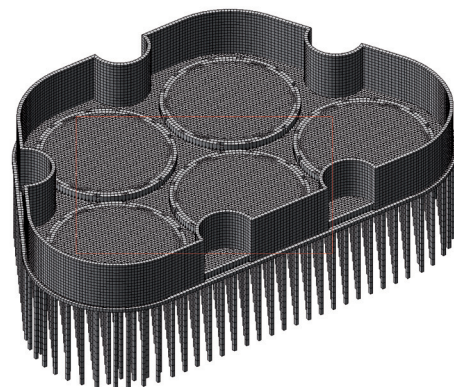


Рис.2. Общий вид монолитной железобетонной чаши и фундамента



деляют детальные исследования вариантов оснований и фундаментов сооружения.

Целью настоящей работы является выбор варианта основания и фундамента склада масла для конкретных конструктивных и инженерно-геологических условий строительства на основе детальной оценки конкурентно способных решений возведения нулевого цикла.

С учетом исходных данных для проектирования оснований и фундаментов, рассматривались свайные фундаменты для прорезки слабых слоев основания с заделкой их в ИГЭ-4 из условия восприятия ними нагрузки не более 600-800 кН на одну сваю. Это условие обосновано тем, что применение свай с более высокой несущей способностью будет вызывать значительное увеличение поперечных сил в плитном ростверке и, следовательно, увеличение его толщины и, соответственно, веса.

Плитный фундамент опирается на основание, усиленное свайным полем, через шов скольжения для снижения влияния горизонтальных сил сейсмического воздействия на надземные конструкции.

Сравнение вариантов устройства оснований выполнялось для устройства свайного основания под железобетонный ростверк фундаментов резервуаров масла и основания чаши для сбора аварийного разлива масла.

Длина свай принята из условий залегания грунтовых слоев геологического разреза под днищем железобетонного ростверка склада масла и несущей способности свай. Сваи проходят насыпные грунты, обводненные пески, текучие илы, обводненные пески разномерные, глины серые опесчаненные, тугопластичные и заглубляются нижними концами в пески слоя ИГЭ 4. Количество свай принималось по результатам расчета основания и несущей способности свай.

Учитывая все перечисленные неблагоприятные факторы, принято устройство свайного основания из свай на сульфатостойком цементе, посадка ростверка по глубине – выше уровня грунтовых вод.

Размер подошвы ростверка во всех вариантах принят из конструктивных соображений одинаковым (65,2x42,5 м). Высота ограждающих стен принята из условия аварийного разлива масла одного резервуара.

Расчет железобетонной чаши на свайном основании выполнялся в программном комплексе «Ли́ра» (из условия соблюдения несущей способности одиночной сваи по грунту и материалу свай) с учетом сил сейсмического воздействия.

Всего рассматривались четыре варианта оснований и фундаментов для железобетонной чаши.

Вариант 1. Буриабивные железобетонные монолитные сваи, сооружаемые под защитой стальной обсадки диаметром 600 мм, длиной 14 м. Такой метод устройства свай обеспечивает их надежное качество, процесс проходит без динамических воздействий на окружающие объекты. Недостатком следует считать высокую трудоемкость устройства и извлечения обсадки, что существенно сказывается на их стоимости.

Вариант 2. Забивные призматические железобетонные сваи сечением 400x400 мм, длиной 14,0 м. Обычно погружаются молотами, при этом возникают значительные динамические нагрузки на существующие объекты. В данном случае строящееся здание расположено на расстоянии 20 м от существующего, допустимое расстояние для конкретных условий составляет 25 м по таблице 1 ВСН 490-87 «Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений при реконструкции промышленных предприятий и городской застройке». При необходимости можно использовать гидравлические молоты, что значительно снизит динамическую нагрузку.

Вариант 3. Буриинъекционные железобетонные монолитные сваи диаметром 600 мм, длиной 14 м. Такие сваи выполняются путем замещения выбуренного грунта бетонной смесью, подаваемой на забой скважины через полый шнек под давлением. В водонасыщенных грунтах устройство буриинъекционных свай проводится без использования обсадных труб или глинистого раствора, что позволяет ускорить и удешевить процесс устройства свай по сравнению с буриабивным методом при использовании обсадных труб. Однако, наличие слабых прослоек в грунте может привести к повышенному расходу бетона, что отразится на себестоимости строительства. Известны определенные трудности при погружении арматурного каркаса в свежий бетон свай.

Вариант 4. Одним из эффективных направлений снижения стоимости свайного фундаментостроения является использование в качестве материала грунтов, залегающих в основании зданий. Это достигается при использовании буросмесительной технологии. С помощью специального оборудования выполняют рыхление грунта непосредственно в массиве без его извлечения. Одновременно в разрыхленный грунт нагнетается цементная суспензия и выполняется перемешивание и уплотнение грунтоцементной смеси. После схватывания смеси по всей толщине слабого слоя образуется прочный грунтоцементный материал, который не размокает в водной среде. Такие грунтоцементные (ГЦЭ) элементы возможно устраивать и в водонасыщенном грунте, то есть ниже уровня грунтовых вод. Опыты, которые были проведены

Таблица 2. Сравнение вариантов фундаментов под железобетонную чашу склада масла

Сравнительные параметры	Варианты устройства оснований			
	Буриабивные сваи в обсадных трубах	Забивные сваи	Буриинъекционные сваи	Основание, армированное ГЦЭ
Количество свай (элементов)	685	685	685	1027
Подушка из щебня, м ³	-	-	-	1385
Монолитный бетон, м ³	1579	-	1579	-
Расход арматуры, т	185	-	185	-
Обсадные трубы, т	824	-	-	-
Сборный железобетон, м ³	-	1534	-	-
Грунтоцемент, м ³	-	-	-	1335
Сметная стоимость в ценах 2012г, грн.	22 381 311	5 845 690	4 689 456	2269670



во времени по определению прочности грунтоцемента, показали его рост даже спустя годы после изготовления [6].

Пронизывание слабого грунта ГЦЭ существенно снижает его сжимаемость. Чем меньше расстояние между ГЦЭ, тем меньше сжимаемость основания. Происходит это явление по причине зависания слабого грунта за счет сил трения по поверхности ГЦЭ. Устройство таких оснований называется «армированием грунтов». Элементами армирования могут служить любые виды свай. При этом эффект закрепления примерно одинаков для железобетонных и грунтоцементных элементов.

На инженерно-геологическом разрезе (рис.1) показан вариант армирования слабых грунтов основания склада ГЦЭ диаметром 400 мм и длиной 7 м. В этом варианте расстояние между ГЦЭ в плане принято 1500 мм. При этом модуль деформации илов суглинистых с прослоями песка и ракушки, текущих в водонасыщенном состоянии повысится от 3 МПа до 14 МПа.

ВЫВОДЫ

Учитывая преимущества и недостатки перечисленных вариантов устройства оснований, расположение фундаментов и характер воспринимаемых ими нагрузок, а также стоимость материалов и выполнения работ заслуживает внимания вариант использования грунто-цементных элементов. Сметная стоимость устройства данного основания в ценах 2013г. составила 2269670грн, что намного ниже устройства других типов оснований.

Применение буросмесительной технологии в неблагоприятных инженерно-геологических условиях позволило избежать дорогостоящих вариантов устройства свайных фундаментов и выполнить фундаменты неглубокого заложения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мангушев Р.А. Современные свайные технологии / Р.А. Мангушев, А.В. Ершов, И.И. Осокин. – СПб-М.:СПбГАСУ, 2007. – 160 с.
2. Еремин В.Я. Некоторые проблемы качества буронабивных свай. /В.Я. Еремин, А.В. Еремин, Н.В. Сарафанов//Труды международной научно-технической конференции "Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях", т.1. Уфа: БашНиистрой, 2006.- С. 85-96.
3. Кунц Ш. Новый путь оптимизации и испытания оснований из буронабивных свай: технология Lift Cell./Ш. Кунц, Л. Хюмеллер, А. Лемман// Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов» т. 4: - М.: ПИ «Геореконструкция», 2010. - С. 1275-1280.
4. Слюсаренко Ю. С. Проблемы будівництва в ущільненій міській забудові/ Ю.С. Слюсаренко, О.М. Галинський, В. І. Садовський// Будівельні конструкції. – Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 71, К.1 – К: НДІБК, 2008.– С. 15-22.
5. Токин А.Н. Фундаменты из цементогрунта /

- А.Н. Токин. – М.: Стройиздат, 1984, 184 с.
6. Characteristics of manmade stiff grounds improved by drill-mixing method / M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, I. Lartseva, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 15th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering "Geotechnics of Hard Soils – Weak Rocks". – Athens. – 2011. – P. 1097 – 1102.
7. Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine/M. Zotsenko, Y. Vynnykov, M. Doubrovsky, V. Oganessian, V. Shokarev, V. Syedin, A. Shapoval, M. Poizner, V. Krysan, G. Meshcheryakov // Proc. of the 18th International Conf on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – Vol. 3. – P. 2645 – 2648.
8. Основи та фундаменти споруд Основні положення: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинні від 2009-07-01]. – К.: Мінірегіонбуд України, 2009. – 102 с. – (Будівельні норми України).

REFERENCES

1. Mangushev R.A. Sovremennye svajnye tekhnologii/ R.A. Mangushev, A.V. Ershov, I.I. Osokin//. – SPb-M.:SPbGASU, 2007. – 160 s.
2. Eremin V.YA. Nekotorye problemy kachestva buronabivnyh svaj. /V.YA. Eremin, A.V. Eremin, N.V. Sarafanov//Trudy mezhdunarodnoj nauchno-tekhnicheskoy konferencii Problemy mekhaniki gruntov i fundamentostroeniya v slozhnyh gruntovyh usloviyah, t.1. Ufa: BashNiistroj, 2006. S. 85-96.
3. Kunc SH. Novyj put' optimizacii i ispytaniya osnovanij iz buronabivnyh svaj: tekhnologiya Lift Cell./SH. Kunc, L. Hjumeller, A. Lemman// Trudy mezhdunarodnoj konferencii po geotekhnike «Geotekhnicheskie problemy megapolisov» t. 4: M. PI «Georekonstrukciya», 2010. S. 1275-1280.
4. Slyusarenko YU. S. Problemi budivnictva v ushchil'nenij mis'kij zabudovi/ YU.S. Slyusarenko, O.M. Galins'kij, V. I. Sadovs'kij// Budivel'ni konstrukcii. – Mizhvidomchij naukovu-tekhnichnij zbirnik. – Vip. 71, K.1 – K: NDIBK, 2008.– S. 15-22.
5. Tokin A.N. Fundamenty iz cementogrunta / A.N. Tokin. – M.: Strojizdat, 1984, 184 s.
6. Characteristics of manmade stiff grounds improved by drill-mixing method / M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, I. Lartseva, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 15th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering "Geotechnics of Hard Soils – Weak Rocks". – Athens. – 2011. – P. 1097 – 1102.
7. Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine/M. Zotsenko, Y. Vynnykov, M. Doubrovsky, V. Oganessian, V. Shokarev, V. Syedin, A. Shapoval, M. Poizner, V. Krysan, G. Meshcheryakov // Proc. of the 18th International Conf on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – Vol. 3. – P. 2645 – 2648.
8. DBN V.2.1-10-2009 Osnovi ta fundamenti sporud Osnovni polozhennya/ Kiiv, Minregionbud Ukraini, 2009, 102s.



АВТОР



МАТЧЕНКО Т.І.

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

РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ЗНАХОДЯТЬСЯ В ЕКСПЛУАТАЦІЇ, НА СТАТИЧНУ МІЦНІСТЬ І ОПІР КРИХКОМУ РУЙНУВАННЮ

УДК 624.015:624.023:620.19

АНОТАЦІЯ

В даній статті наведено критерії для розрахунків на міцність та опір крихкому руйнуванню елементів сталевих конструкцій з тріщинами, що знаходяться в експлуатації, при центральному розтягу, при позацифровому розтягу і при згині.

This article describes the criteria for strength calculations and resistance to brittle fracture of steel structures with cracks in operation at central and eccentric tensile and flexural.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

сталеві конструкції, крихке руйнування, розрахунок

У випадку прийняття рішення щодо перепризначення ресурсу сталевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації і ресурс яких збігає, необхідно виконати розрахункове обґрунтування міцності і стійкості конструкцій з урахуванням накопичених пошкоджень за час їх експлуатації. При цьому розрахункове обґрунтування повинно задовольняти вимогам нормативних документів [1, 2]. У відповідності з п.1 [1] державні будівельні норми [1] встановлюють вимоги до проектування сталевих конструкцій, у тому числі при їх зведенні, реконструкції та ремонті, а також при визначенні придатності до експлуатації існуючих конструкцій, але в [1] при визначенні міцності і стійкості елементів конструкцій відсутні залежності параметрів як функцій часу експлуатації, не враховуються параметри пошкоджень та механізми деградації. В [2] в роз-

ділі «Розрахункова оцінка» наведено співвідношення для визначення несучої здатності і стійкості елементів конструкцій з урахуванням корозії, послаблень у вигляді вирізів, підрізів, зміни стрілки викривлення, розцентрування розкосів і таке інше. В [1, 2] не розглядається опір крихкому руйнуванню елементів сталевих конструкцій з тріщинами, вплив пошкодження вузлів з'єднання конструкцій на їх розрахункові характеристики.

