



2019'3

Science & Construction
journal-niisk.com

НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО 2019'3





НАУКА



ТА БУДІВНИЦТВО

3(21)'2019

Виходить чотири рази на рік

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Заснований в лютому 2014 року.

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

Головний редактор:

Фаренюк Г.Г., д.т.н., Україна

Заступник Головного редактора:

Калюх Ю. І., д.т.н., проф., Україна

Редакційна колегія:

Балаш Георгій, д.т.н., проф., Угорська Республіка

Бамбура А. М., д.т.н., проф., Україна

Брандль Хайнц, д.т.н., проф., Австрійська Республіка

Ванічек Іван, д.т.н., проф., Чеська Республіка

Жусупбеков А., Ж., д.т.н., проф., Республіка Казахстан

Ковров А. В., к.т.н., проф., Україна

Назаренко І. І., д.т.н., проф., Україна

Немчинов Ю. І., д.т.н., проф., Україна

Савицький М. В., д.т.н., проф., Україна

Шейніч Л. О., д.т.н., проф., Україна

Виконавчий редактор: Гах Н.Д. к.т.н., Україна

Комп'ютерна верстка: Чорна К.В., Україна

Затверджено до друку Науково-технічною радою
ДП НДІБК (Протокол №3 від 22.08.2019).

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. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2,
м. Київ-37, 03037, тел.: + 38 (044) 249-38-04
E-mail: journal@ndibk.gov.ua,
www.journal-niisk.com

© "Наука та будівництво" 2019

Підписано до друку: 16.09.2019

Віддруковано: Товариство з обмеженою
відповідальністю «Мастеркниг», 02000 м. Київ,
вул. Максима Кривоноса, 2Б

Свідоцтво про реєстрацію суб'єкта видавничої
справи ДК №3861 від 18.08.2010

Замовлення № 9/93 від 30.09.2019

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

4

Тарасюк В.Г., Белоконь О.Л., Янушек Н.Є.
Застосування системного підходу
стосовно розроблення будівельних
норм та національних стандартів
будівельної галузі України

10

**Дворник А.М., Любченко І.Г.,
Титаренко В.А., Шидловська О.В.**
Основи та фундаменти циліндричних
силосів для зерна

21

Оксень Є. І., Хребет В. Г., Шеляшко Р. І.
Оцінювання впливу локальних неоднорідностей
на показники міцності бетону в умовах
обмеження кількості зразків, що підлягають
випробуванню

28

Перельмутер А. В., Юрченко В. В.
Дослідження області несучої здатності
тонкостінних стержневих елементів із
холодногнутих профілів

34

Городецький О.С., Гензерський Ю.В.
Різні підходи до розрахунку конструкцій
на динамічні впливи

47

**Барабаш М.С., Пікуль А.В.,
Писаревський Б.Ю.**
Чисельно-аналітичний методологічний підхід до
моделювання матеріального демпфування

56

**Сейфуллаев Ханлар Курбан оглы,
Гараев Абды Назим оглы**
Усовершенствованная методика расчета
железобетонных элементов на прочность и
сейсмостойкость с учетом требований
Еврокодов



SCIENCE & CONSTRUCTION

3(21)'2019

Published four times a year

FOUNDER

State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions»

Founded in February 2014.

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

Editor-in-chief:

Farenjuk G., Dr., Ukraine

Deputy editor-in-chief:

Kaliukh Yu., Dr., Prof., Ukraine

Editorial Board

Balazs G., Dr., Prof., Republic of Hungary

Bambura A., Dr., Prof., Ukraine

Brandl H., Dr., Prof., Republic of Austria

Kovrov A., PhD, Prof., Ukraine

Nazarenko I., Dr., Prof., Ukraine

Nemchynov Iu., Dr., Prof., Ukraine

Savytskyi M., Dr., Prof., Ukraine

Sheinich L., Dr., Prof., Ukraine

Vanicek I., Dr., Prof., Czech Republic

Zhussupbekov A., Dr., Prof., Republic of Kazakhstan

Executive Editor: Gakh N., PhD, Ukraine

Computer layout: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 3 dated on 22.08.2019)

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 Editorial Board may be not agreed with authors' opinion.

Address of Editorial Board:

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

tel.: + 38 (044) 249-38-04

E-mail: journal@ndibk.gov.ua,

www.journal-niisk.com

© «Science & Construction», 2019

Signed for printing: 16.09.2019

Printed: Master book Limited Liability Company 2B Maksyma Kryvonosa St., Kyiv, 02000

Certificate of Publishing Business Entity Registration
DK No. 3861 of 18.08.2010

Order № 9/93 from 30.09.2019

Drawing: 100 copy

CONTENT

4

Tarasyuk V.H., Bielokon O.L., Yanushek N.Ye.
System approach application to the construction norms and national standards development for the construction sector of Ukraine

19

Dvornyk A.M., Liubchenko I.H., Tytarenko V.A., Shydlovska O.V.
Bases and foundations for grain cylindrical silos

31

Oksen E. I., Khrebet V. G., Shelyashko R. I.,
Estimation of the effect of local inhomogeneities on the indicators of strength of concrete in the conditions of limitation of the number of samples to be tested

38

Perelmutter A. V., Yurchenko V. V.
Load-bearing capacity region analysis of thin-walled structural members from cold-formed profiles

47

Gorodetsky A.S., Genzersky Y.V.
Different approaches to dynamic analysis of structures

56

Barabash M.S., Pikul A.V., Pysarevskiy B.Y.
Numerical-analytical methodological approach to the modeling of material damping

62

Seyfullaev Khanlar Kurban ogli, Qarayev Abdi Nazim ogli
Improved methodology of the reinforced concrete elements calculation for strength and seismic resistance with regard to the requirement of Eurocodes



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.107>

УДК 69 (477) (094.9) (045)



ТАРАСЮК В.Г.

Канд. технічних наук,
заступник директора з наукової
та нормативно-методичної
роботи, ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: v.tarasyuk@ndibk.gov.ua,
тел.: + 38 (050) 387-97-12,
ORCID: 0000-0002-3844-1376



БЕЛОКОНЬ О.Л.

Канд. технічних наук, завідувач
відділу, ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: belokon@ndibk.gov.ua,
тел.: + 38 (044) 249-37-09,
ORCID: 0000-0002-4722-9350



ЯНУШЕК Н.Є.

Інженер II категорії,
ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: n.yanushek@ndibk.gov.ua,
тел.: + 38 (044) 249-37-09,
ORCID: 0000-0002-0464-823X

ЗАСТОСУВАННЯ СИСТЕМНОГО ПІДХОДУ СТОСОВНО РОЗРОБЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ НОРМ ТА НАЦІОНАЛЬНИХ СТАНДАРТІВ БУДІВЕЛЬНОЇ ГАЛУЗІ УКРАЇНИ

АНОТАЦІЯ

Наведено ряд невирішених проблем будівельної галузі України, зокрема пов'язаних із застосуванням системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та національних стандартів, що є одним із важливих механізмів технічного регулювання будівельної галузі України.

Відзначено, що застосування системного підходу в різних сферах діяльності відіграє значну роль у формуванні цілісної системи, що в свою чергу зумовлює створення відповідного об'єкту та його існування в рамках деякої великої цілісної комплексної системи на відповідному рівні.

Наведено в загальному розумінні поняття системного підходу, що полягає у системному вирішенні будь-якої проблеми з урахуванням мети та завдань системи, її цілісності, структури, усіх зовнішніх та внутрішніх зв'язків.

Проаналізовано проблеми застосування системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та національних стандартів будівельної галузі України та визначено шляхи їх вирішення.

Відомо, що в цілому національна нормативна база будівельної галузі України представляє-

на у вигляді пірамідальної структури, яка містить нормативні акти та нормативні документи різного рівня підпорядкування, що мають працювати в комплексі як єдина система.

Наведено окремі проблемні питання, що пов'язані із системним розробленням будівельних норм та національних стандартів, методом прийняття міжнародних та регіональних стандартів як національних, а також фінансуванням робіт з національної стандартизації та встановленням пріоритетності їх розроблення.

Відзначено, що формування та удосконалення національної нормативної бази будівельної галузі України залежить від збалансованого застосування принципу щодо відкритості та прозорості процедур розроблення, затвердження і прийняття будівельних норм та національних стандартів, в тому числі національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами, з урахуванням інтересів усіх зацікавлених сторін.

Показано, що будівельні норми, що розроблені на основі параметричного методу нормування, та



їх підтримуючі національні стандарти, є однією системою, що має працювати в комплексі.

Встановлено стан розвитку національної нормативної бази будівельної галузі України стосовно розроблення державних будівельних норм та національних стандартів, в тому числі національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами.

Визначено питання фінансування робіт з національної стандартизації будівельної галузі України, що мають бути урегульовані на рівні держави.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: будівельні норми, національні стандарти, підтримуючі національні стандарти, параметричний метод нормування, міжнародні стандарти, регіональні стандарти.

АННОТАЦИЯ

Приведен ряд нерешенных проблем строительной отрасли Украины, в частности, связанных с применением системного подхода относительно разработки строительных норм и национальных стандартов, который является одним из важных механизмов технического регулирования строительной отрасли Украины.