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

Для зручності в подальшому використаний перелік розділів, формул, таблиць і рисунків в цій роботі співпадає з подібними в [1].

Критерії для розрахунку на статичну міцність та опір крихкому руйнуванню елементів сталевих конструкцій, що знаходяться в експлуатації, при центральному розтягу і стиску

8.1.1 Розрахунок на міцність елементів із сталі з нормативним опором $R_{yn}(1-\omega(t)_R) \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягу і стиску при перевірці на статичну міцність слід виконувати за формулою:

$$\frac{N(t)\gamma_n}{A_n(1-\omega(t)_A)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_C} \leq 1; \quad (8.1)$$

розрахунок на крихку міцність при центральному розтягу елементів сталевих конструкцій з тріщинами слід виконувати за формулою:

$$\frac{N(t)\gamma_n}{A_n(1-\omega(t)_A)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_C} \leq 1,$$

де γ_C - коефіцієнт умов роботи, що визначається у відповідності з таблицею 5.1 [1]. У випадку зростання значень R_y протягом експлуатації, приймаємо, що $\omega(t)$



$R = 0$; $N(t)$ - сила вздовж елемента на час t ; L - довжина тріщини в розтягнутому волокні елемента сталевій конструкції, м; $[K_{IC}]$ - критичне значення коефіцієнта інтенсивності напружень нормального відриву у відповідності з рис. 1, МПа \times (м)^{0,5}, приймаються за результатами випробувань зразків або за даними [3]; $\omega(t)_{KIC}$ - параметр пошкодження структури матеріалу у вигляді зменшення значення критичного коефіцієнта інтенсивності напружень нормального відриву, що змінюється в часі, визначаються у відповідності з [6], долі від одиниці; $\omega(t)_A$ - параметр пошкодження, відносно зменшення площі перерізу внаслідок корозії або абразивного зносу, визначаються у відповідності з [6], долі від одиниці; $\omega(t)_R$ - параметр пошкодження структури матеріалу у вигляді зростання (в такому разі приймаємо $\omega(t)_R = 0$), або зменшення його міцності, визначаються у відповідності з [6], що змінюється в часі, долі від одиниці.

Розрахунок на міцність розтягнутих елементів зі сталі з відношенням $R_U/\gamma_U \geq R_y$, експлуатація яких можлива і після досягнення металом межі текучості, а також елементів із сталі з нормативним опором $R_m(1-\omega(t)_R) \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ слід виконувати за формулою (8.1) із заміною значення R_y на R_U/γ_U .

Розрахунок на міцність елементів у перерізі з нарізкою для гайки слід виконувати як розрахунок болта на розтяг; при цьому значення R_{bt} слід обчислювати за табл. 7.4 [1] із заміною R_{bm} на R_m .

8.1.2 Розрахунок на міцність перерізу у місцях кріплення розтягнутих елементів, виконаних з одиночних кутиків, що приєднуються однією полицею болтами, слід виконувати за формулою (8.1) і за формулою

$$\frac{N(t)\gamma_n\gamma_u}{A_n(1-\omega(t)_A)R_u(1-\omega(t)_R)\gamma_{C1}} \leq 1, \quad (8.2)$$

де γ_{C1} - коефіцієнт умов роботи, що визначається згідно з додатком Е [1].

Розрахунок на опір крихкому руйнуванню перерізу з тріщинами у місцях кріплення розтягнутих елементів, виконаних з одиночних кутиків, що приєднуються однією полицею болтами, слід виконувати за формулою

$$\frac{N(t)\gamma_n\gamma_u 1,12(\pi L)^{1/2}}{A_n(1-\omega(t)_A)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_{C1}} \leq 1.$$

8.1.3 Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску і при виконанні вимог п.п. 8.3.2 – 8.3.7 [1] слід виконувати за формулою

$$\frac{N(t)\gamma_n}{\varphi A_n(1-\omega(t)_A)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_C} \leq 1, \quad (8.3)$$

де φ - коефіцієнт стійкості при центральному стиску, значення якого при $\bar{\lambda} \geq 0,4$ необхідно обчислювати за формулою:

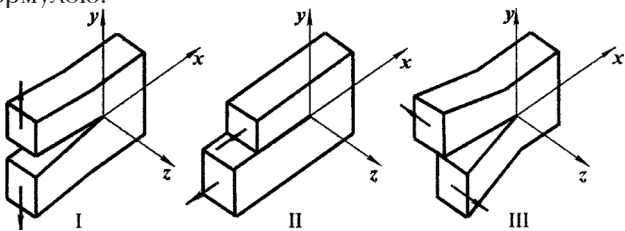


Рис.1. Різновиди переміщення берегів тріщин і відповідно різновиди руйнувань (I - нормального відриву, II - поздовжнього зсуву, III - поперечного зсуву).

$$\varphi = \frac{0,5}{\lambda^2} (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\lambda^2}). \quad (8.4)$$

Значення коефіцієнта δ у формулі (8.4) слід обчислювати за формулою:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \times \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2, \quad (8.5)$$

де α і β - коефіцієнти, що характеризують початкові неправильності форми та залишкові напруження і визначаються за табл. 8.1 [1] залежно від типу поперечного перерізу стрижня та типу кривої стійкості; $\bar{\lambda}$ - умовна гнучкість стрижня, що визначається за формулою:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y(1-\omega(t)_R)}{E(1-\omega(t)_E)}}; \quad (8.5.1)$$

$$\lambda = l_{ef}/i, \quad (8.5.2)$$

де λ - гнучкість елемента; i - радіус інерції перерізу елемента, що визначається за формулою:

$$i = \sqrt{\frac{I(1-\omega(t)_I)}{A(1-\omega(t)_A)}}; \quad (8.5.3)$$

де A - площа перерізу елемента на початку експлуатації, м²; I - момент інерції перерізу на початку експлуатації, м⁴; $\omega(t)_E$ - параметр пошкодження, зменшення або збільшення модуля деформації матеріалу, долі від одиниці; $\omega(t)_I$ - параметр пошкодження, зменшення моменту інерції перерізу, долі від одиниці; l_{ef} - розрахункова довжина елемента, м.

13.3.1 Розрахункові довжини l_{ef} колон (стійок) постійного по довжині перерізу або окремих ділянок ступінчастих колон слід визначати за формулою:

$$\lambda = l_{ef}/i, \quad (13.2)$$

де l - геометрична довжина колони, окремої її ділянки або висота поверху; μ - коефіцієнт розрахункової довжини колони.

13.3.3 Коефіцієнти розрахункової довжини μ колон (стійок) постійного по довжині перерізу слід визначати залежно від умов закріплення їхніх кінців і виду навантаження. Для деяких випадків опорного закріплення і виду навантаження значення коефіцієнту μ наведено в табл.13.7.

Коефіцієнти розрахункової довжини колон (стійок) постійного по довжині перерізу з пружними закріпленнями кінців слід визначати за формулами, наведеними у табл. P2, P3.

8.1.5 Стиснуті елементи з суцільними стінками відкритого перерізу за рис.8.1[1] рекомендується укріплювати планками чи ґратками, при цьому повинні бути виконані вимоги п.п. 8.2.1 – 8.2.9 [1].

За відсутності планок чи ґраток такі елементи, окрім розрахунку за формулою (8.3) у головних площинах інерції $x-x$ і $y-y$, необхідно перевіряти на стійкість при згинально-крутильній формі втрати стійкості за формулою

$$\frac{N(t)\gamma_n}{\varphi_C A(1-\omega(t)_A)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_C} \leq 1, \quad (8.6)$$

де φ_C - визначається за п.8.1.5 [1] з урахуванням зміни



в часі відносної гнучкості за формулою (8.5.1).

Розрахунок елементів наскрізного перерізу елементів конструкцій, що знаходяться в експлуатації, виконується за вимогами п.8.2 [1] з урахуванням (8.5.2) і (8.5.3).

Перевірка місцевої стійкості стінок і поясних листів центрально-стиснутих елементів суцільного перерізу, що знаходяться в експлуатації, виконується за вимогами п.8.3 [1] з урахуванням (8.5.1) - (8.5.3).

Розрахунок елементів сталевих конструкцій, що

знаходяться в експлуатації, при згині

Класифікація елементів, що згинаються, приймається у відповідності з [1].

9.2.1 Розрахунок на статичну міцність балок у розрахункових перерізах 1-го класу необхідно виконувати за формулами:

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

$$\frac{\gamma_n M(t)}{W_{n,\min} (1 - \omega(t)_W) R_y (1 - \omega(t)_R) \gamma_C} \leq 1, \quad (9.1)$$

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

$$\frac{\gamma_n Q(t) S(t) (1 - \omega(t)_S)}{I (1 - \omega(t)_I) t_W R_S (1 - \omega(t)_R) \gamma_C} \leq 1 \quad (9.2)$$

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

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

Таблиця 13.7 Коефіцієнти розрахункової довжини стійок

Схема опорного закріплення колон (стійок) і вид навантаження								
μ на початку експлуатації	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12
$\mu(t)$ на час t експлуатації	1,0	$0,7 + 0,3 \omega_n$	$0,5 + 0,25 \omega_n$	$2 / (1 - \omega_n)$	$1 / (1 - \omega_n)$	2,0	0,725	$1,12 / (1 - \omega_n)$

Примітка: ω_n - параметр пошкодження затиснення нижнього вузла елемента, колони, стояка; ω_B - параметр пошкодження затиснення верхнього вузла елемента, долі від одиниці.

Доповнення до таблиці Р.1

Схема елемента в площині в'язей (а) та з площини в'язей (б)	Коефіцієнти розрахункової довжини елемента в площині в'язей (μ_{ef}) та з площини в'язей (μ_{e1}) на час експлуатації (t).
а)	$\mu_{ef}(t) = \mu_1 + (\mu_2 - \mu_1) \omega_n$, $\mu_1 = (0,36 + 0,59 \alpha^3)^{1/2}$, $\mu_2 = (0,83 + 0,17 \alpha^3)$
б)	$\mu_{e1}(t) = \mu_1 + (\mu_2 - \mu_1) \omega_n$, $\mu_1 = (0,6k^{1/2} + 0,54\beta) / k$, $\mu_2 = [0,75 + 0,25(\beta/k - 1)^{2k-3}]$

Доповнення до таблиці Р.2 Коефіцієнти розрахункової довжини μ колон (стояків) із пружним закріпленням кінців на час експлуатації (t).

Схема колони	Коефіцієнт розрахункової довжини $\mu(t)$
	$\mu(t) = \sqrt{\frac{5,4(\alpha + 4) + \beta(0,25\alpha + 1,2)}{5,4(\alpha + 1) + \beta \times (\alpha + 2,4)}} + 0,25 \omega_n$

Примітка 1. α і β - коефіцієнти, що обчислюються, як $\alpha = \frac{K_m l}{EI}$; $\beta = \frac{K_n l^3}{EI}$;

$\psi = \frac{K_{m1}}{K_m}$ - відношення коефіцієнтів жорсткості пружного закріплення опорних перерізів стійки;

де K_m - коефіцієнт жорсткості пружного закріплення, Н/см, що дорівнює значенню реактивного моменту, який виникає в опорному перерізі при його повороті на кут $\varphi = 1$; K_n - коефіцієнт жорсткості пружної опори, Н/см, що дорівнює значенню реактивної сили, яка виникає в опорному перерізі при його переміщенні на $\delta = 1$.

Примітка 2. Значення коефіцієнтів K_m і K_n для деяких рамних систем наведено в таблиці Р.3.

де x і y - відстані від головних осей інерції до розглядуваної точки перерізу;

- у загальному випадку

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

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

$\tau_{xy} = Q(t) S_x (1 - \omega(t)_S) \times [I_{xx} (1 - \omega(t)_I) t_W]$ - дотичні напруження у розглядуваній точці стінки балки.

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

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

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

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



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

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

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

де x і y – відстані від головних осей інерції до розглядуваної точки перерізу; $\omega(t)_s$ – параметр пошкодження, зменшення статичного моменту опору перерізу, долі від одиниці; $\omega(t)_{кшс}$ – параметр пошкодження структури матеріалу у вигляді зменшення значення критичного коефіцієнта інтенсивності напружень поздовжнього зсуву, що змінюється в часі, долі від одиниці; $[K_{шс}]$ – критичне значення коефіцієнта інтенсивності напружень поздовжнього зсуву відриву у відповідності з рис. 1, МПа \times (м)^{0,5}, приймаються за результатами випробувань зразків або за даними [3]; $\omega(t)_w$ – параметр пошкодження, зменшення моменту опору перерізу, долі від одиниці.

9.2.3 Розрахунок на статичну міцність розрізних балок 2-го і 3-го класів двотаврового і коробчастого перерізу, виконаних зі сталі з нормативним опором $R_{yn}(1 - \omega(t)_R) \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при значеннях дотичних напружень $\tau_y = Q_y(t)/(A_w(1 - \omega(t)_A)) \leq 0,9R_s(1 - \omega(t)_R)$ (окрім опорних перерізів) слід виконувати за формулами:

- при згині у площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$):

$$\frac{\gamma_n M_x(t)}{C_x \beta W_{xn, \min} (1 - \omega(t)_w) R_y (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \leq 1; \quad (9.10)$$

- при згині у двох головних площинах і значеннях дотичних напружень $\tau_x = Q_x(t)/(2A_f(1 - \omega(t)_A)) \leq 0,5R_s(1 - \omega(t)_R)$ (окрім опорних перерізів):

$$\frac{\gamma_n M_x(t)}{C_x \beta W_{xn, \min} (1 - \omega(t)_w) R_y (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \pm \frac{\gamma_n M_y(t)}{C_y \beta W_{yn, \min} (1 - \omega(t)_w) R_y (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \leq 1, \quad (9.11)$$

де $M_x(t)$ і $M_y(t)$ – абсолютні значення згинальних моментів у розрахунковому перерізі елемента; $Q_y(t)$ і $Q_x(t)$ – відповідні абсолютні значення поперечних сил; β – коефіцієнт, що приймається у відповідності з п. 9.2.3 [1].

Розрахунок на опір крихкому руйнуванню розрізних балок 2-го і 3-го класів двотаврового і коробчастого перерізу, виконаних зі сталі з нормативним опором $R_{yn}(1 - \omega(t)_R) \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при значеннях дотичних напружень $\tau_y = Q_y(t)/(A_w(1 - \omega(t)_A)) \leq 0,9R_s(1 - \omega(t)_R)$ (окрім опорних перерізів) слід виконувати за формулами:

- при згині у площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$):

$$\frac{\gamma_n M_x(t) 1,12(\pi L)^{1/2}}{C_x \beta W_{xn, \min} (1 - \omega(t)_w) [K_{шс}] (1 - \omega(t)_{кшс}) \gamma_c} \leq 1;$$

- при згині у двох головних площинах і значеннях дотичних напружень $\tau_x = Q_x(t)/(2A_f(1 - \omega(t)_A)) \leq 0,5R_s(1 - \omega(t)_R)$ (окрім опорних перерізів):

$\omega(t)_A) \leq 0,5R_s(1 - \omega(t)_R)$ (окрім опорних перерізів):

$$\frac{\gamma_n M_x(t) 1,12(\pi \times L)^{1/2}}{C_x \beta W_{xn, \min} (1 - \omega(t)_w) [K_{шс}] (1 - \omega(t)_{кшс}) \gamma_c} \pm \frac{\gamma_n M_y(t) 1,12(\pi L)^{1/2}}{C_y \beta W_{yn, \min} (1 - \omega(t)_w) [K_{шс}] (1 - \omega(t)_{кшс}) \gamma_c} \leq 1$$

Розрахунок на статичну міцність в опорному перерізі балок (при $M_x(t)=0$ і $M_y(t)=0$) слід виконувати за формулами:

$$\frac{\gamma_n Q_y(t)}{A_w (1 - \omega(t)_A) R_s (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{\gamma_n Q_x(t)}{2A_f (1 - \omega(t)_A) R_s (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \leq 1 \quad (9.14)$$

Розрахунок на опір крихкому руйнуванню в опорному перерізі балок з тріщинами (при $M_x(t)=0$ і $M_y(t)=0$) слід виконувати за формулами:

$$\frac{\gamma_n Q_y(t) 1,12(\pi L)^{1/2}}{A_w (1 - \omega(t)_A) [K_{шс}] (1 - \omega(t)_{кшс}) \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{\gamma_n Q_x(t) 1,12(\pi L)^{1/2}}{2A_f (1 - \omega(t)_A) [K_{шс}] (1 - \omega(t)_{кшс}) \gamma_c} \leq 1$$

У разі послаблення стінки отворами для болтів ліву частину формули (9.14), а також значення дотичних напружень τ слід помножити на коефіцієнт α , що визначається за формулою (9.5).

9.2.8 Розрахунок на міцність бісталевих розрізних балок двотаврового і коробчастого перерізів з двома осями симетрії при значеннях дотичних напружень $\tau_y = Q_y(t)/(A_w(1 - \omega(t)_A)) \leq 0,9R_s(1 - \omega(t)_R)$ (окрім опорних перерізів) необхідно виконувати як розрахунок перерізів 2-го класу за формулами:

- при згині в площині найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$):

$$\frac{\gamma_n M_x(t)}{C_{xr} \beta_r W_{xn} (1 - \omega(t)_w) R_{yw} (1 - \omega(t)_R) \gamma_c} \leq 1; \quad (9.18)$$

- при згині у двох головних площинах:

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

У формулах (9.18) і (9.19) позначено:

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

де $\alpha_f = A_f/A_w$, $r = R_y/R_{yw}$; β – коефіцієнт, що приймається у відповідності з п. 9.2.8 [1].

Розрахунок на міцність балок суцільного перерізу для кранових колій, що знаходяться в експлуатації

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



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

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

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

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

де умовні позначення такі самі, як в [1].

Розрахунок на згинальну стійкість елементів суцільного перерізу, що згинаються.

9.4.1 Розрахунок на загальну стійкість двотаврових балок 1-го класу, а також бісталевих балок 2-го класу при виконанні вимог п. 9.2.1 і п. 9.2.8 необхідно виконувати за формулами:

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

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

- при згині у двох головних площинах:

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

Перевірка місцевої стійкості стінок і поясних листів елементів суцільного перерізу, що згинаються

9.5.1 Місцеву стійкість стінок балок 1-го класу слід вважати забезпеченою, якщо виконані вимоги п.п. 9.5.1, 9.5.3 – 9.5.5, 9.4.1 – 9.4.5 і умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y(1-\omega(t)_R)}{E/(1-\omega(t)_E)}}$$

не перевищує значень: 3,5 – за відсутності місцевого напруження у балках з двосторонніми поясними швами; 3,2 – те саме, у балках з односторонніми поясними швами; 2,5 – за наявності місцевого напруження у балках з двосторонніми поясними швами. При цьому необхідно влаштовувати основні поперечні ребра жорсткості та опорні ребра відповідно до вимог п.п. 9.5.9, 9.5.11 і 9.5.13.

9.5.3 Місцеву стійкість стінок балок 1-го класу симетричного перерізу, укріплених лише основними поперечними ребрами жорсткості, при значеннях умовної гнучкості стінки $\bar{\lambda}_w = 6\sqrt{R_y(1-\omega(t)_R)}/\sigma$ слід вважати забезпеченою, якщо виконана умова

$$\frac{\gamma_n}{\gamma_c} \sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq 1, \quad (9.39)$$

де σ , σ_{loc} , τ – складові напруженого стану, що визначаються відповідно до п. 9.5.2; σ_{cr} – критичне нормальне напруження, що обчислюється за формулою:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y (1-\omega(t)_R)}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (9.40)$$

де c_{cr} – коефіцієнт, що визначається згідно з п.п. 9.5.4 – 9.5.6; $\sigma_{loc,cr}$ – критичне місцеве нормальне напруження, що обчислюється за формулою:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y (1-\omega(t)_R)}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (9.41)$$

де c_1 і c_2 – коефіцієнти, що визначаються згідно з п. 9.5.5; τ_{cr} – критичне дотичне напруження, що обчислюється за формулою:

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + \frac{0,76}{\mu^2}) \frac{R_s(1-\omega(t)_R)}{\bar{\lambda}_d^2}, \quad (9.42)$$

де μ – відношення більшої сторони відсіку стінки до меншої; $\bar{\lambda}_d^2$ – умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_d^2 = \frac{d_g}{t_w} \sqrt{\frac{R_y(1-\omega(t)_R)}{E/(1-\omega(t)_E)}}.$$

тут d_g – менша сторона відсіку стінки (h_{ef} або a).

Розрахунок елементів сталевих конструкцій на дію поздовжньої сили та згинального моменту

Розрахунок на статичну міцність

10.1.1 Розрахунок на статичну міцність позацентрово стиснутих (стиснуто-зігнутих) і позацентрово розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів, виконаних із сталі з нормативним опором $R_{yn}(1-\omega(t)_R) \leq 440$ Н/мм², що не підлягають безпосередній дії динамічних навантажень, при значеннях напружень $\tau \leq 0,1R_y(1-\omega(t)_R)$ і $\tau = N(t)/(A_n(1-\omega(t)_A)) \leq 0,1R_y(1-\omega(t)_R)$ слід виконувати за формулою

$$\left(\frac{N(t)\gamma_n}{A_n(1-\omega(t)_A)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_c} \right)^n + \frac{M(t)_x\gamma_n}{c_x W_{xn,min}(1-\omega(t)_W)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_c} + \frac{M(t)_y\gamma_n}{c_y W_{yn,min}(1-\omega(t)_W)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_c} \leq 1 \quad (10.1)$$

де $N(t)$, $M_x(t)$, і $M_y(t)$ – абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації розрахункових навантажень на час експлуатації (t); n , c_x , c_y – коефіцієнти, що приймаються згідно з таблицею МІ;

$W_{xn,min}$ – мінімальне з двох значень моментів опору поперечного перерізу елемента нетто відносно осі $x-x$, на початку експлуатації обчислених відповідно для розтягнутого та стиснутого волокна; $W_{yn,min}$ – теж, відносно осі $y-y$.

Якщо $\sigma = N(t)/(A_n(1-\omega(t)_A)) \leq 0,1R_y(1-\omega(t)_R)$, формулу (10.1) слід застосовувати у разі виконання вимог п.п. 9.5.8 і 9.5.14.

Розрахунок на крихку міцність

Розрахунок на крихку міцність позацентрово розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів з тріщинами, виконаних із сталі з нормативним опором $R_{yn}(1-\omega(t)_R) \leq 440$ Н/мм², що не підлягають безпосередній дії динамічних навантажень, при значеннях напружень $\tau \leq 0,5R_s(1-\omega(t)_R)$ і $\sigma = N(t)/(A_n(1-\omega(t)_A)) \leq 0,1R_y(1-\omega(t)_R)$, слід виконувати за формулою:

$$\left(\frac{N(t)\gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2}}{A_n(1-\omega(t)_A)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_c} \right)^n + \frac{M(t)_x\gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2}}{c_x W_{xn,min}(1-\omega(t)_W)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_c} + \frac{M(t)_y\gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2}}{c_y W_{yn,min}(1-\omega(t)_W)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_c} \leq 1$$



Розрахунок на опір крихкому руйнуванню елементів з труб з тріщинами, що відповідають вимогам п. 10.1.1, слід виконувати за формулою:

$$\left(\frac{N(t)\gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2}}{A_n(1-\omega(t)_A)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_c} \right)^{3/2} + \frac{\sqrt{M(t)_y^2 + M(t)_x^2} \gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2}}{1,26W_{n,\min}(1-\omega(t)_W)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_c} \leq 1$$

де $W_{n,\min}$ – момент опору поперечного перерізу на початку експлуатації, обчислений для найнебезпечнішої точки перерізу.

Розрахунок на крихку міцність позацентрово розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів з тріщинами, виконаних із сталі з нормативним опором $R_{yt}(1-\omega(t)_R) \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, що підлягають безпосередній дії динамічних навантажень, при значеннях напружень $\sigma \leq 0,5R_{yt}(1-\omega(t)_R)$ і $\sigma = N(t)/(A_n(1-\omega(t)_A)) \leq 0,1R_{yt}(1-\omega(t)_R)$, слід виконувати за формулою:

$$\frac{N(t)\gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2}}{A_n(1-\omega(t)_A)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_c} \pm \frac{M(t)_x \gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2} \times y}{I_{xn}(1-\omega(t)_I)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_c} \pm \frac{M(t)_y \gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2} \times x}{I_{xn}(1-\omega(t)_I)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_c} \leq 1$$

де x, y – відстані від головних осей до розглядуваної точки перерізу.

Розрахунок на міцність елементів у випадках, що не передбачені розрахунком за формулою (10.1), слід виконувати за формулою

$$\frac{N(t)\gamma_n}{A_n(1-\omega(t)_A)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_c} \pm \frac{M(t)_x \gamma_n \times y}{I_{xn}(1-\omega(t)_W)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_c} \pm \frac{M(t)_y \gamma_n \times x}{I_{xn,\min}(1-\omega(t)_W)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_c} \leq 1$$

10.1.2 Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих елементів виконувати не потрібно при значенні приведенного відносного ексцентриситету $m_{ef} \leq 20$ за відсутності послаблення розрахункового перерізу та однакових значеннях згинальних моментів, що приймаються в розрахунок на міцність і стійкість.