Отмечено, что применение системного подхода в различных сферах деятельности играет значительную роль в формировании целостной системы, что в свою очередь предопределяет создание соответствующего объекта и его существования, в рамках некоторой большой целостной комплексной системы на соответствующем уровне.

Приведено в общем смысле понятие системного подхода, которое заключается в системном решении любой проблемы с учетом целей и задач системы, ее целостности, структуры, всех внешних и внутренних связей.

Проанализированы проблемы применения системного подхода относительно разработки строительных норм и национальных стандартов строительной отрасли Украины и определены пути их решения.

Известно, что в целом национальная нормативная база строительной отрасли Украины представлена в виде пирамидальной структуры, которая содержит нормативные акты и нормативные документы разного уровня подчинения, которые должны работать в комплексе как единая система.

Приведены отдельные проблемные вопросы, связанные с системной разработкой строительных норм и национальных стандартов, методом принятия международных и региональных стандартов как национальных, а также финансированием работ по национальной стандартизации и установлением приоритетности их разработки.

Отмечено, что формирование и совершенствование национальной нормативной базы строительной отрасли Украины зависит от сбалансированного применения принципа относительно

открытости и прозрачности процедур разработки, утверждения и принятия строительных норм и национальных стандартов, в том числе национальных стандартов, гармонизированных с международными и региональными стандартами, с учетом интересов всех заинтересованных сторон.

Показано, что строительные нормы, разработанные на основе параметрического метода нормирования, и их поддерживающие национальные стандарты, являются одной системой, которая должна работать в комплексе.

Установлено состояние развития национальной нормативной базы строительной отрасли Украины относительно разработки государственных строительных норм и национальных стандартов, в том числе национальных стандартов, гармонизированных с международными и региональными стандартами.

Определены вопросы финансирования работ по национальной стандартизации строительной отрасли Украины, которые должны быть урегулированы на уровне государства.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: строительные нормы, национальные стандарты, поддерживающие национальные стандарты, параметрический метод нормирования, международные стандарты, региональные стандарты.

ABSTRACT

The various unresolved problems of the construction sector of Ukraine are outlined. They include, in particular, concerns about the system approach application to the building regulations and national standards development, which is one of the important mechanisms of the construction industry technical regulation in Ukraine.

It is noted that the system approach application in the various spheres of activities plays a significant role for the unified system formation, which, in turn, leads to the creation of the corresponding object and its existence within the framework of some large holistic complex system at the appropriate level.

The system approach concept is characterized in a general sense as envisaging a systemic solution of any problem with regard to the purpose, tasks, integrity, structure and all external and internal relations.

The problems of the system concept use in the construction regulations and national standards elaboration for the construction sector of Ukraine are analyzed and the ways for their solutions are defined.

It is known that the national regulatory framework of the construction sector of Ukraine as a whole is presented in a pyramid structure form containing the normative acts and normative documents of the different subordination levels, which should work together as a unified system.

Some specific issues relating to the construction regulations and national standards systemic development, the methods of adopting the international



and regional standards as national ones, as well as the works financing for national standardization and standards development prioritization are analyzed.

It is noted that the national regulatory framework formation and improvement for the construction sector of Ukraine depends on the balanced application of openness and transparency principle in the procedures of the development, approval and adoption of construction regulations and national standards, including national standards harmonized with international and regional standards, and the allowance for the interests of all stakeholders.

It is shown that the building regulations developed using the codification parametric method and their supporting national standards constitute a unified system that must work integrally.

The state of the national regulatory framework evolution in the construction sector of Ukraine is described with regard to the development of the state construction regulations and national standards, including the national standards harmonized with international and regional ones.

The issues of the national standardization works financing in the construction sector of Ukraine, which should be regulated at the state level, are clearly stated.

KEY WORDS: construction regulations, national standards, supporting national standards, parametric method of codification, international standards, regional standards.

ВСТУП

На сьогодні існує ряд невирішених проблем будівельної галузі України, зокрема пов'язаних із застосуванням системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та національних стандартів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Одним із важливих механізмів технічного регулювання будівельної галузі України є застосування системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та національних стандартів, що в свою чергу сприятиме забезпеченню відповідного рівня надійності та безпеки будівельних об'єктів в цілому.

На сьогодні будівельні норми розробляють на основі параметричного методу нормування, що мають містити лише основні положення. Вимоги (методи, настанови), що забезпечують виконання основних положень, мають бути наведені у так званих підтримуючих національних стандартах.

Водночас, протягом останніх років відповідно до Закону України «Про стандартизацію» в ході реформування діяльності Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, розроблення національних стандартів, в тому числі так

званих підтримуючих національних стандартів та національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами, знаходиться в надто невизначеному стані.

Відомо, що на початку липня 2016 року Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України зупинило діяльність в сфері національної стандартизації за класами

91 «Будівельні матеріали та будівництво» і 93 «Цивільне будівництво».

Надалі повноваження щодо організації та координації діяльності щодо розроблення, прийняття, перевірки, перегляду, скасування та відновлення дії національних стандартів, кодексів ustalеної практики та змін до них за класами 91 «Будівельні матеріали та будівництво» і

93 «Цивільне будівництво» здійснює новостворений Національний орган стандартизації (далі – НОС), функції якого виконує Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості» Міністерства економічного розвитку та торгівлі України.

Такий процес реформування спричинив ряд суттєвих змін в сфері технічного регулювання будівельної галузі України, зокрема щодо забезпечення системного підходу розроблення будівельних норм та національних стандартів.

Тому, на сьогодні вирішення питань щодо, забезпечення системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та національних стандартів будівельної галузі України, є досить актуальним.

МЕТА СТАТТІ

Проаналізувати проблеми застосування системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та національних стандартів будівельної галузі України та визначити шляхи їх вирішення.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

На сьогодні застосування системного підходу, в різних сферах діяльності, відіграє значну роль у формуванні цілісної системи, що зумовлює створення відповідного об'єкту та його існування, в рамках деякої великої цілісної комплексної системи на відповідному рівні.

В загальному розумінні поняття системного підходу полягає у системному вирішенні будь-якої проблеми, з урахуванням цілей та завдань системи, її цілісності, структури, усіх зовнішніх та внутрішніх зв'язків, що спрямовані на досягнення єдиної мети.

Системний підхід, побудований на основі відповідних принципів, що передбачають зокрема наявність взаємозв'язку з іншими системами, взаємодію та існування в єдності з ними, вивчення з різних сторін зі своїми особливостями



ми та характеристик системи. Крім того, системний підхід передбачає ієрархічність системи, що розглядається як складна структура з різними рівнями, між якими встановлюються відповідні зв'язки, і динамічність, що розглядає систему в рухові та розвитку.

Водночас, застосування системного підходу забезпечує модульність побудови системи, поєднання рішень, що приймаються, децентралізацію, що в свою чергу впливає на процес керування централізацією та децентралізацією, а також сприяє врахуванню невизначеностей та випадковостей у системі.

Тому, застосування системного підходу є одним із ефективних засобів зі сприяння науково-технічному розвитку зокрема будівельної галузі України в напрямі формування та удосконалення національної нормативної бази шляхом створення єдиної цілісної комплексної системи.

В цілому, національна нормативна база будівельної галузі України представлена у вигляді пірамідальної структури, яка містить нормативні акти та нормативні документи різного рівня підпорядкування, що мають працювати в комплексі як єдина система. На верхівці піраміди містяться нормативні акти вищого рівня підпорядкування, зокрема державні (галузеві, відомчі) будівельні норми. Під будівельними нормами містяться нормативні документи нижчого рівня підпорядкування, зокрема національні стандарти, стандарти підприємств, установ та організацій, технічні умови. Нижній ряд піраміди займають документи довідкового характеру, зокрема керівні документи, документи відомчого характеру, методичні рекомендації, посібники.

На підставі вищенаведених загальних положень, щодо застосування системного підходу надалі в статті, наведено окремі проблемні питання, що пов'язані із системним розробленням будівельних норм та національних стандартів, методом прийняття міжнародних та регіональних стандартів як національних, а також фінансуванням робіт з національної стандартизації та встановленням пріоритетності їх розроблення.

Формування та удосконалення національної нормативної бази будівельної галузі України залежить від збалансованого застосування принципу, щодо відкритості та прозорості процедур розроблення, затвердження і прийняття будівельних норм та національних стандартів, в тому числі національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами, з урахуванням інтересів усіх зацікавлених сторін.

Такий підхід в свою чергу сприятиме забезпеченню відповідним чином впорядкованості в сфері технічного регулювання будівельної галузі України, а також встановленню пріоритетності прийняття в Україні міжнародних та регіональних стандартів як національних.

Відомо, що на сьогодні будівельні норми розробляють на основі параметричного методу нормування. Такі будівельні норми мають містити лише основні положення, а вимоги (методи, настанови), що забезпечують їх виконання, мають бути наведені у так званих підтримуючих національних стандартах.

Будівельні норми, що розроблені на основі параметричного методу нормування, у разі забезпечення відповідного рівня безпеки, функціональності та якості будівельного об'єкту, надають можливість проектувальнику у виборі різних сучасних альтернативних рішень.

Як показує досвід, основними підготовчими заходами щодо впровадження таких будівельних норм, є необхідність у розробленні так званих підтримуючих національних стандартів.