10.1.3 Позацентрово стиснуті елементи, виконані зі сталі з нормативним опором $R_{yt}(1-\omega(t)_R) \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, що мають несиметричні перерізи відносно осі, перпендикулярної до площини згину $x-x$ або $y-y$ (наприклад, перерізи типу 8, 10, а, 12, а і 13 за табл. К.2 додатка К), слід перевіряти на міцність у площині дії моменту за значеннями нормальних напружень у розтягнутому волокні за формулою

$$\left| \frac{N(t)\gamma_{m1}\gamma_n}{A_n(1-\omega(t)_A)R_U(1-\omega(t)_R)\gamma_C} \right| + \left| \frac{N(t)\gamma_{m1}\gamma_n}{\delta W_m(1-\omega(t)_W)R_U(1-\omega(t)_R)\gamma_C} \right| \leq 1, \quad (10.4)$$

де W_m – момент опору перерізу нетто на початку експлуатації, обчислений для розтягнутого волокна; δ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\delta = 1 - 0,1 \frac{N(t)\gamma_n \lambda^2}{A(1-\omega(t)_A)R_y(1-\omega(t)_R)\gamma_C} \quad (10.5)$$

Розрахунок зварних, фрикційних, болтових з'єднань, що знаходяться в експлуатації, на статичну міцність та на опір крихкому руйнуванню виконується у відповідності з [3-5].

Приклад розрахунку на опір крихкому руйнуванню.

Металеві конструкції, що тривалий час експлуатуються в агресивних середовищах можуть накопичувати пошкодження у вигляді: корозійних вражень; викривлень елементів; старіння і втоми металу; утворення тріщин внаслідок їх циклічного зростання та інші. Приклад таких пошкоджень показаний на рис. 2.



Рис.2. Корозійні пошкодження та викривлення елементів в колоні, що знаходиться в експлуатації.

Втрата стійкості стиснутих розкосів, як правило, супроводжується виникненням тріщин в розтягнутих елементах. Однак розкриття тріщин вимірюється долями міліметрів і під шаром корозії незброєним оком їх побачити складно. У випадку вилучення зразка з розтягнутого елемента, шліфування його поверхні, під мікроскопом можна побачити тріщини, як показано на рис. 3.

Визначемо запаси стійкості до крихкого руйнування центрально розтягнутого сталевого розкоса в колоні. Розкос з кутика має тріщини (див. Рисунок 4).

Перевірка виконується для перерізу з найменшою площею, який проходить по найдовшій тріщині. Куттик має номер 7,5 клас сталі С 245. Розрахункове навантаження на куттик становить $N(t) = 0,14 \text{ МН}$.

Запас крихкої міцності (n) визначаємо за форму-

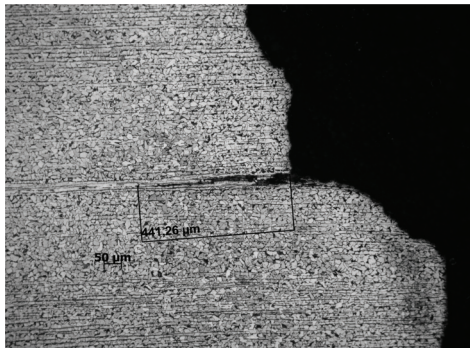


Рис.3. Смугаста структура сталі в зоні утворення тріщини.

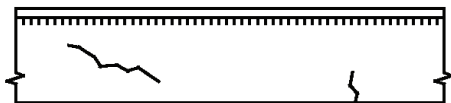


Рис.4. Сталевий кутик з тріщинами.

лою (після формули 8.1) для декількох довжин тріщин (L) в кутику.

$$\frac{1}{n} = \frac{N(t)\gamma_n 1,12(\pi L)^{1/2}}{A_n(1-\omega(t)_A)[K_{IC}](1-\omega(t)_{KIC})\gamma_C} \leq 1.$$

Результати розрахунків приведені в таблиці 1. В нашому випадку $\gamma_n=1,25$ – для класу наслідків СС3; $\gamma_C=1,05$ за таблицею 5.1 [1]; $A_n=7,39 \text{ см}^2=0,000739 \text{ м}^2$; $K_{IC}=103 \text{ МПа}\sqrt{\text{м}}$ за [3]; $[K_{IC}] = K_{IC}/1,2=85,8 \text{ МПа}\sqrt{\text{м}}$; параметр $\omega(t)_A$ зростає з довжиною тріщини, тому що зменшується залишковий переріз; прийmemo $\omega(t)_{KIC}=0$.

Таблиця 13.7 Результати розрахунків запасу крихкої міцності кутика з тріщиною

L, мм	10	20	30	40
$\omega(t)_A$	0,07	0,133	0,2	0,27
n	1,938	1,277	0,96	0,76

З таблиці 1 видно, що при центральному розтягу кутика номером 7,5 зі сталі класу С 245 силою 0,14 МН при довжині тріщини ~ 30 мм відбудеться крихке руйнування. У випадку відсутності тріщини перевірку міцності необхідно виконувати за формулою (8.1). При $R_y=240 \text{ МПа}$ запас міцності становить $n=1,065$.

ВИСНОВКИ

Отримані співвідношення для розрахунків на міцність та опір крихкому руйнуванню металевих конструкцій які мають тріщини, або в матеріалі яких відбулися процеси старіння, що працюють в умовах зсуву, згинаючого моменту, поздовжньої сили.

Отримані співвідношення можуть бути застосовані при визначенні придатності до експлуатації існуючих конструкцій та для актуалізації ДБН В.2.6-198.

ЛІТЕРАТУРА

1. Сталеві конструкції, Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. - V, 199 с. – (Будівельні норми України).

2. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації: ДБН В 362-92. – [Чинні від 1992-07-01]. – К.: Держбуд України, 1995. – 47 с. – (Будівельні норми України).

3. Матченко Т.І. Розрахунок зварних елементів сталевих конструкцій на витривалість і циклічну тріщиностійкість / Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Матченко П.Т. // Будівництво України. – 2015. - № 1. - С. 37 - 44.

4. Матченко Т.І. Методика розрахунку довговічності фрикційних з'єднань сталевих конструкцій / Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Матченко П.Т. // Будівництво України. – 2015. - № 2-3. - С. 44 - 51.

5. Шаміс Л.Б. Розрахунок болтових з'єднань на циклічну тріщиностійкість і крихку міцність / Шаміс Л.Б. // Будівництво України, 2016. - №1. - С. 27-34.

6. Шаміс Л.Б. Методика визначення залишкового ресурсу облицювання сховища відпрацьованого ядерного палива за результатами випробувань зразків / Шаміс Л.Б., Матченко Т.І., Пervushova Л.Ф. // Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля. - Вип.14. - Чорнобиль, 2010. - С. 69-77.

REFERENCES

1. Steelstructures. Design norms: DBN V.2.6-198:2014. – [Valid from 2015-01-01]. – К.: Minregionbud of Ukraine, 2014. - V, 199 p. – (State Building Norms, in Ukrainian).

2. Evaluation of the technical condition of steel constructions of industrial buildings and structures in use: DBN B 362-92. – [Valid from 1992-07-01]. - К.: Derzbud of Ukraine, 1995. - 47 p. – (State Building Norms, in Ukrainian).

3. Matchenko T.I., Shamis L.B., Pervushova L.F. Rozrahunok zvarnuh elementiv stalevuh konstruktzij na vutruvalist i tziklichny trishunostijkist [Calculation of welded steel structure on longevity and cyclic endurance fracture] // Construction of Ukraine. - 2015. - №1. - P. 37 - 44. – (In Ukrainian).

4. Matchenko T.I., Shamis L.B., Pervushova L.F. Metoduka rozrahunku dovgovichnosti fruktzijnuh zednan stalevuh konstruktzij [Methods of calculating the durability of friction connections of steel structures] // Construction of Ukraine. - 2015. - № 2 - 3. - P. 44-51. – (In Ukrainian).

5. Shamis L.B. Calculation bolting joints on the brittle fracture resistance // Budivnytstvo Ukrainy [Construction of Ukraine]. - 2016. - №1. - P. 27-34 (Ua).

6. Shamis L.B., Matchenko T.I., Pervushova L.F. Methods of determining the residual life of the lining storage of spent nuclear fuel on the results of the test samples // Problemy bezpeky atomnyh electrostantsiy i Chornobylya [Problems of nuclear power plants and of Chornobyly]. – 2010. – Iss.14. – P. 69 – 77 (Ua).



АВТОРИ



БАБИЧЕНКО В.Я.
Д-р техн. наук,
завідувач кафедрою
Одеської державної
академії будівництва
та архітектури



КИРИЛЮК С.В.
Канд. техн. наук,
асистент Одеської
державної академії
будівництва та
архітектури



СРЕЛЬЦОВ К.О.
Канд. техн. наук,
асистент Одеської
державної академії
будівництва та
архітектури



ЧЕРЕПАШУК Л.А.
Аспірант Одеської
державної академії
будівництва та
архітектури

ЕНЕРГОЕФЕКТИВНІ ТРИШАРОВІ СТІНОВІ МОНОЛІТНІ КОНСТРУКЦІЇ З ТОНКОСТІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

УДК 69.002.2

АНОТАЦІЯ

Запропоновано енергоефективні огорожувальні стінові монолітні конструкції будівель та споруд, що являють собою нові тришарові конструктивно-технологічні рішення з використанням у зовнішніх шарах в якості незнімної опалубки тонкостінних залізобетонних виробів, а в якості внутрішнього шару бетонів низької теплопровідності.

Energy-efficient building envelope wall monolithic construction of buildings and structures, which are new three-layer technological solutions, using the outer layers as permanent formwork for reinforced concrete of thin-walled elements, as well as an inner layer of concrete low thermal conductivity are proposed.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

енергоефективні конструкції, незнімна опалубка, залізобетонні елементи

Перспективним напрямком будівництва, що інтенсивно розвивається в багатьох країнах, є удосконалення та застосування тришарових енергоефективних огорожувальних стінових конструкцій при зведенні будівель та споруд.

Розвиток такого напрямку спричинений необхідною економією паливно-енергетичних ресурсів при експлуатації будівель та споруд, що введена в дію новим нормативним документом щодо теплової ізоляції будівель [1]. Згідно з цими вимогами наведений опір теплопередачі стінових та інших огорожувальних конструкцій підвищений в цілому у порівнянні з раніше діючими нормативами у 2...2,5 рази.

Як відомо, більшість тепловтрат в будівлях та спорудах (до 68%) відбувається через огорожувальні конструкції. Із цих тепловтрат біля 67% – через світло-непроникливі конструкції (45% – через стіни, 22% – через горище та підлоги) і 33% – через світлопроникливі конструкції – вікна та двері. Для встановлення нових нормативів теплозахисту будівель та споруд за новим нормативним документом було передбачено зниження питомого енергоспоживання до 40% щодо усіх типів будівель та споруд. До прийняття нових норм в цілому по Україні витрати на опалення склали 55 кг у.п./(м²рік), на гаряче водопостачання – 19 кг у.п./(м²рік), тобто сумарно – 74 кг у.п./(м²рік). Для порівняння, в Німеччині або в Фінляндії сумарні енерговитрати склали 18 кг у.п./(м²рік), що зна-



чно менше.

Одним із ефективних шляхів вирішення проблеми економії паливно-енергетичних ресурсів та підвищення теплозахисту внутрішніх приміщень будівель та споруд є застосування тришарових огорожувальних стінових панелей, які мають зовнішні шари, що виготовляються з використанням конструкційних дрібнозернистих бетонів, та середній шар із низькотеплопровідних бетонів або інших теплоізоляційних матеріалів. Тришарові огорожувальні стінові панелі, що при застосуванні ефективних теплоізоляційних матеріалів забезпечують високий опір теплопередаванню, можуть використовуватися при будівництві об'єктів цивільного та промислового призначення [2].

Головним показником якості теплоізоляційного шару огорожувальної стінової монолітної конструкції є теплопровідність, що залежить від властивостей теплоізоляційних матеріалів та їх вологості. Відомо, що теплоізоляційні матеріали огорожувальних конструкцій повинні мати показники теплопровідності не більше $0,175 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$ та середню щільність не більше $500 \text{ кг}/\text{м}^3$ [3].

Теплопровідність матеріалу в теплоізоляційному шарі залежить від ступеня його пористості та характеру пор, структури, вологості, температури та від виду матеріалу. Найбільший вплив на теплопровідність матеріалу в процесі експлуатації тришарової огорожувальної стінової конструкції має пористість теплоізоляційного матеріалу. Чим менша середня щільність теплоізоляційного матеріалу, тим більше у ньому пор, які заповнених повітрям, що має незначну теплопровідність – $0,023 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$. Зміна вологості теплоізоляційних матеріалів суттєво впливає на зміну їх теплопровідності. У зв'язку з тим, що теплопровідність води – $0,58 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$, тобто у 25 разів вища, ніж повітря, пори, заповнені водою, найбільш полегшено пропускають тепловий потік, тому теплопровідність матеріалу теплоізоляційного шару при підвищенні його вологості значно зростає [4].