Будівельні норми, що розроблені на основі параметричного методу нормування, та їх підтримуючі національні стандарти, є однією системою, що мають працювати в комплексі. В іншому випадку така комплексна система не може працювати на відповідному рівні і може спричинити певні труднощі.

Тому, одним із шляхів попередження виникнення таких труднощів є застосування саме системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та їх підтримуючих національних стандартів.

Прикладом застосування такого системного підходу в Україні є розроблення відповідних підтримуючих національних стандартів у розвиток положень будівельних норм, зокрема що розроблені на основі параметричного методу нормування.

Так, у розвиток положень чинних ДБН В.1.1-25:2009 «Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення» [1] розроблено ДСТУ-Н Б В.1.1-38:2016 «Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення» [2].

На забезпечення виконання основних положень чинних

ДБН В.1.1-45:2017 «Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення» [3] розроблено ряд підтримуючих національних стандартів, зокрема:

- ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 «Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд» [4];
- ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016 «Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах» [5];
- ДСТУ-Н Б В.1.1-41:2016 «Настанова щодо проектування будівель і споруд на закарстованих територіях» [6];
- ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016 «Настанова щодо проектування будівель і споруд на підроблювальних територіях» [7];
- ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016 «Настанова



щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах» [8];

- ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» [9].

У розвиток положень чинних ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення» [10] розроблено ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016 «Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів» [11].

І саме такий системний підхід забезпечує повноцінну комплексну роботу будівельних норм, що розроблені на основі параметричного методу нормування, та відповідних їм підтримуючих національних стандартів.

На сьогодні в Україні є чинні нові редакції будівельних норм, зокрема ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення» [12], ДБН В.2.3-7:2018 «Метрополітени. Основні положення» [13], ДБН В.2.6-33:2018 «Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування» [14], що також потребують розроблення у розвиток їх основних положень ряду відповідних підтримуючих національних стандартів.

Однак, останнім часом розроблення національних стандартів, в тому числі так званих підтримуючих національних стандартів, та національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами, знаходиться в надто невизначеному стані. І насамперед, це пов'язано із чинним в Україні на сьогодні механізмом розроблення національних стандартів і прийняття відповідних міжнародних та регіональних стандартів.

Так, загальна кількість чинних державних будівельних норм та національних стандартів, в тому числі національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними

стандартами, становить 1614 (див. рисунки 1 – 3).

В результаті аналізу даних, наведених на рисунках 1 – 3, встановлено, що протягом останніх років розроблення державних будівельних норм та національних стандартів знаходиться в дещо різній динаміці.

Так, протягом останніх років спостерігається збільшення динаміки стосовно розроблення державних будівельних норм (див. рисунок 1).

Інша картина спостерігається після 2016 року стосовно розроблення національних стандартів, що характеризується зменшенням динаміки (див. рисунок 2).

Зменшення динаміки можна пояснити тим, що протягом останніх років за бюджетного фінансування Міністерства економічного розвитку та торгівлі України виконання робіт з національної стандартизації здійснюється відповідно до встановлених пріоритетів, зокрема шляхом впровадження в національне законодавство відповідних європейських директив щодо безпеки машин, електромагнітної сумісності та низьковольтного електричного обладнання.

Розроблення національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами, що наведено на рисунку 3, після 2016 року, є досить активним. Таку динаміку можна пояснити тим, що на сьогодні НОС приймає переважну кількість міжнародних та регіональних стандартів методом підтвердження, тобто мовою оригіналу.

Так, загальна кількість національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами, після 2016 року, становить 171, з них 126 міжнародних та регіональних стандартів прийнято методом підтвердження (див. рисунок 4).

Але, такий підхід є досить неприйнятним. На сьогодні прийняття міжнародних та регіональних стандартів методом підтвердження створює значні труднощі для забезпечення змістовного аналізу

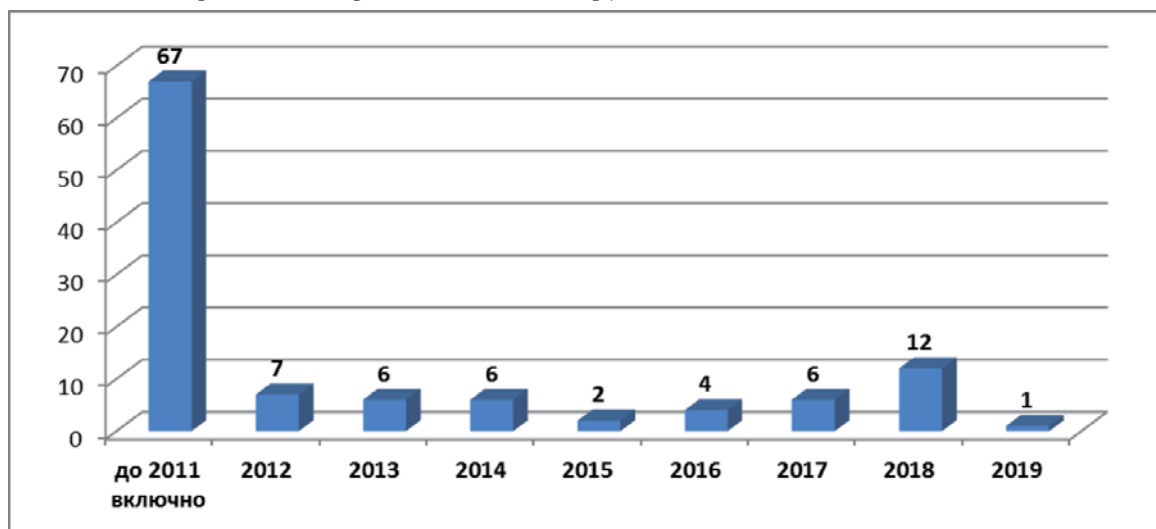


Рис. 1. Чинні державні будівельні норми, що затверджені протягом визначених років.

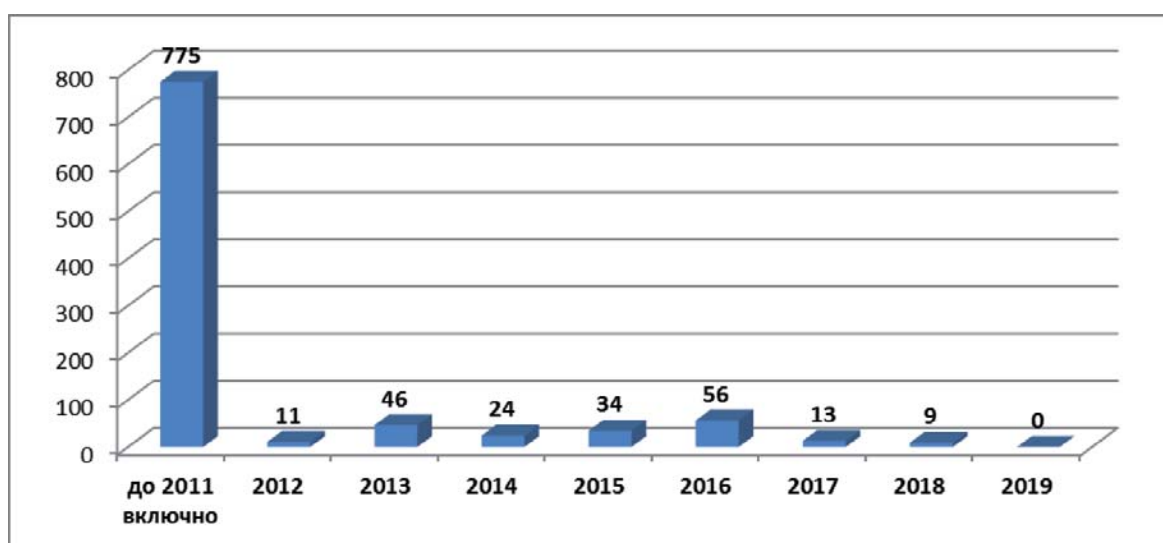


Рис. 2. Чинні національні стандарти, що прийняті протягом визначених років.

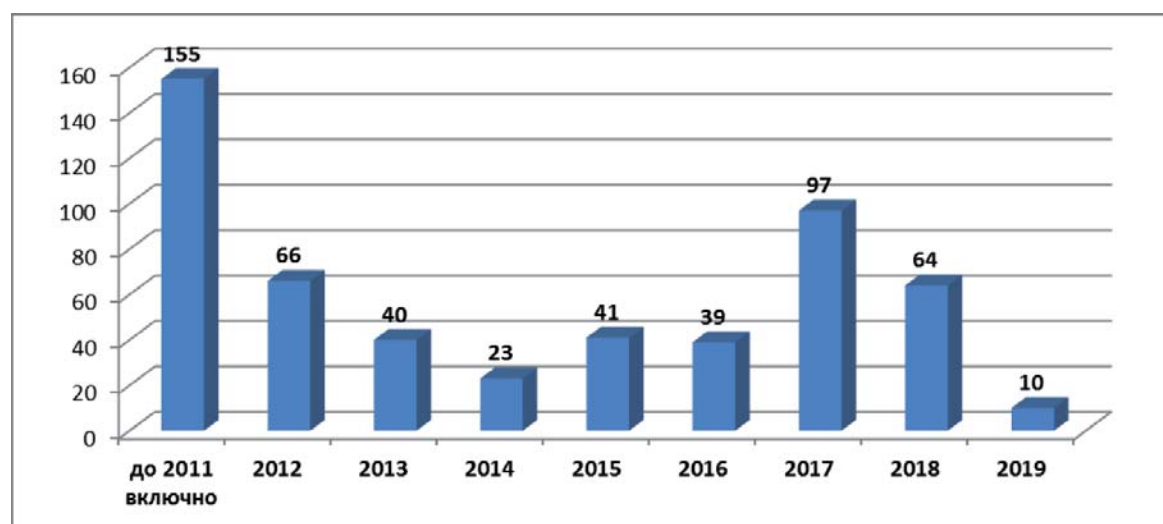


Рис. 3. Чинні національні стандарти, гармонізовані з міжнародними та регіональними стандартами, що прийняті протягом визначених років.