Згідно з результатами наших досліджень було встановлено, що підвищені теплоізоляційні властивості огорожувальних стінових конструкцій будівель та споруд можна забезпечити шляхом використання тришарових огорожувальних стінових монолітних конструкцій, в яких у якості незнімної опалубки застосовуються тонкостінні залізобетонні вироби із використанням дрібнозернистого бетону (рис. 1). Використання тонкостінних залізобетонних виробів у якості незнімної опалубки дозволяє не тільки знизити масу огорожувальних стінових конструкцій, але і за рахунок їх сполучення з бетонами низької теплопровідності створити ефективні конструктивно-технологічні рішення тришарових огорожувальних стінових монолітних конструкцій з високими теплоізоляційними властивостями, що відповідають сучасним вимогам щодо енергозбереження.

В даному випадку особливо тонкостінні залізобетонні елементи виготовляються в умовах будівельного майданчика або на приоб'єктному полігоні, тому можуть мати різну фактуру, розміри, форму і конфігурацію в залежності від вимог проекту. Виго-

товлення елементів незнімної опалубки в умовах будівельного майданчика скорочує трудовитрати на транспортування, виключає пошкодження тонкостінних елементів, викликані динамічними навантаженнями при транспортуванні з заводу-виготовлювача на об'єкт.

Основними перевагами даного рішення є: високоякісна зовнішня поверхня, що не вимагає великих витрат на обробку; зниження загальних трудовитрат у порівнянні з традиційними рішеннями (виключається розбирання опалубки). В результаті використання бетонів низької теплопровідності істотно підвищуються характеристики конструкцій по теплотехнічних властивостях, а також інтенсифікується процес зведення огорожувальних конструкцій шляхом використання високопродуктивних агрегатів для виготовлення основних конструктивних елементів безпосередньо на будівельному майданчику [5].

Відмінною особливістю тришарових огорожувальних стінових монолітних конструкцій є те, що середній теплоізоляційний шар повинен бути захищений від зовнішніх впливів, які сприяють підвищенню вологості теплоізоляційних матеріалів, і тому при надійному захисті теплоізоляційного матеріалу до нього повинні пред'являтися в основному високі теплотехнічні вимоги та незначні вимоги у відношенні його міцності і деформативності. В сучасних умовах ефективним низькотеплопровідним матеріалом, що застосовується в якості теплоізоляційного шару, можна рекомендувати полегшений керамзитовим гравієм бетон.

У дослідженні представляло інтерес з'ясувати вплив часткової заміни гранітного щебеню керамзитовим гравієм на зміну коефіцієнта теплопровідності бетону. У дослідженнях використовувався бетон із середньою щільністю від 1500 до $2000 \text{ кг}/\text{м}^3$. Зміст керамзитового гравію в суміші заповнювачів при цьому варіювався в діапазоні від 0 до 100% .

Результати експерименту, наведені в табл. 1, свідчать про те, що заміна гранітного щебеню керамзитовим гравієм в інтервалі за обсягом від 20 до 80% призводить до різкого зниження коефіцієнта теплопровідності λ від $0,62 \text{ Вт}/\text{м}\cdot\text{°C}$ ($\rho_{\text{cp}} = 1719 \text{ кг}/\text{м}^3$) до $1,13 \text{ Вт}/\text{м}\cdot\text{°C}$ ($\rho_{\text{cp}} = 2163 \text{ кг}/\text{м}^3$).

Теплопровідність бетону змінюється від $1,5 \text{ Вт}/\text{м}$

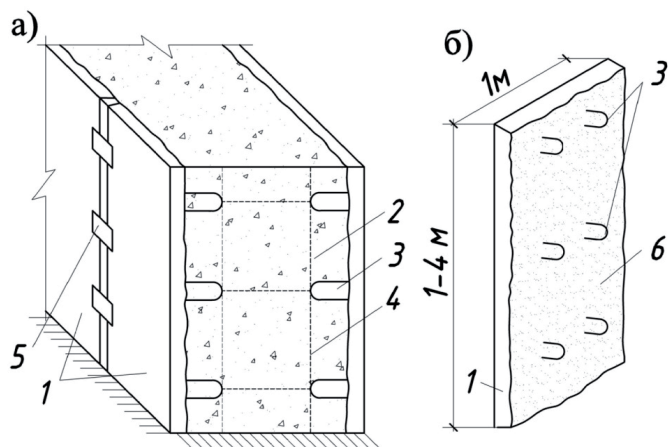


Рис.1. Конструкція тришарових стін: а – загальний вигляд; б – тонкостінні опалубні вироби; 1 – опалубні вироби; 2 – бетон основної конструкції; 3 – анкерні петлі; 4 – армокаркас; 5 – накладка для зварного з'єднання; 6 – активна поверхня опалубки.



°C (заповнювач – гранітний щебінь) до 0,5 Вт/м³ °C (заповнювач – керамзитовий гравій). У досліджуваному діапазоні середньої щільності (1850...2000 кг/м³) теплопровідність бетону змінюється від 0,75 Вт/м³°C (вміст керамзитового гравію в суміші заповнювачів - 60%) до 0,91 Вт/м³°C (вміст керамзитового гравію в суміші наповнювачів - 30%).

Наведений на рис. 2 в діапазоні середньої щільності бетону 1800...2100 кг/м³ коефіцієнт теплопровідності збільшується від 0,7 до 1 Вт/м³°C [6].

Таким чином, для будівельної галузі були запропоновані перспективні тришарові енергоєфективні огорожувальні стінові монолітні конструкції, що мають конструктивно-технологічні рішення, які можуть бути впроваджені у будівельне виробництво. Подальше удосконалення тришарових огорожувальних стінових монолітних конструкцій повинне бути спрямоване на пошуку шляхів зниження середньої щільності та коефіцієнта теплопровідності матеріалів теплоізоляційного шару.

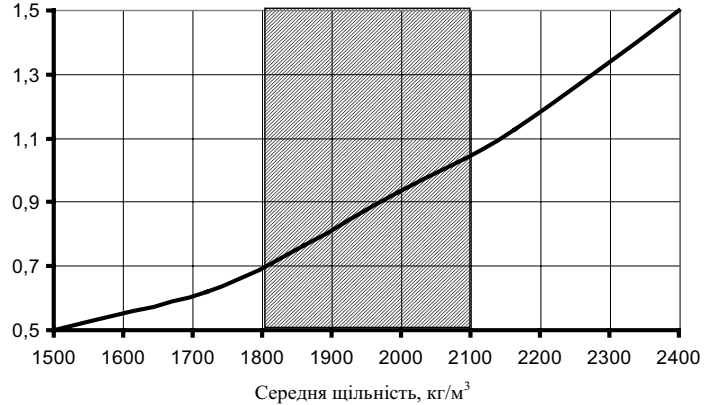


Рис.2. Вплив середньої щільності на теплопровідність бетону.

ні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – Вінниця, 2015. – № 2. – С. 52–55.

6. Стрельцов К.А. Влияние вида заполнителей на теплопроводность бетона / К.А. Стрельцов, Т.И. Барабаш, Н.В. Кирсанов // Вісник ОДАБА. – Одеса: ОДАБА. - 2012. – Вип. №48. – С. 114-117.

ЛІТЕРАТУРА

1. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6–31: 2006. – [Чинний від 2007-04-01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – II, 65 с. – (Будівельні норми України).
2. Ограждающие конструкции с использованием бетонов низкой теплопроводности / [Баженов Ю.М., Король Е.А., Ерофеев В.Т., Митина Е.А.] – М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. – 320 с.
3. Матеріали і вироби будівельні теплоізоляційні. Класифікація і загальні технічні вимоги: ДСТУ Б ГОСТ 16381: 2011. – [Чинний від 1977-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – IV, 6 с. – (Національний стандарт України).
4. Строительное материаловедение: учебник / [П.В. Кривенко, Е.К. Пушкарева, В.Б. Барановский и др.]. – К. : Основа, 2007. – 704 с.
5. Бабиченко В.Я. Устройство тонкостенной железобетонной несъемной опалубки / В.Я. Бабиченко, С.В. Кирилюк, Л.А. Черепашчук // Сучас-

Таблиця 1. Теплопровідність полегшеного бетону.

Заповнювач		Розміри випробуваного зразка			Маса, г	Середня щільність, кг/м ³	λ, Вт/м ³ °C
Гранітний щебінь, %	Керамзитовий гравій, %	довжина, см	ширина, см	висота, см			
20	80	15	15	14,8	5725	1719	0,62
40	60	14,9	15	14,9	6195	1860	0,76
60	40	15	15	15	6735	1996	0,93
80	20	15	15	15	7300	2163	1,13
Контроль (заповнювач –100% керамзитовий гравій)		15	15	15	5140	1500	0,5
Контроль (заповнювач – 100% гранітний щебінь)		14,8	14,9	14,9	7890	2400	1,50

REFERENCES

1. Thermal insulation of buildings: DBN B.2.6–31: 2006. – [Valid from 2007-04-01]. - K. : Ukraine Ministry of Construction, 2006. – II, 65 p. – (Building norms of Ukraine).
2. Bazhenov Y.M., Korol E.A., Erofeev V.T., Mitina E.A. Ograzdayushie konstruktzii s ispolzovaniem betonov nizkoj teploprovodnosti [Protecting designs using low thermal conductivity concrete]. – M. : Publishing Association Building universities, 2008. – 320 p.
3. Materials and products for construction insulated. Classification and general technical requirements: DSTU GOST 16381: 2011. – [Valid from 1997-07-01]. – K. : Ukraine Ministry of Regional Development, 2012. – IV, 6 p. – (State Standart of Ukraine).
4. Stroitelnoe materialovedenie [Construction Materials]: [tutorial] / [P.V. Krivenko, E.K. Pushkareva, V.B. Baranowski et al] – K. : Osнова, 2007. – 704 p.
5. Babichenko V.Y., Kyrylyuk S.V., Cherepashchuk L.A. Device thin concrete permanent formwork // Suchasni tehnologii, materiali i konstruktzii v budivnitstvi [Modern technologies, materials and constructions in building]. - Vinnitsa, 2015. - № 2. - P. 52-55.
6. Streltsov K.A., Barabash T.I., Kirsanov N.V. Influence of the type of aggregates on the thermal conductivity of concrete // Vestnik ODABA [News ODABA]. - Odessa: ODABA. - 2012. - №48. - P. 114-117.



АВТОРИ



ЖАРКО Л.О.

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



ОВЧАР В.П.

Канд. техн. наук,
провідний науко-
вий співробітник
ДП «Державний
науково-дослідний
інститут будівельних
конструкцій»



ЦИМБАЛ С.П.

Інженер ДП
«Державний
науково-дослідний
інститут будівельних
конструкцій»



БЕЛОКОНЬ А.М.

Інженер ДП
«Державний науково-
дослідний інститут
будівельних
конструкцій»

ДОСЛІДЖЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ І ДЕФОРМАТИВНОСТІ ДЕРЕВО-СОЛОМ'ЯНИХ СТІНОВИХ ПАНЕЛЕЙ ТА ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРИТТЯ

УДК 624.073

АНОТАЦІЯ

Представлено результати дослідження характеристик міцності і деформативності дерево-солом'яних стінових панелей та панелей перекриття.

The results of research descriptions of the destructive loading and deformability of wood-straw wall panels and ceiling panels are presented in the article.

КЛЮЧОВІ СЛОВА

дерево-солом'яні стінові панелі, перекриття, міцність, деформативність

Останнім часом у світі поширюється зацікавлення екологічним будівництвом. Одним з таких напрямків є використання дерево-солом'яних панелей стін та перекриття [1 – 5].

Дерево-солом'яні панелі складаються з дерев'яного каркасу, який заповнено солом'яними тюками.

Дослідження характеристик міцності і дефор-



Рис.1. Зразки до початку випробування:
а) стінова панель; б) панель перекриття.

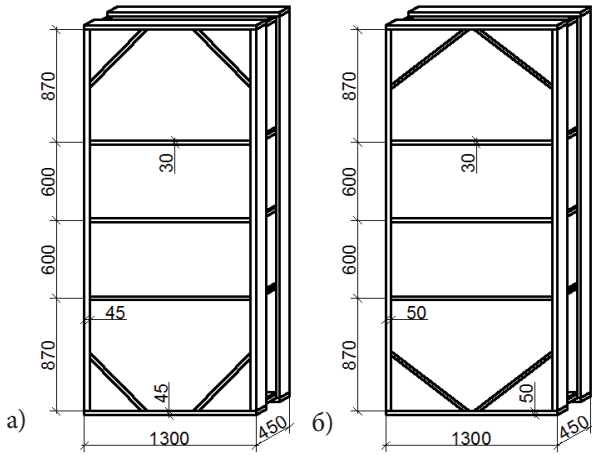


Рис.2. Основні геометричні розміри зразків стінових панелей:
а) ПС-1; б) ПС-2.

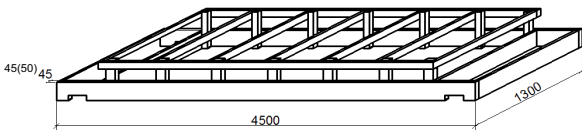


Рис.3. Основні геометричні розміри зразків панелей перекриття.