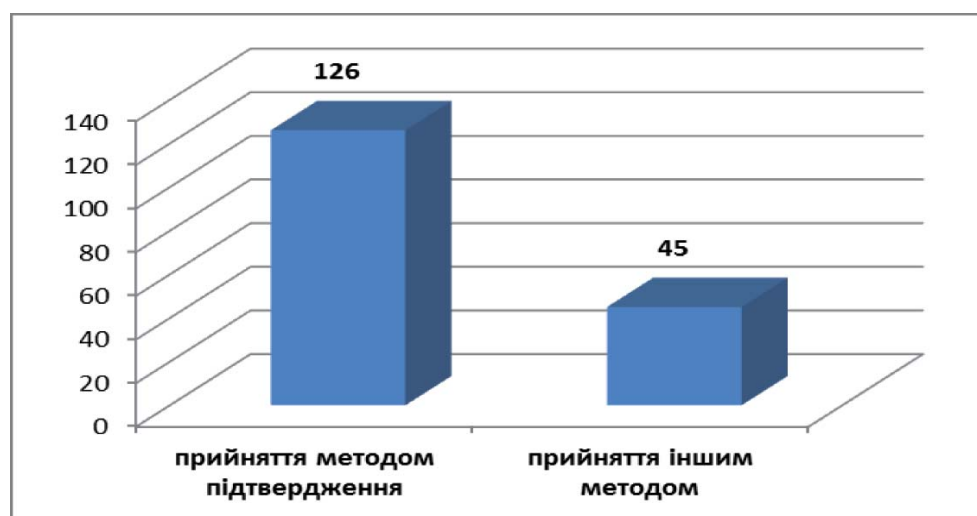


Рис. 4. Чинні національні стандарти, гармонізовані з міжнародними та регіональними стандартами.



текстів міжнародних та регіональних стандартів, встановлення можливості застосування їх положень користувачами та ймовірності уникнення неоднозначного тлумачення їх положень (співставлення термінів та їх визначень, методів випробувань, застосовуваного обладнання тощо).

Одним із шляхів уникнення таких труднощів є прийняття міжнародних та регіональних стандартів виключно методом перекладу з ідентичним ступенем відповідності.

Слід також зазначити, що протягом поточних років до НОС надсилаються пропозиції з розроблення національних стандартів, в тому числі національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами, зокрема що підпадають під дію Регламенту (ЄС) № 305/2011 Європейського парламенту та Ради від 9 березня 2011 року, що встановлює гармонізовані умови для розміщення на ринку будівельних виробів та скасовує Директиву Ради 89/106/ЄЕС, для подальшого їх внесення до Програми робіт з національної стандартизації. Але, на жаль, вищевказані пропозиції за рішенням Міністерства економічного розвитку та торгівлі України не є пріоритетними і не можуть бути розроблені в межах його бюджетних програм.

Відомо, що відповідно до Закону України «Про стандартизацію» замовниками послуг з виконання робіт з національної стандартизації за рахунок коштів Державного бюджету України є центральні органи виконавчої влади, а єдиним надавачем таких послуг – НОС.

Таким чином, на сьогодні фінансування робіт з національної стандартизації будівельної галузі України, не забезпечується ні Міністерством економічного розвитку та торгівлі України як центрального органу виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики у сфері стандартизації, ні Міністерством регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України як центрального органу виконавчої влади, що забезпечує формування державної політики будівельної галузі України.

Як показує досвід, протягом останніх років в межах своїх господарських потреб єдиними замовниками стосовно розроблення національних стандартів є інші суб'єкти господарювання, зокрема

ТОВ «Кнауф Гіпс Київ», Асоціація «Виробники пінопласту» України, Українська Рада з зеленого будівництва, ТОВ «Метиз Групп», Інтернешнл Рісорсіс Груп.

Такий підхід до розвитку національної нормативної бази будівельної галузі України вже призводить до сповільнення її розвитку за класами

91 «Будівельні матеріали та будівництво» і 93 «Цивільне будівництво».

Тому питання фінансування робіт з національної стандартизації будівельної галузі України, перш за все, мають бути урегульовані на рівні держави.

ВИСНОВКИ

Таким чином, застосування системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та національних стандартів, в тому числі національних стандартів, гармонізованих з міжнародними та регіональними стандартами, будівельної галузі України є досить актуальним і потребує певного упорядкування на рівні держави.

Одним із шляхів забезпечення застосування системного підходу стосовно розроблення будівельних норм та національних стандартів, зокрема є одночасне розроблення будівельних норм та так званих підтримуючих національних стандартів, що мають працювати в комплексі як єдина система. Це в свою чергу забезпечить відповідний рівень надійності та безпеки будівельних об'єктів в цілому.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення: ДБН В.1.1-25-2009. - [Чинний від 2011-01-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. - II, 30 с. - (Державні будівельні норми України).
2. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення: ДСТУ-Н Б В.1.1-38:2016. - [Чинний від 2017-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - VI, 135 с. - (Національний стандарт України).
3. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення: ДБН В.1.1-45:2017. - [Чинний від 2017-10-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2017. - IV, 29 с. - (Державні будівельні норми України).
4. Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд: ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016. - [Чинний від 2017-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - V, 71 с. - (Національний стандарт України).
5. Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах: ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016. - [Чинний від 2017-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - IV, 66 с. - (Національний стандарт України).
6. Настанова щодо проектування будівель і споруд на закарстованих територіях: ДСТУ-Н Б В.1.1-41:2016. - [Чинний від 2017-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - V, 89 с. - (Національний стандарт України).
7. Настанова щодо проектування будівель і споруд на підтоплювальних територіях: ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016. - [Чинний від



- 2017-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - IV, 68 с. - (Національний стандарт України).
8. Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах: ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016. - [Чинний від 2017-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - V, 95 с. - (Національний стандарт України).
9. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд: ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. - [Чинний від 2017-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - IV, 38 с. - (Національний стандарт України).
10. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення: ДБН В.1.1-46:2017. - [Чинний від 2017-11-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2017. - IV, 47 с. - (Державні будівельні норми України).
11. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів: ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016. - [Чинний від 2017-04-01]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. - V, 89 с. - (Національний стандарт України).
12. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. - [Чинний від 2019-01-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2018. - IV, 36 с. - (Державні будівельні норми України).
13. Метрополітени. Основні положення: ДБН В.2.3-7:2018. - [Чинний від 2019-09-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2019. - III, 70 с. - (Державні будівельні норми України).
14. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування: ДБН В.2.6-33:2018. - [Чинний від 2018-12-01]. - Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2018. - III, 19 с. - (Державні будівельні норми України).
- 45:2017 from 01st October 2017. Kyiv: SE “Ukrarkhbudinform” [in Ukrainian].
4. Guidelines for the engineering preparation of buildings and structures soil basement. (2017). DSTU-N B V.1.1-39:2016 from 01st April 2017. Kyiv: SE “UkrNDNC” [in Ukrainian].
5. Guidelines for design of buildings and structures on soft soils. (2017). DSTU-N B V.1.1-40:2016 from 01st April 2017. Kyiv: SE “UkrNDNC” [in Ukrainian].
6. Guidance on the design of buildings and structures on karst areas. (2017). DSTU-N B V.1.1-41:2016 from 01st April 2017. Kyiv: SE “UkrNDNC” [in Ukrainian].
7. Guidelines for the design of buildings and structures on undermined territories. (2017). DSTU-N B V.1.1-42:2016 from 01st April 2017. Kyiv: SE “UkrNDNC” [in Ukrainian].
8. Guidelines for designing buildings and structures on subsiding soils. (2017). DSTU-N B V.1.1-44:2016 from 01st April 2017. Kyiv: SE “UkrNDNC” [in Ukrainian].
9. Guidance on scientific and technical monitoring of buildings and structures (2017). DSTU-N B V.1.2-17:2016 from 01st April 2017. Kyiv: SE “UkrNDNC” [in Ukrainian].
10. Engineering protection of the territories, buildings and structures from landslides and rockfalls. Main principles. (2017). DBN V.1.1-46:2017 from 01st November 2017. Kyiv: SE “Ukrarkhbudinform” [in Ukrainian].
11. Guidelines for engineering protection of the territories, buildings and structures from landslides and collapses (2017). DSTU-N B V.1.1-37:2016 from 01st April 2017. Kyiv: SE “UkrNDNC” [in Ukrainian].
12. Bases and foundations of buildings and structures. Main principles. (2018). DBN V.2.1-10:2018 from 01st January 2019. Kyiv: SE “Ukrarkhbudinform” [in Ukrainian].
13. Metros (undergrounds). Main aspects. (2019). DBN V.2.3-7:2018 from 01st September 2019. Kyiv: SE “Ukrarkhbudinform” [in Ukrainian].
14. Constructions of outward walls with facade heat-insulation. Requirements for the design. (2018). DBN V.2.6-33:2018 from 01st December 2018-12-01. Kyiv: SE “Ukrarkhbudinform” [in Ukrainian].
- REFERENCES**
1. Engineering protection of the territory and structures from water logging and flooding. (2010). DBN V.1.1-25-2009 from 01st January 2011. Kyiv: SE “Ukrarkhbudinform” [in Ukrainian].
2. Guidelines for the engineering protection of the territory, buildings and structures from water logging and flooding. (2017). DSTU-N B V.1.1-38:2016 from 01st April 2017. Kyiv: SE “UkrNDNC” [in Ukrainian].
3. Buildings and structures in difficult engineer-geological conditions. General provisions. (2017). DBN V.1.1-