мативності дерево-солом'яних стінових панелей та панелей перекриття проводилося на зразках, що було надано ТОВ «ПІК «ЕСІЕС-3.КОМ» - по два зразки кожного типу (рис. 1).

Зразки стінових панелей ПС-1 та ПС-2 мали розміри $3,00 \times 1,30 \times 0,445$ м (рис. 2). Дерев'яні елементи каркасу панелі ПС-1 були товщиною 45 мм, а панелі ПС-2 – 50 мм.

Зразки панелей перекриття ПП-1 та ПП-2 мали розміри $4,50 \times 1,30 \times 0,45$ м (рис. 3), дерев'яні елементи каркасу ПП-1 були товщиною 45 мм, ПП-2 – 50 мм.

За візуальним обстеженням перед випробуваннями на поверхні зразків дерево-солом'яних стінових панелей ПС-1, ПС-2 та панелі перекриття ПП-1 видимих дефектів не виявлено. На поверхні зразка панелі перекриття ПП-2 було виявлено дефекти у вигляді сучків та тріщин (рис. 4).

Дослідження характеристик дерево-солом'яних стінових панелей

Зразки стінових панелей випробовувалися на пресовому обладнанні. Для визначення поздовжніх та поперечних деформацій на зразках стінових панелей було встановлено індикатори. Схема розташування приладів на зразках стінових панелей показана на рис. 5. На стороні А були розташовані індикатори, позначені В1 та



Рис.4. Дефекти панелі перекриття ПП-2

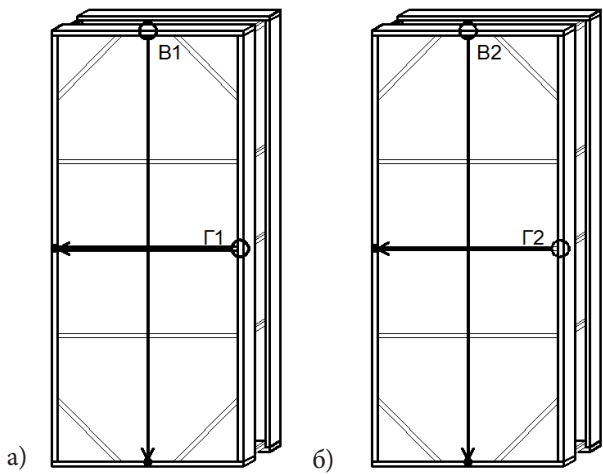


Рис.5. Схема розташування приладів на стіновій панелі:
а) сторона А; б) сторона Б.

Г1 (рис. 5а), на стороні Б – індикатори, позначені В2, Г2 (рис. 5б).

Зразки стінових панелей випробовувалися на пресі ИПС-1000 (рис. 6). Панелі встановлювались на нижню плиту пресу і закріплювались в такому положенні підведенням до дотику з нижньою гранню верхньої траверси преса.

Завантаження зразків стінових панелей здійснювалось ступенями по 2 т (19,6 кН) з витримками між ними. Під час витримки оглядалися поверхні зразків і фіксувалися поздовжні та поперечні деформації.

Величини навантажень та поздовжніх і поперечних деформацій зразка стінової панелі ПС-1 наведено у табл. 1 та на рис. 7 а, б.

Руйнування зразка дерево-солом'яної стінової панелі ПС-1 відбулося на 14 ступені завантаження при навантаженні 27,5 т (269,78 кН) через втрату стійкості дерев'яної стійки (рис. 8).

Величини навантажень та поздовжніх і поперечних деформацій зразка стінової панелі ПС-2 наведено у табл. 2 та на рис. 7 а, б.

Руйнування зразка дерево-солом'яної стінової панелі ПС-2 відбулося на 17 ступені завантаження при на-



Рис.6. Випробування стінової панелі ПС на пресі ИПС-1000.

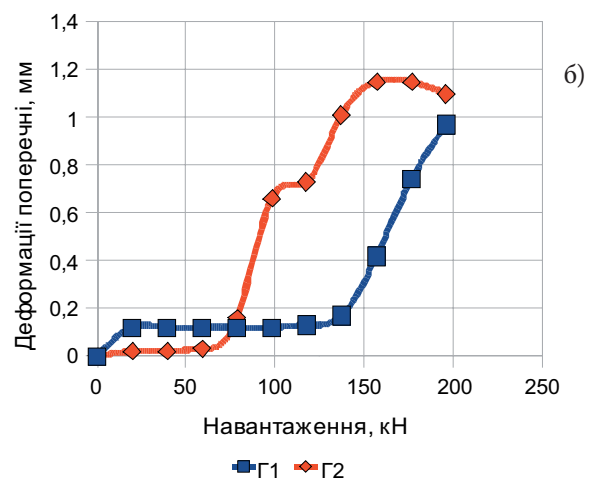
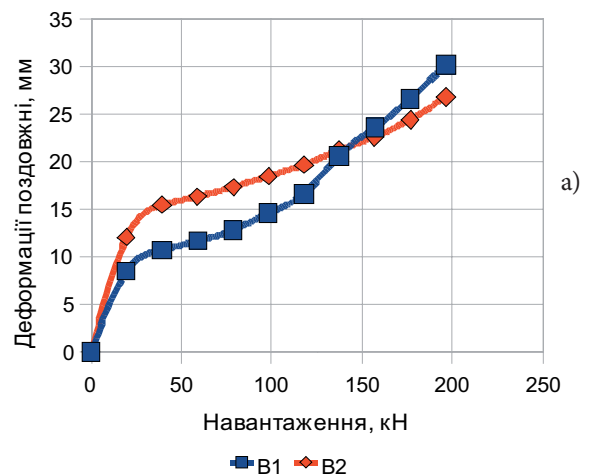


Рис.7. Деформації зразка стінової панелі ПС-1 поздовжні (а) і поперечні (б) в залежності від рівня навантаження

Таблиця 1.

№ ступені	Величина навантаження		Деформації зразка, мм			
	т	кН	Поздовжні деформації		Поперечні деформації	
			В1	В2	Г1	Г2
1	0	0	0	0	0	0
2	2	19,6	8,52	12,11	0,12	0,02
3	4	39,2	10,79	15,5	0,12	0,02
4	6	58,9	11,71	16,4	0,12	0,03
5	8	78,5	12,85	17,39	0,12	0,16
6	10	98,1	14,65	18,54	0,12	0,66
7	12	117,7	16,65	19,72	0,13	0,73
8	14	137,3	20,7	21,27	0,17	1,01
9	16	157,0	23,65	22,69	0,42	1,15
10	18	176,6	26,65	24,47	0,74	1,15
11	20	196,2	30,25	26,87	0,97	1,1



Рис.8. Руйнування зразка стінової панелі ПС-1 через втрату стійкості дерев'яної стійки.

вантаженні 33,5 т (328,64 кН) через втрату стійкості та злому дерев'яних стійок (рис. 10).

Дослідження характеристик дерево-солом'яних панелей перекриття

Рівномірно-розподілене навантаження зразків панелей здійснювалося за допомогою гідравлічних домкратів ДГ-10 з автоматичною насосною станцією з максимальним тиском 200 кгс/см². Тиск від домкратів на зразок передавався через розподільчу систему, що імітувала рівномірно розподілене навантаження.

Завантаження зразків панелей перекриття здійснювалось частками по 300 кгс (51 кН) з витримками між ними. Під час витримки оглядалися поверхні

Таблиця 2.

№ ступені	Величина навантаження		Деформації зразка, мм			
			Поздовжні деформації		Поперечні деформації	
	т	кН	В1	В2	Г1	Г2
1	0	0	0	0	0	0
2	2	19,6	1,68	5,84	0	0,17
3	4	39,2	2,45	8,49	0,01	0,47
4	6	58,9	2,92	9,84	0,03	0,64
5	8	78,5	3,35	11,29	0,08	0,86
6	10	98,1	4,09	12,69	0,38	1,34
7	12	117,7	4,43	14,29	0,53	1,65
8	14	137,3	5,08	16,19	0,53	1,88
9	16	157,0	5,76	18,49	0,49	2,2
10	18	176,6	6,66	20,99	0,59	2,49
11	20	196,2	7,74	23,99	0,59	2,89
12	22	215,8	9,16	27,09	1,25	3,74
13	24	235,4	11,66	29,59	1,91	4,34

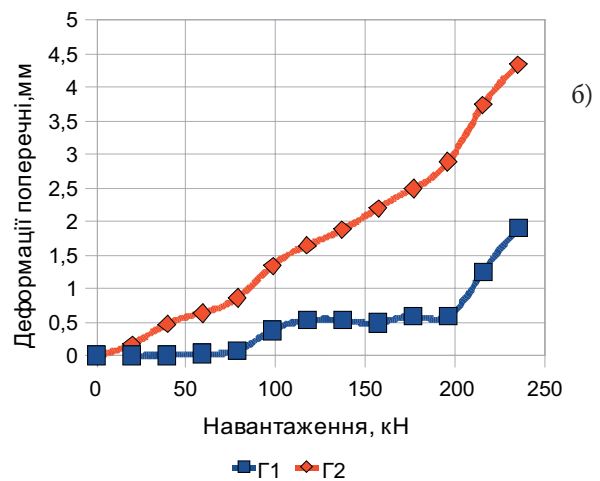
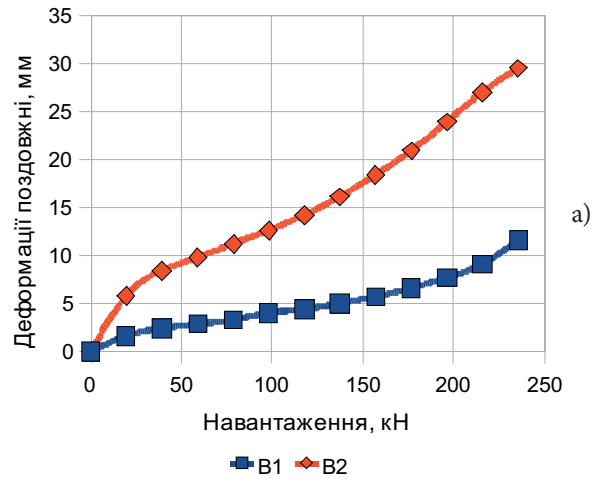


Рис.9. Деформації зразка стінової панелі ПС-2 поздовжні (а) і поперечні (б) в залежності від рівня навантаження.



Рис.10. Руйнування зразка стінової панелі ПС-2 через втрату стійкості та злому дерев'яних стійок.

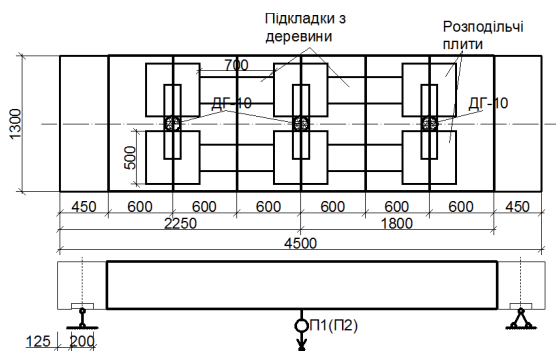


Рис.11. Схема випробування панелі перекриття.

зразків і фіксувались їх прогини за показами прогиномірів П1 та П2, що було встановлено з двох боків зразка посередині прольоту. Схема випробування панелі перекриття показана на рис 11. Для випробування зразки панелей перекриття встановлювалися на закріплені до силової підлоги опорні пристрої з катковою і ножковою опорами (рис. 12).

Величини навантажень, відповідних рівномірно-розподілених навантажень та прогинів зразка панелі перекриття ПП-1 наведено у табл. 3 та на рис. 13.

Руйнування зразка солом'яної панелі перекриття ПП-1 відбулося на 11 ступені завантаження при рівномірно розподіленому навантаженні 513 кг/м² через злом дерев'яних прогонів на середині довжини (рис. 10).

Величини навантажень, відповідних рівномірно-розподілених навантажень та прогинів зразка панелі перекриття ПП-2 наведено у табл. 4 та на рис. 15.

Руйнування зразка солом'яної панелі перекриття



Рис.12. Загальний вигляд випробування панелі перекриття.

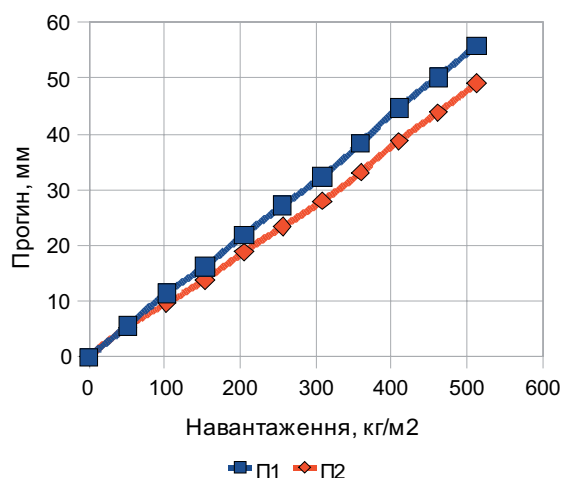


Рис.13. Максимальні прогини в залежності від рівня навантаження зразка панелі перекриття ПП-1.

Таблиця 3.

№ ступені	Навантаження на плиту, кгс	Рівномірно-розподілене навантаження, кг/м ²	Прогини, мм	
			П1	П2
1	0	0	0	0
2	300	51	5,48	5,31
3	600	103	11,37	9,6
4	900	154	16,24	13,84
5	1200	205	21,92	18,83
6	1500	256	27,17	23,38
7	1800	308	32,36	27,97
8	2100	359	38,34	33,09
9	2400	410	44,65	38,71
10	2700	462	50,21	43,81
11	3000	513	55,89	49,05

Таблиця 4.

№ ступені	Навантаження на плиту, кгс	Рівномірно-розподілене навантаження, кг/м ²	Прогини, мм	
			П1	П2
1	0	0	0	0
2	300	51	5,55	7,45
3	600	103	10,77	11,24
4	900	154	16,81	16,42
5	1200	205	23,47	19,9



Рис.14. Руйнування зразка панелі перекриття ПП-1 через злом дерев'яного бруса посередині.

ПП-1 відбулося на 5 ступені завантаження при рівномірно розподіленому навантаженні 205 кг/м² через злом нижнього дерев'яного бруса на середині довжини (рис. 16, 17).

ВИСНОВКИ

В результаті проведених експериментальних досліджень зразків дерево-солом'яних панелей та плит перекриття були визначені фактичні їх характеристики міцності та деформативності.

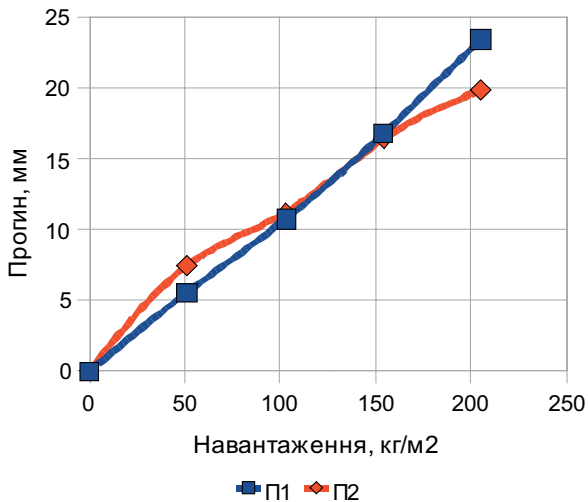


Рис.15. Максимальні прогини (по вертикалі, мм) в залежності від рівня навантаження (по горизонталі, кг/м²) зразка панелі перекриття ПП-2

Визначено руйнівне навантаження зразків стінових панелей, що становило: для ПС-1 - 27,5 т (269,78 кН) та руйнування відбулося через втрату стійкості дерев'яної стійки; для ПС-2 - 33,5 т (328,64 кН) та руйнування сталося через втрату стійкості та злому дерев'яних стійок.

Експериментальним шляхом визначені величини рівномірно розподіленого навантаження і максимальних прогинів зразків плит перекриття: для ПП-1 - 513 кг/м², прогин 55,89 мм, руйнування через злом дерев'яних брусів посередині прольоту панелі; для ПП-2 - 205 кг/м², прогин 23,47 мм, руйнування через злом по сучкам нижнього дерев'яного бруса посередині прольоту панелі.

Суттєва різниця отриманих показників є наслідком виявлених до початку випробувань дефектів дерев'яних елементів каркасу.

Дослідження характеристик міцності і деформативності дерево-солом'яних стінових панелей та панелей перекриття показало можливість застосування цих конструкцій в будівництві житлових і громадських будинків.

ЛІТЕРАТУРА

1. Строительство из соломы: панельная технология - http://www.shikremont.ru/articles/stroit/articles_1992.html.
2. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції: ДБН В.2.6-161:2010. - [Чинні від 2011-09-01]. - К. : Мінбуд України, 2011. - IV, 102 с. - (Будівельні норми України).
3. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2.-2-2006. - [Чинні від 2007-01-01]. - К. : Мінбуд України, 2006. - 60 с. - (Будівельні норми України).
4. Прогини і переміщення: ДСТУ В.1.2.-3-2006. - [Чинний від 2007-01-01]. - К. : Мінбуд України, 2006. - III, 10 с. - (Національний стандарт України).



Рис.16. Руйнування зразка панелі перекриття ПП-2 через злом нижнього бруса на середині довжини.



Рис.17. Характер злому по сучкам нижнього дерев'яного бруса зразка панелі перекриття ПП-2.

5. Конструкції будинків і споруд. Деталі і вироби дерев'яні для малоповерхових житлових і громадських будинків. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-149:2010. - [Чинний від 2011-10-01]. - К. : Мінбуд України, 2011. - IV, 14 с. - (Національний стандарт України).

REFERENCES

1. Building from a straw: panel technology http://www.shikremont.ru/articles/stroit/articles_1992.html.
2. Constructions of houses and buildings. Wooden constructions: DBN B.2.6-161:2010. - [Valid from 2011-09-01]. - K. : Minbud of Ukraine, 2011. - IV, 102 p. - (Building Norms of Ukraine).
3. Loading and influences: DBN B.1.2.-2-2006. - [Valid from 2007-01-01]. - K. : Minbud of Ukraine, 2006. - 60 p. - (Building Norms of Ukraine).
4. Bendings and moving DSTU B.1.2.-3-2006. - [Valid from 2007-01-01]. - K. : Minbud of Ukraine, 2006. - III, 10 p. - (National Standart of Ukraine).
5. Constructions of houses and buildings. Wooden details and wares for smalstories dwelling buildings and public houses. Technical specifications: DSTU B B.2.6-149:2010. [Valid from 2011-10-01]. - K. : Minbud of Ukraine, 2011. - IV, 14 p. - (National Standart of Ukraine).



АВТОРЫ



КОРНИЕНКО Н.В.
Канд. техн. наук,
профессор, Киевский
национальный уни-
верситет строитель-
ства и архитектуры.



ПОКЛОНСЬКИЙ С.В.
Аспирант, ГП «Научно-
исследовательский
институт строительных
конструкций»



ФЕСЕНКО О.А.
Канд. техн. наук, стар-
ший научный сотруд-
ник, ГП «Научно-
исследовательский
институт строитель-
ных конструкций».

ОЦЕНКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТА ПРИ ПОМОЩИ ЛАБОРАТОРНЫХ И ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ

УДК 624.131

АНОТАЦИЯ

Существуют различные методы определения E . При компрессионном сжатии грунта используется кольцо небольшого размера. Это обуславливает ряд факторов, влияющих на результаты теста. В статье приводится модуль деформации грунта, полученный полевым и лабораторным методами и сравнение их величин.

There are various methods of determining E . In compression soil test a ring of small size is used. It causes a number of factors affecting the results of the test. The comparison of deformation modulus values obtained by in situ and laboratory methods is shown in article.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

модуль деформации, компрессия, штамповые испытания грунта

ВВЕДЕНИЕ

На сегодняшний день, нагрузка от зданий и сооружений на основания значительно увеличивается. Это увеличивает ответственность получения исходных данных для грунтов основания, которые характеризуют их прочность и деформативность. Модуль деформации E является одним из параметров деформативности. Существуют различные методы определения E . В Украине модуль деформации грунта в большинстве случаев определяется на основе компрессионных испытаний грунтов в лаборатории из-за их относительной простоты и доступности [3].

Тем не менее, этот метод имеет ряд недостатков. В компрессионных испытаниях грунтов используется кольцо небольшого размера. Это вызывает ряд факторов, влияющих на результаты теста. Число этих факторов достигает тридцати по утверждению профессора А.К. Ларионова [1]. Как показывают специальные исследования, наибольшее влияние на формирование деформаций в образце оказывают зоны пласти-



ческих деформаций на контакте с верхним и нижним штампами устройства. Эти деформации сопровождаются образованием смятой структуры и переходной (буферной) зоны, а также обеспечивают более плавную передачу давления на образец грунта. По нашим экспериментальным определениям, эти зоны в верхней и нижней части образца имеют ограниченное распространение - 2 ... 3 мм.

Можно утверждать, что различие в значениях E , наблюдаемых в ходе сравнения одометрического и других методов, вызваны этими факторами. Как показывают многочисленные испытания, наибольшая разница наблюдается в результатах штамповых и одометрических испытаний. Эта разница в зависимости от типа и состояния грунта может составлять 2...10 раз.

Поправочные коэффициенты m_k , которые использовались для корректировки компрессионных модулей деформации и установлены путем сопоставления результатов испытаний грунтов при штамповых и компрессионных испытаниях, приведены в руководстве к СНиП 2.02.01-83 [4].

Табличные величины E в нормативных документах устанавливались для территории всего Советского Союза (для Украины нуждаются в уточнении), так как они определялись для глубины 3 ... 5 м, сейчас глубина котлованов увеличилась до 10 ... 25 м, а глубина опирания свайных фундаментов - до 40 ... 60 м.

Особенностью Европейской практики является то, что Еврокод 7 [2] требует определять модуль деформации по корреляции от сопротивления зонда, что важно, так как E , а чаще всего увеличивается с глубиной и может достигать 50...100 МПа. Это имело место и в первой редакции МГСН.

Определение E штамповым методом, но с учетом разных вариантов, дает возможность учитывать разные факторы: глубину, статику или динамику, смену влажности и техногенное влияние.

В то же время Европейские нормы рекомендуют определять значения E разными методами, принимая, что такая оценка должна быть комплексной. Используя различные методы и определения различных значений модулей деформации, например: E - упругости Юнга, E' - упругости Юнга при дренировании (долгосрочном), E_{FDT} - при испытаниях гибкого дилатометра, E_{oed} - одометрический, E_{PLT} - по испытанию нагрузкой плиты, E_u - упругости Юнга при невозможности дренирования, E_0 - начальный модуль упругости Юнга, E_{50} - модуль упругости Юнга (при давлении, которое соответствует 50% максимальной прочности на сдвиг). Такая трактовка модулей деформации для Украины является необычной. Использование одного из этих значений не только отвечает методу определения, а и учитывает состояние грунтового основания и может быть приближено к реальным условиям использования.

Разница в модулях при разных видах испытаний подтверждается испытаниями аллювиальных песков на экспериментальной площадке. Полученная разница в деформационных модулях песков при компрессионных и штамповых испытаниях составила 1,7 ... 2,3 раза. С другой стороны, использование штампа как более надежного метода, сопряжено с трудностями устройства таких испытаний. Сегодня в большинстве случаев, как при основных, так и при

контрольных испытаниях грунтового основания даже в неглубоких котлованах штамповые испытания не выполняются.

Сравнение зависимости величин E_{PLT} и E_{oed} от давления для большинства видов грунтов показывает (рис. 1), что при компрессионных испытаниях наибольшую неопределенность составляет определение диапазона нагрузок, хотя теоретически его обоснование сложное. Очень часто на практике, как характеристические значения рассматривались величины модулей деформации, определенных по компрессионной кривой в диапазоне давления 0,1...0,2 МПа, при этом имелось в виду, что с изменением глубин залегания грунтов и давления по подошве фундаментов диапазон нагрузок для определения E должен уточняться.

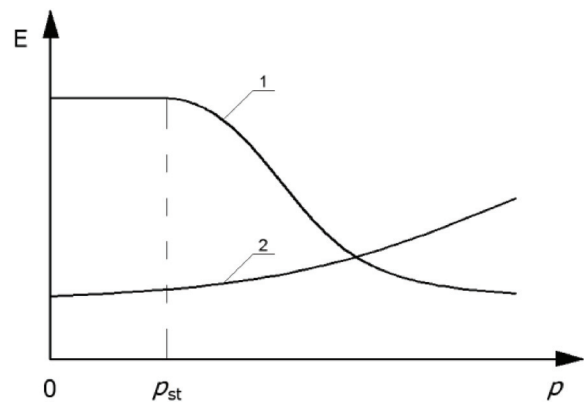


Рис.1. Обобщенная сравнительная оценка модуля деформации штамповых (1) и компрессионных (2) испытаний.

Очевидно, что компрессионные испытания не учитывают возможности развития пластических деформаций в реальной основе, а потому без учета несущей способности увеличения давления p могут даже приводить к завышенным значениям E по сравнению с натурой.

С другой стороны, как известно, история загрузки основания может вызвать соответствующие изменения в деформациях, которые не могут определяться однозначно без учета характера нарастания давления по подошве фундаментов. Поэтому важное значение имеет учет необходимости изменения стандартной методики испытаний образцов грунта в одометре. Эта методика должна согласовываться с характером загрузки основания в реальных условиях.

ШТАМПОВЫЕ ИСПЫТАНИЯ

Испытания статической нагрузкой на круглый штамп I типа площадью 5000 см² выполнены согласно норм Украины по центральной оси котлованов с шагом 10 м на поверхности дна котлованов в 24 точках на двух участках, для получения модуля деформации насыпных грунтов. Вычисление модуля деформации грунта по результатам штамповых испытаний ступенями нагрузок от 50 до 300...350 кПа.