Стаття надійшла до редакції 05.07.2019 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.111>

УДК 624.15:725.36:631.24



ДВОРНИК А.М.
Зав. лабораторії
ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: dvornyka@gmail.com
тел.: +38 (050) 415-36-29
ORCID: 0000-0003-0266-8429



ЛЮБЧЕНКО І.Г.
Канд. технічних наук, доцент,
старший науковий співробітник
ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»
e-mail: ivanndibk@gmail.com,
тел.: +38 (097) 494-13-45
ORCID: 0000-0002-3329-4725



ТИТАРЕНКО В.А.
Канд. технічних наук, старший
науковий співробітник, заведу-
вач відділу ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»
e-mail: 0679199507@ukr.net
тел.: +38 (067) 919-95-07
ORCID: 0000-0001-9746-2399



ШИДЛОВСЬКА О.В.
Молодший науковий спів-
робітник ДП НДІБК
e-mail: shidoksana@gmail.com
тел.: +38 (044) 249-37-72
ORCID: 0000-0002-7126-9133

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ ЦИЛІНДРИЧНИХ СИЛОСІВ ДЛЯ ЗЕРНА

АНОТАЦІЯ

До створення підприємств для зберігання та переробки зерна в Україні із застосуванням тонкостінних металевих силосів, крім вітчизняних, залучені закордонні виробники, розрахункові передумови яких, щодо розроблення конструкції та проектування металевих силосів, не є загально доступними. При експлуатації мають місце не поодинокі значні осідання та крени фундаментів силосів, що не були передбачені проектом. Особливості проектування основ та фундаментів силосів з металевих конструкцій недостатньо відображені в чинних нормативних документах. За розрахунком, методом еквівалентного шару осідання варіантів фундаментів циліндричного силосу СМБУ 220, показано, що при кільцевому фундаменті в не завантаженому зерном силосі підлога корпусу силосу відокремлюється від фундаменту. За аналізом геометричних характеристик показано, що круглий фундамент сприяє зменшенню крену фундаменту та корпусу силосу в 1.3 рази порівняно із кільцевим фундаментом, а в залежності від ґрунтових умов може і більше. Розрахунком осадки фундаменту силосу СМБУ 220 показано, що при наявності в основі суглинків м'якопластичних

необхідні заходи щодо збільшення жорсткості фундаменту та жорсткості ґрунтів з проведенням розрахунків взаємного впливу поряд розташованих силосів та спільної роботи фундаментів і основи. Інженерно-геологічні вишукування мають включати обов'язкові лабораторні випробування модуля деформації ґрунтів, враховуючи циклічне навантаження та динамічний вплив. Фундаменти циліндричних силосів слід проектувати на круглій плиті, з розрахунковим армуванням кільцевої арматури у верхній зоні фундаменту та розраховувати як просторову систему «корпус силосу – фундамент – основа». В проектах силосів мають бути вказані допустимі осідання та крени силосів, а також режим первісного експлуатаційного навантаження і розвантаження силосів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: силос, стисливість ґрунтів, осідання, момент опору, крен фундаменту

BASES AND FOUNDATIONS FOR GRAIN CYLINDRICAL SILOS

DVORNYK A.M. Head of Laboratory, SE "State Research Institute of Building Constructions" (SE NDIBK), Kyiv, Ukraine



e-mail: dvornyka@gmail.com
ORCID: 0000-0003-0266-8429

LIUBCHENKO I.H. Candidate of Technical Sciences,
Assoc.Prof., Senior Research Scientist, SE NDIBK
e-mail: ivanndibk@gmail.com,
тел. +38 (097) 494-13-45
ORCID: 0000-0002-3329-4725

TYTARENKO V.A. Candidate of Technical Sciences,
Senior Research Scientist, Head of Department,
SE NDIBK
e-mail: 0679199507@ukr.net
+38 (067) 919-95-07
ORCID 0000-0001-9746-2399

SHYDLOVSKA O.V. Junior Research Scientist,
SE NDIBK
e-mail: shidoksana@gmail.com
ORCID: 0000-0002-7126-9133

ABSTRACT

The creation of grain storage and processing enterprises with thin-walled metal silos in Ukraine, in addition to the domestic manufacturers, involves the foreign ones, whose design preconditions for the metal silos structural engineering and designing are not generally available. During the silos operation, quite often the significant foundations settlements and tilts, which were not foreseen in design documents, occur. The features of the silos bases and foundations designing from metal structures are not sufficiently reflected in the current regulatory documents. Based on the calculations, the method of equivalent settlement layer in the cylindrical silo SMVU 220 foundations versions shows that in the case of a ring foundation, if the silo is not loaded with grain, its body floor disengages from the foundation. The geometric characteristics analysis shows that a circular foundation contributes to the foundation and silo body tilt reduction by 1.3 times compared to the ring foundation, and depending on the soil conditions the reduction can be even more tangible. The SMVU 220 silo foundation settlement calculation shows that, if a soft loam is present in the base, it is necessary to take measures to increase the foundation and soils rigidity with an analysis of the nearby silos mutual influence and the foundations and base joint work. The geological engineering surveys should include the mandatory laboratory tests of a soil deformation module with cyclic loading and dynamic impacts being taken into account. The foundations for cylindrical silos should be designed on a circular plate with the design strengthening of hoop reinforcement in the foundation upper zone and calculated as a "silo body - foundation - base" spatial system. The silo designs shall specify the permissible silo settlements and tilts, as well as the mode of silo initial operational loading and unloading.

KEY WORDS: silo, soil compressibility, settlement, moment of resistance, foundation tilt

ВСТУП

Попит на металеві силоси для зберігання зерна помітно зростає. Мають місце випадки, коли особливості ґрунтових умов і конструктивні рішення фундаментів призводить до надмірних осідань та кренів корпусів, обмежують умови експлуатації силосів і завдають значних економічних збитків. Тому, актуальним є розроблення практичних рекомендацій щодо проектування основ та фундаментів силосів з металевих конструкцій.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Науково-технічний супровід зведення металевих силосів для зерна в Україні відсутній. За оцінкою експерта [1]: «За статистикою до причин аварій відносять 25.1% - невдале проектне рішення, 15.7% - неправильна експлуатація, 4.0% - недоліки норм проектування. На сьогоднішній день достовірна статистика відсутня, оскільки найчастіше аварії замовчуються власниками підприємств, щоб уникнути проблем з представниками дозвільних інстанцій».

Можна зазначити, що вказані причини пов'язані з нормами проектування ДБН В.2.2-8-98 [2], ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012 (EN 1991-4:2006, IDT) [3], в яких відсутні практичні вказівки щодо врахування особливостей інженерно-геологічних умов. В ДБН В.2.1-10-2018 [4] унормовані осідання та крени елеваторів (силосів) тільки із залізобетонних конструкцій, які за роботою відрізняються від силосів із металевих конструкцій за розмірами та жорсткістю стін.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Метою роботи є порівняльні розрахунки варіантів фундаментів силосу СМВУ 220 та підготовка практичних рекомендацій щодо проектування основ і фундаментів циліндричних силосів для зерна.

Розрахунок осадки фундаментів циліндричного силосу методом еквівалентного шару

Навантаження для розрахунку осадки фундаментів за другим граничним станом:

- вага зерна, завантаженого силосу СМВУ 220, висотою 20 ярусів – 7600 т,
- власна вага корпусу силосу з обладнанням та галереєю – 100 т,
- фундаменти заглиблені до позначки -2.9 м, додаткове навантаження на основу від фундаменту $2.9 \times 2.3 = 6.67 \text{ т/м}^2$,
де 2.3 т/м^3 – усереднена вага ґрунту та фундаменту;



- побутовий тиск на рівні підшви фундаменту $1.71 \times 2.1 = 3.6 \text{ т/м}^2$,
де 1.71 т/м^3 – питома вага ґрунту, 2.1 м заглиблення фундаменту в ґрунт.

При зведенні циліндричних силосів для зерна можливі два типи фундаментів у вигляді круглої суцільної плити або кільцевого фундаменту.

Площа кругового фундаменту діаметром 24.6 м – $A = 475.3 \text{ м}^2$.

Площа кільцевого фундаменту з шириною плити 2.6 м з підсиленою галереєю $A = 179.7 + 3 \times 19.4 = 237.9 \text{ м}^2$.

Тиск на основу від повністю завантаженого силосу для кругового фундаменту, $P_0 = (7600 + 100) / 475.3 + 6.67 - 3.6 = 19.27 \text{ т/м}^2 = 0.197 \text{ МПа}$.

Тиск на основу від не завантаженого силосу для кільцевого фундаменту, $P_0 = 100 / 237.9 + 6.38 - 3.6 = 3.2 \text{ т/м}^2 = 0.032 \text{ МПа}$.

За методом еквівалентного шару [5] просторова задача розрахунку осадки може замінитися однорідною, розрахункова схема показана на рис. 1.

Перевагою методу є врахування коефіцієнту поперечного лінійного розширення (коефіцієнт Пуассона – ν), що впливає на потужність товщі, яка стискається. Потужність еквівалентного шару – h_e в залежності від коефіцієнту Пуассона – ν , коефіцієнта форми площі і жорсткості фундаменту – ω та його ширини – b визначається за формулою

$$h_e = A \cdot \omega \cdot b$$

де $A = (1 - \nu)^2 / (1 - 2\nu)$.

Осадку однорідної основи – S визначають за формулою

$$S = P_0 \cdot h_e \cdot m_v$$

де m_v – коефіцієнт відносної стисливості ґрунту основи.

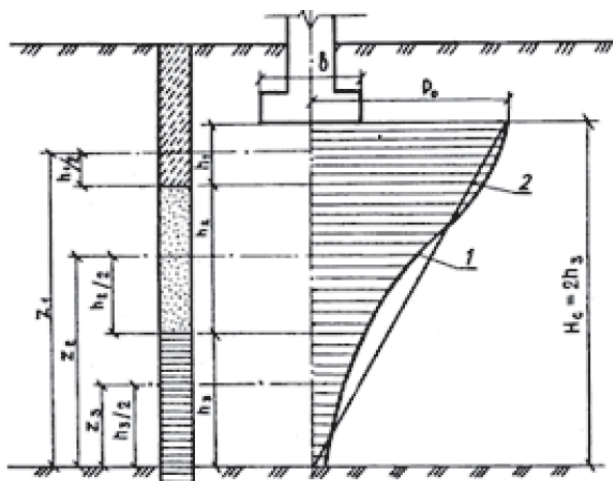


Рис. 1. Розрахункова схема визначення осадки методом еквівалентного шару

Коефіцієнт відносної стисливості ґрунту основи – m_v має визначатися через випробування в лабораторних умовах показника стисливості зразків ґрунтів, шляхом їх ущільнення під статичним навантаженням без можливості бічного розширення (в жорсткому кільці).

За відсутності таких досліджень скористаємося залежністю між коефіцієнтом відносної стисливості ґрунту – m_v та модулем загальної деформації ґрунту – E_0 .

$$m_v = \beta_0 / E_0$$

де $\beta_0 = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu)$.

Сполучення $A\omega$ називають коефіцієнтом еквівалентного шару. Значення $A\omega$ для різних типів ґрунтів і площі завантаження наведені в [5].

Значення $A\omega$ для круглого фундаменту приймаються як для квадратного фундаменту, помноженого на $(\pi/4)^{1/2} = 0.886$.

Для оцінки осідань та роботи фундаментів скористаємося усередненими показниками найбільш поширених, двох типів ґрунтових умов, що зустрічаються при зведенні силосних споруд для зберігання зерна:

- суглинки тверді і напівтверді або піщані ґрунти з коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0.2$,
- глини і суглинки м'яко-пластичні та значно поширені лесоподібні суглинки, в яких навіть при обводненні у верхніх шарах без зовнішнього навантаження просадка не відбулася, з коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0.4$. Результати розрахунків осідань жорстких фундаментів силосу СМВУ 220 наведені в табл. 1, 2.

Порівняння результатів розрахунків (табл. 1, 2) показує, що в основах, складеними глинами і суглинками м'яко-пластичними з коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0.4$, межа стисливої товщі складе 38.87 м , тобто межа стисливої товщі може збільшитися в 1.68 рази, порівняно із ґрунтами з коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0.2$, із стислою товщею 23.12 м . Виконані розрахунки також показують, що в не завантаженому зерном силосі кільцевий фундамент при осіданні відокремиться від плити підлоги під корпусом силосу, до завантаження силосу зерном майже на 1 см .

Оцінка роботи різних фундаментів циліндричного силосу для зерна

Крени фундаментів циліндричних силосів можуть бути обумовлені нерівномірним напластуванням ґрунтів в основі силосу, а також взаємним впливом поряд розташованих силосів. Для циліндричних силосів застосовуються два типи фундаментів – суцільна плита у вигляді круга та кільцевий фундамент, як круг з круглим отвором. Розглянемо, як впливає форма фундаменту на роботу та на величину можливих деформацій основи



Таблиця 1. Осідання круглого фундаменту діаметром 24.6 м, силосу повністю завантаженого зерном, $P_0=0.197$ МПа

	$\nu = 0.2$	$\nu = 0.4$
$\beta_0 = 1 - 2\nu^2/(1-\nu)$,	0.9	0.467
E_0 , МПа	15	8
$m_\nu = \beta_0/E_0$ 1/МПа	0.06	0.0583
$A\omega - [5]$.	0.94	1.58
$h_e = A\omega b$, м	$0.94 \cdot 24.6 = 23.12$	$1.58 \cdot 24.6 = 38.87$
$S = P_0 h_e m_\nu$ м	$0.886 \cdot 0.197 \cdot 23.12 \cdot 0.06 = 0.24$ м	$0.886 \cdot 0.197 \cdot 38.87 \cdot 0.0667 = 0.45$ м

Таблиця 2. Осідання кільцевого фундаменту шириною плити 2.6 м, силосу не завантаженого зерном, $P_0=0.032$ МПа

	$\nu = 0.2$	$\nu = 0.4$
$\beta_0 = 1 - 2\nu^2/(1-\nu)$,	0.167	0.133
E_0 , МПа	15	8
$m_\nu = \beta_0/E_0$ 1/МПа	0.06	0.0584
$A\omega - [5]$.	2.26	3.82
$h_e = A\omega b$, м	$2.26 \cdot 2.6 = 5.88$	$3.82 \cdot 2.6 = 9.93$
$S = P_0 h_e m_\nu$ м	$0.886 \cdot 0.032 \cdot 5.88 \cdot 0.06 = 0.01$ м	$0.886 \cdot 0.032 \cdot 9.93 \cdot 0.0667 = 0.019$ м

силосу. Робота кільцевого фундаменту при повному завантаженні, зразу після зведення окремого розташованого силосу, буде мало відрізнятися від роботи круглого фундаменту.

На рис. 2 зображено план кільцевого фундаменту силосу СМБУ 220, діаметр зовнішнього кола фундаменту $D=24.6$ м, діаметр внутрішнього кола $d=19.4$ м, ширина плити кільцевого фундаменту 2.6 м.

За розрахунком осідання кільцевого фундаменту, в незавантаженому зерном силосі під власною вагою та вагою корпусу силосу (табл. 2), складе 2 см. Плита підлоги відокремлюється від кільцевого фундаменту, таке спостерігається в процесі експлуатації силосів. При поперемінному завантаженні та розвантаженні поряд розташованих силосів відокремлення плити підлоги від фундаменту збільшується і виникають крени фундаментів і відповідно корпусів силосів. При виникненні крену напруження

в основі розподіляються нерівномірно. Крім вертикального навантаження на основу впливає момент. Для якісної оцінки роботи круглого і кільцевого фундаментів циліндричного силосу порівняємо крени через визначення геометричних характеристик фундаментів та врахування роботи силосів в різних ґрунтових умовах.

Геометричні характеристики кільцевого фундаменту.

Площа фундаменту
 $A = \pi/4(D^2 - d^2) = \pi/4(24.6^2 - 19.4^2) + 3.0 \times 19.4 = 234.0$ м².