По данным штамповых испытаний построены графики зависимости осадки штампа от давления $S=f(p)$, на графике по усредняющей прямой вычислены значения Δp и ΔS .

Модуль деформации грунта E , МПа вычислен для линейного участка этого графика по формуле:

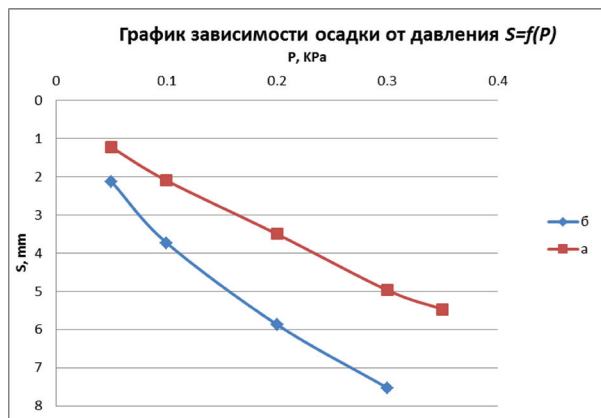


Рис.2. Характерные кривые штамповых испытаний грунта на участках “а” и “б”.

$E=(1-\nu^2)*Kp*KI*D*\Delta p/\Delta S$. Типичные графики зависимости деформации от нагрузки приведены на рис. 2.

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ

Для выполнения лабораторных работ был выполнен отбор проб грунта природной структуры в точках штамповых испытаний.

Компрессионные испытания выполнены на образцах нарушенной структуры мелкого песка с заданной (определенной в полевых условиях) плотностью и влажностью в стандартных одометрах при нагрузках до 0,4 МПа при естественной влажности (6 определений). Одна из компрессионных кривых приведена на рис. 3.

РЕЗУЛЬТАТЫ ВЫПОЛНЕННЫХ РАБОТ

Средние значения плотности скелета песчаных грунтов составляют: $\rho_d=1,792/см^3$ (уч. а), $\rho_d=1,782/см^3$ (уч. б).

Средние значения модуля деформации насыпных грунтов, определенные при штамповых испытаниях, составляют: $E_{плт}=28 \dots 31$ МПа, компрессионного модуля деформации насыпных грунтов $E_{oed}=8,6$ МПа. Таким образом коэффициент корреляции $m_k=1,6$.

ВЫВОДЫ

1. Средние значения модуля деформации песчаных грунтов, определенные при штамповых и одометрических испытаниях сильно отличаются, что важно для надежного расчета ответственных сооружений. Эти значения составили: $E_{плт}=29,5$ МПа, $E_{oed}=18,6$ МПа.
2. Деформация образца грунта является неравномерной по высоте образца.
3. Деформация смятия значительно влияет на величину модуля деформации.
4. Коэффициенты корреляции m_k установлены в Украине как общие средние значения для глин, суглинков и супесей, не учитывают структурную прочность, диапазон нагружения и зависят от вида, плотности и состояния грунта.
5. Зона смятия имеет место и при испытании грунтов нагрузкой плиты, она соразмерна с

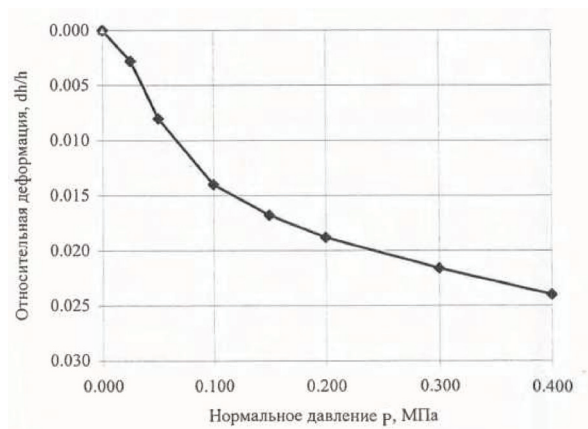


Рис.3. Характерная компрессионная кривая.

зоной смятия в одометре. При расчете осадки испытуемого фундамента смятием грунта у его подошвы можно пренебречь, но в случае компрессионных испытаний из-за малых размеров образца, деформации зоны смятия существенно занижают величину модуля деформации, завышают осадку здания и, как следствие, удорожают строительство.

6. В Еврокоде 7 [2] чтобы избежать неточности определения модуля деформации, принято дифференцированное его определение, а при одометрических испытаниях часто используют с некоторым приближением по ветви разгрузки компрессионной кривой.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ларионов А.К. К вопросу об изучении ошибок при компрессионных испытаниях грунтов на сжатие. Строительство сооружений на лессовых породах / Ларионов А.К., Кислова Л.В. - Воронеж: ВИСИ, 1963.
2. Eurocode 7 EN 1997-2:2007: (E): - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing – (together with United Kingdom National Application Document), 1997. - 196 p.
3. Joseph E. Bowles. Foundation analysis and design, 1996. - 624 p.
4. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНИП 2.02.01-83) НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.

REFERENCES

1. Larionov A.K., Kislova L.V. The question of study in oedometer compression soil test errors. Buildings construction on the loess soils. - Voronezh: VISI, 1963.
2. Eurocode 7 EN 1997-2:2007: (E): - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing – (together with United Kingdom National Application Document), 1997.-196 s.
3. Joseph E. Bowles. Foundation analysis and design, 1996. - 624 p.
4. Manual for the foundations design of buildings and structures (to the SNIP 2.02.01-83) NIIOSP named after Gersevanov. - M.: Stroyizdat, 1986. – 415 p.



МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА ТА ЖИТЛОВО-КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ ОРГАН З СЕРТИФІКАЦІЇ ПРОДУКЦІЇ „ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ (ОС “ЦЕНТРОСЕПРОБУД”)

вул. Івана Клименка, 5/2, м. Київ-37, 03037, тел. (044) 249-37-91, т/ф (044) 248-88-02,
www.niisk.com, E-mail: zharko@ndibk.gov.ua



Орган з сертифікації продукції "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (ОС "ЦЕНТРОСЕПРОБУД")" створений на базі Державного підприємства "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДІБК) у 1993 році і виконує роботи з сертифікації продукції у галузі будівництва.

ОС "ЦЕНТРОСЕПРОБУД" акредитований Національним агентством з акредитації України на відповідність ДСТУ EN 17065-2012 (атестат акредитації №10106 від 14 вересня 2014 року), призначений і уповноважений Держспожив-стандартом України на проведення робіт із сертифікації продукції та послуг в Системі сертифікації УкрСЕПРО (свідоцтво №UA.P.061) та призначений в Системі оцінювання відповідності згідно з Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд (свідоцтво UA.TR.041).

Види діяльності ОС:

- сертифікація продукції будівельного призначення вітчизняних та закордонних підприємств (партиї та серійного виробництва);
- підготовка експертного висновку щодо придатності використання у будівництві; сертифікаційне забезпечення питань митного оформлення продукції (видача замовнику довідок, рішень та листів).

Certification Body of products "The State Research Institute of Building Constructions (CB "CENTROSEPROBUD")" was created on the basis of The State Research Institute of Building Constructions in 1993 which carries out the work on certification of products in the field of construction.

CB «CENTROSEPROBUD» was accredited by National Accreditation Agency of Ukraine and conform to DSTU EN 17065-2012 (accreditation certificate №10106 of 14 September 2015), was commissioned and authorized by the State Committee of Ukraine for Technical Regulation and Consumer Policy to carry out the work on certification of products and services within the System of certification UkrSEPRO Certificate №UA.P.061) and was commissioned within Assessment accordance with the Technical Regulations of construction products, buildings and structures.

CB's scope of activity:

- certification of local and foreign products used for construction (lots and serial production);
- summary of the expert as to the possibility of application in construction; assistance in official registration of products at customs (issuance of certificates, decisions and letters to the customer).



ОС виконує роботи з сертифікації:

- цивільних, промислових, сільськогосподарських будівель і споруд та їх елементів;
- конструкцій з металевих, бетонних, залізобетонних, дерев'яних, пластикових та інших матеріалів;
- конструкцій і елементів фундаментів, підземних споруд та їх елементів;
- конструкцій і деталей стін та перегородок;
- плит, панелей і настилів перекриттів та покриттів;
- конструктивних та архітектурно-будівельних деталей будівель та споруд;
- будівельних матеріалів та виробів;
- вікон, дверей, вітражів, склопакетів та профілів;
- тощо.

У складі ДП НДІБК діють 6 акредитованих на відповідність ДСТУ ISO/IEC 17025:2006 підрозділів, які виконують випробування за показниками:

- фізико-механічних та експлуатаційних властивостей, зовнішнього вигляду, геометричних параметрів;
- визначення корозійної стійкості бетону та арматури;
- теплофізичними та акустичними показниками;
- амплітуди та рівнів вібропереміщень, віброшвидкості і віброприскорення, періодів та частот власних та вимушених коливань.

ОС має у своєму складі 3 сертифікованих аудиторів, кандидата в аудиторів, а також висококваліфікованих спеціалістів, які мають багаторічний досвід у галузі будівельних конструкцій і матеріалів та сертифікації цієї продукції.

СВ carries out the work on certification of the following:

- civil, industrial, agricultural buildings and their elements;
- metal, concrete, ferro-concrete, wooden, plastic and constructions made of other materials;
- base constructions and elements, underground buildings and their elements;
- walls, partition constructions and their parts;
- slabs, panels and floorings of overlap and coverage;
- constructive and architectural parts of buildings;
- building materials and products;
- windows, doors, window-glass and profiles;
- etc.

The State Research Institute of Building Constructions consists of 6 subdivisions accredited to conform to DSTU ISO/IEC 17025:2006 which test the following indexes:

- physico-mechanical and operating properties, external look and geometrical parameters;
- measurement of corrosion resistance of concrete and reinforcement;
- thermo-physical and acoustic indexes;
- amplitude and levels of vibration movements, speed and speeding-up; periods and frequency of damped and driven oscillations.

СВ employs 3 certified auditors, candidate-auditors, as well as highly qualified specialists who have a huge experience in the field of building constructions, materials and certification of such products.



Строк дії сертифіката відповідності - до п'яти років в залежності від схеми сертифікації.

Ми маємо багаторічний досвід плідної співпраці з підприємствами будівельної галузі України та організаціями Німеччини, Польщі, Словаччини, Угорщини, Італії, Фінляндії, Китаю та інших країн.

Накопичений досвід сертифікації продукції та існуюча інфраструктура випробувальних лабораторій дозволяє в короткі строки і на належному рівні виконувати роботи з сертифікації продукції у галузі будівництва.

У випадку необхідності сертифікації Вашої продукції для українського ринку, для отримання консультацій та заключення комерційних угод звертайтеся до нас за адресою:

The validity of the conformity certificate is up to 5 years depending on the scheme of certification.

We have a long-time experience of fruitful cooperation with building enterprises of Ukraine, as well as with German, Polish, Slovakian, Hungarian, Italian, Finnish and Chinese organizations.

Acquired experience of products certification and existing infrastructure of research laboratories let us carry out work on certification of the products in the field of construction within a short period of time at a high level.

If you need to certify products for Ukrainian market, to get consulted and to sign commercial agreements, feel free to contact us:

**03037, м. Київ-37,
вул. Клименка, 5/2**

**P.O.B. 37 Kyiv city,
5/2 Klymenko str., 03037**

Контакти:

Contacts:

**Керівник ОС –
Жарко Людмила Олексіївна
т. +38 (044) 249-37-91;**

**Director of CB-
Ludmyla O. Zharko
Phone: +38 (044) 249-37-91**

моб. +38 (066) 722-70-57;

Cell: +38 (066) 722-70-57;

E-mail: zharko@ndibk.gov.ua

E-mail: zharko@ndibk.gov.ua



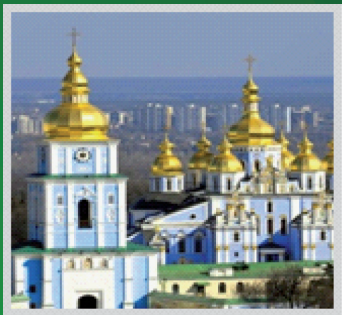
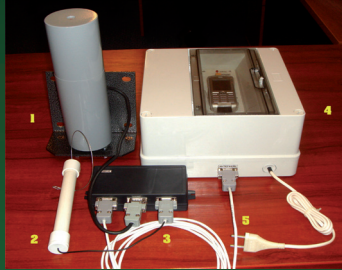
ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ» (ДП НДІБК)

НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

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

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





АДРЕСА ІНСТИТУТУ, ЙОГО ФІЛІЙ ТА ЛАБОРАТОРІЙ

м. Київ, вул. Преображенська, 5/2,
03037, Україна тел.: 044 249-72-34,
044 249-38-00, факс: 044 248-89-09
E-mail: adm-inst@ndibk.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. Волноваха, Донецька обл., 85700
вул. Пархоменко, буд. 19, кв. 36

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



www.niisk.com