Момент опору кільцевого фундаменту буде різним вздовж (ось Y) та впоперек (ось X) підземної підсилосної галереї, розмірами $b \times h = 3 \times 19.4$ м.

$$I_x = \pi D^4/64(1 - d^4/D^4) + bh^3/12 = 11023.6 + 1825.4 = 12849.0 \text{ м}^4.$$

$$I_y = \pi D^4/64(1 - d^4/D^4) + b^3h/12 = 11023.6 + 43.6 = 11067.2 \text{ м}^4.$$

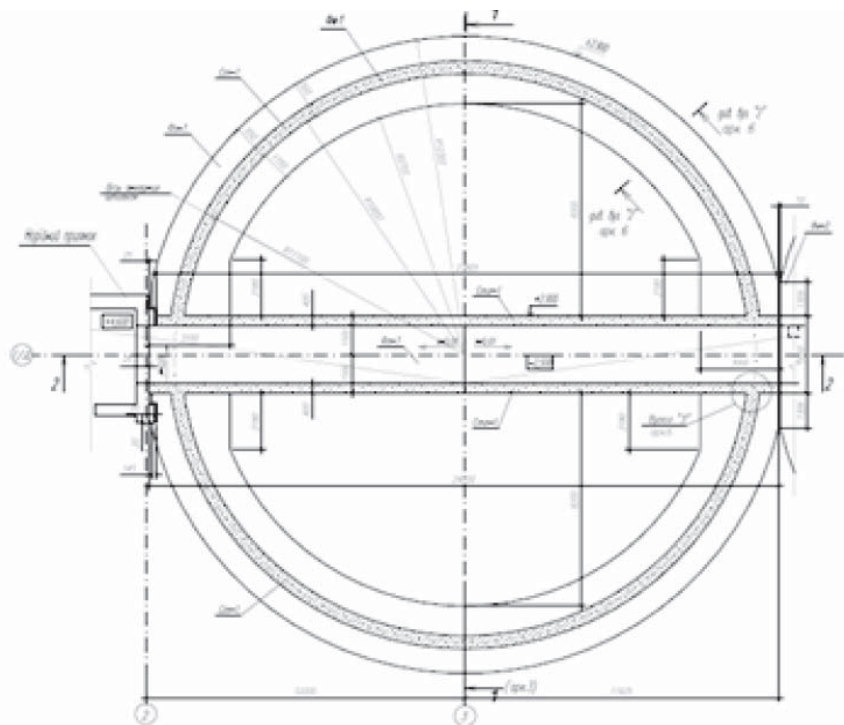


Рис. 2. План кільцевого фундаменту силосу СМБУ 220.



$$W_x = 12849.0/9.7 = 1324.6 \text{ м}^3$$

$$W_y = 11067.2 / 9.4 = 1141 \text{ м}^3.$$

Геометричні характеристики круглого фундаменту:

площа фундаменту

$$A = \pi/4 D^2 = \pi/4 \times 24.6^2 = 475.3 \text{ м}^2;$$

момент опору круглого фундаменту

$$W = \pi D^3/32 = \pi 24.6^3/32 = 1461.5 \text{ м}^3.$$

Величини напружень від моменту визначаються в зворотній залежності від величини моменту опору. Напруження в основі від моменту в кільцевому фундаменті порівняно з круглим фундаментом будуть помітно збільшуватися в напрямку паралельних рядів силосів $1461.5/1141 = 1.28$ рази.

При мало стисливих ґрунтах з модулем деформації понад 150 кгс/см^2 та витриманих по горизонталі напластуваннях ґрунтів взаємний крен близько розташованих силосів буде мало помітний.

В ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012, п. В.2.13 [3] наведено застереження, що навантаження від осідання необхідно враховувати, якщо протягом служби споруди можна очікувати появи нерівномірних осідань.

Практичні вказівки щодо оцінки впливу типу ґрунтів на величину крену корпусів силосів наведені в ДБН В.2.2-8-98, п. 3.34, п. 5.43 [2]. «Для зменшення крену пропонується попереднє рівномірне початкове навантаження тривалістю не менше 2 місяців. Проекти силосів і силосних споруд повинні мати вказівки щодо режиму первісного експлуатаційного навантаження і розвантаження силосів. При визначенні крену фундаментів за умови попереднього обтискання ґрунтів модуль деформації ґрунту E'_{mt} слід приймати за формулою

$$E'_{mt} = k_e E_{mt}$$

де E_{mt} - середній модуль деформації ґрунту у межах стиснутої зони; k_e - підвищення коефіцієнту модуля деформації ґрунту, що приймається рівним: для піщаних ґрунтів – 1.5; для пілувато-глинистих ґрунтів з показником текучості $I_L \leq 0.25$ – 1.3; для пілувато-глинистих ґрунтів з показником плинності $0.25 < I_L \leq 0.5$ – 1.2; для ґрунтів інших видів – 1.0».

Це свідчить про те, що за різних ґрунтових умов різниця кренів кільцевого та круглого фундаментів силосів може досягати $1.28 \cdot 1.5 = 1.92$, а може і більше.

Коли напластування шарів ґрунтів основи на ділянці споруд силосів відрізняється нерівномірністю, ймовірність крену фундаментів силосів зростає. Для зменшення кренів фундамент циліндричних силосів доцільно проекту-

вати як круглу плиту.

Розрахунок осадки фундаменту силосу СМВУ 220 з урахуванням просторової роботи конструкції

Розглянуто реальне напластування ґрунтів на ділянці споруд силосів, яке переважно складене суглинками та пухкими глинами з модулем деформації $E = 7 \text{ МПа}$.

Розрахунки виконані для силосу СМВУ 220 з фундаментом у вигляді круглої плити, діаметром $D = 24.6 \text{ м}$, товщиною $\delta = 0.4 \text{ м}$.

Розрахунки з оцінки напружено-деформованого стану ґрунтового масиву виконувалися ітераційним способом. Змодельована поведінка ґрунтів при складних траєкторіях навантаження з наступними параметрами: модуль деформації (E), коефіцієнт Пуассона (ν_{ur}), питоме зчеплення (c), кут тертя (ϕ), кут дилатансії (ψ), об'ємна вага ґрунту в сухому (γ_{unsat}) і водонасиченому (γ_{sat}) станах, коефіцієнти фільтрації K_x та K_y .

Ґрунтовий масив моделюється 15-ма вузловими елементами. Граничні умови в нижній частині моделі представлені в вигляді суцільного защемлення, а вертикальні стінки – в вигляді шарнірних опор. На рис. 3 показана розрахункова схема для визначення осідань фундаменту силосу.

Розрахунок осідань виконувався за наступними фазами:

фаза 1 – гравітаційне навантаження масиву ґрунту;

фаза 2 – влаштування фундаментної плити та прикладання навантажень від власної ваги конструкції силосу;

фаза 3 – поступове заповнення силосу зерном на 20 ярусів;

фаза 4 – поступове спустошення силосу від зерна;

фаза 5 – повторне заповнення силосу зерном на 20 ярусів, рис. 4.

За результатами розрахунків осідань фундаменту силосу в реальних ґрунтових умовах, можна

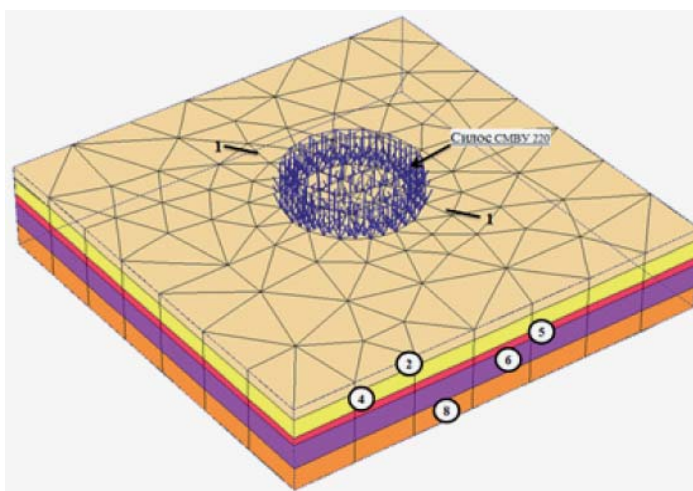


Рис. 3. Розрахункова схема для визначення осідань фундаменту



зробити наступні висновки:

- при першому заповненні силосу зерном осідання плити становить $s=42.5$ см;
- при спустошенні силосу осідання фундаментної плити рівне $s=30$ см;
- при повторному заповненні силосу зерном на 20 ярусів осідання в центрі фундаментної плити складає $s=38$ см.

Осідання ґрунту за межами фундаменту, тобто в зоні фундаменту сусіднього силосу досягають 5-6 см. Взаємний вплив фундаментів двох поряд розташованих силосів призведе до збільшення крену фундаментів і корпусів силосів.

При попереминому повному завантаженні та розвантаженні силосу взаємний вплив та крен фундаментів буде зростати.

Деформації основи силосів складаються з непружних (невідновлюваних) осідань, пружних (повністю відновлюваних) осідань та консолідаційних осідань, спричинених коливаннями рівня ґрунтових вод. Для розрахунку осідань можна використовувати результати моніторингу деформацій споруди в процесі завантаження-розвантаження або результати лабораторних досліджень ґрунтів модуля циклічного стиску та пружності ґрунту.

Порівняння результатів розрахунків осідань фундаментів силосів, виконаних з урахуванням просторової роботи конструкцій та методу еквівалентного шару, дозволяє зробити наступні висновки.

За методом еквівалентного шару розраховується осідання жорсткого фундаменту як штампа, за просторовим розрахунком враховується спільна робота фундаменту та масиву ґрунтів в основі силосу. Для зменшення величини осідань необхідно збільшувати жорсткість фундаменту.

В ґрунтових умовах, із наявністю в основі суглинків м'якопластичних насичених водою, можна очікувати осідання фундаментів понад 30 см та появи значних, непрогнозованих кренів корпусів силосу. В таких ґрунтових умовах необхідні заходи щодо збільшення жорсткості масиву ґрунтів в основі силосу з розрахунком спільної роботи фундаменту та основи силосу.

Особливості конструкції фундаменту циліндричних силосів

Загальний вигляд кільцевого фундаменту силосу СМБУ 220, подібно до якого зводяться фундаменти циліндричних силосів, наведено на рис 2. Поперечний переріз такого кільцевого фундаменту наведено на рис. 5.

У верхній зоні такий фундамент армується трьома сітками із стержнів поз. 16 – $\varnothing 10A500C$, кільцева арматура поз. 14 – $\varnothing 12A500C$. Таке армування призводить до того, що при завантаженні силосу зерном розпiрні зусилля не сприймаються кільцевою арматурою, анкери через розпiрні зусилля розривають фундамент, рис. 6.

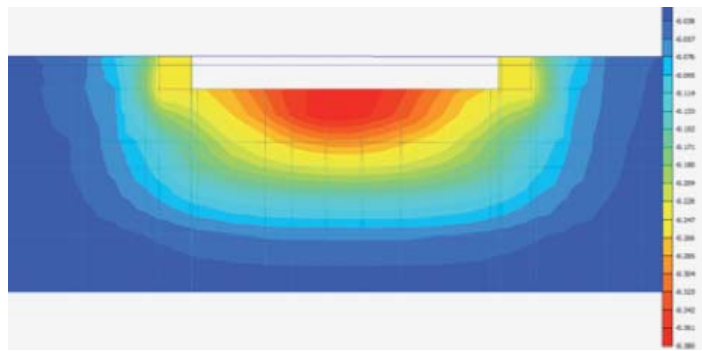


Рис. 4. Розріз 1-1, ізополя вертикальних переміщень (м) під фундаментною плитою, повторне заповнення силосу зерном – фаза

Корпус силосу підтримується ребрами жорсткості, розпiрні зусилля через ребра жорсткості передаються на фундамент. Після руйнування фундаменту розпiрні зусилля сприймаються нижнім ярусом кільцевих панелей корпусу силосу.

Розпiрні зусилля, які передаються на верхній обріз фундаменту силосу через ребра жорсткості мають бути сприйняті анкерними болтами, що працюють на зріз. Взаємодія корпусу силосу і фундаменту складає статично не визначену задачу. Має розраховуватися спільна робота корпусу і фундаменту силосу. Однозначно, що у верхній частині фундамент силосу слід армувати як залізобетонний пояс із перепуском або зварюванням кільцевих стрижнів на сприйняття розрахункового розтягувального зусилля.

Закріплення ребер жорсткості в фундаменті впливає на оболонку корпусу силосу, створюється так званий «крайовий ефект». Нижня кільцева панель буде навантажена меншим розтягувальним зусиллям, ніж наступна.

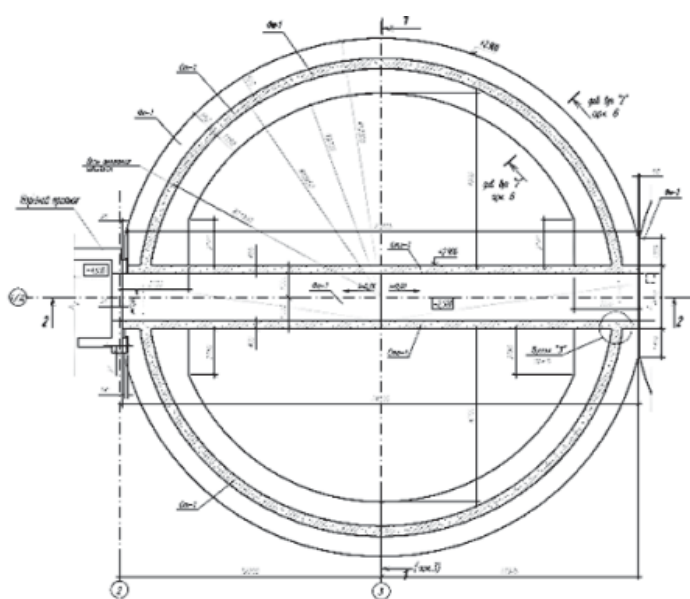


Рис. 5. Поперечний переріз кільцевого фундаменту

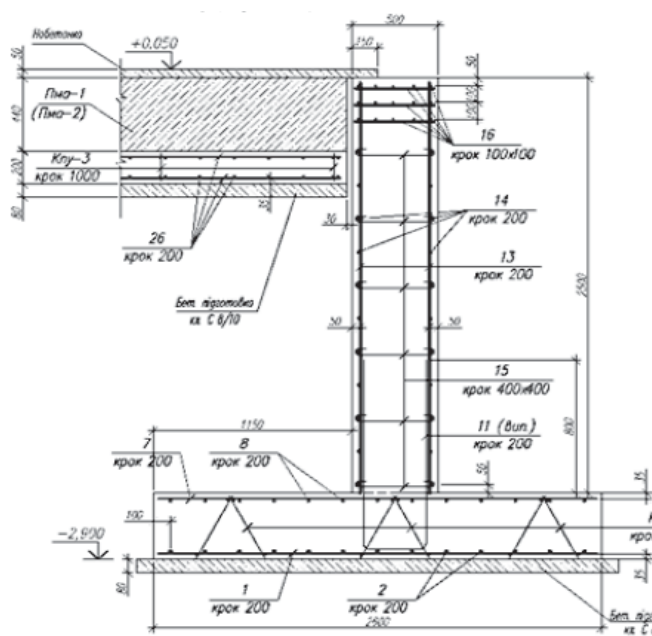


Рис. 6. Розрив стінки фундаменту при недостатньому армуванні

Окремі конструктори враховують розпирні зусилля і застосовують фундаменти із силовою плитою підлоги, що сприймає розпирні зусилля. Поперечний переріз фундаменту із зоною армування на розпирні зусилля показано на рис. 7.

Конструкція фундаменту силосу, що зображена на рис. 7 має недоліки. Такий фундамент не передбачає влаштування вентиляційних каналів для нагнітання повітря та для охолодження зерна. Позитивне збільшення жорсткості фундаменту, з наближенням до жорсткого штампа, відбудеться при застосуванні круглого фундаменту з плитою, розташованою в рівні нижньої плити транспортної галереї.

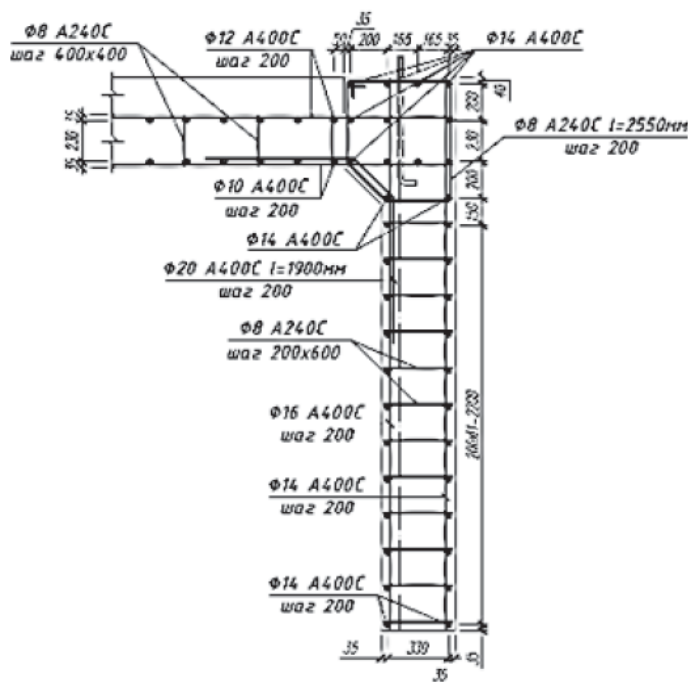


Рис. 6. Поперечний переріз фундаменту з силовою плитою підлоги, армованої на розпирні зусилля

ВИСНОВКИ

1. Новизна результатів роботи – оцінка залежності величини кренів фундаментів від ґрунтових умов та різних типів фундаментів циліндричних силосів.
2. Інженерно-геологічні вишукування мають включати обов'язкові лабораторні випробування модуля деформації ґрунтів, враховуючи циклічне навантаження та динамічний вплив.
3. В ґрунтових умовах, із наявністю в основі суглинків м'якопластичних насичених водою, необхідні заходи щодо збільшення жорсткості масиву ґрунтів основи з проведенням розрахунків взаємного впливу поряд розташованих силосів та спільної роботи фундаментів і основи.
4. Для зменшення кренів фундаменти циліндричних силосів слід проектувати на круглій плиті з розрахунковим армуванням кільцевої арматури у верхній зоні фундаменту.
5. Фундаменти слід розраховувати як просторову систему «корпус силосу – фундамент – основа».

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бутенко А. Уроки аварій сталевих силосів. Elevatorist веб-сайт. URL: <https://elevatorist.com/blog/read/323-uroki-avariy-stalnyih-silosov> (дата звернення: 17.07.2017).
2. ДБН В.2.2-8-98 Підприємства, будівлі і споруди по зберіганню та переробці зерна.
3. ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 4. Бункери і резервуари (EN 1991-4:2006, IDT)
4. ДБН В.2.1-10-2018 Основи і фундаменти будівель та споруд.
5. Цытович Н.А. Расчет осадки методом эквивалентного слоя. веб-сайт drillings.su. URL: <http://drillings.su/ekvsloi.html> (дата звернення: 21.10.2013).

REFERENCES

1. Butenko, A. Steel silos failures lessons. Retrieved from <https://elevatorist.com/blog/read/323-uroki-avariy-stalnyih-silosov> [in Russian].
2. Enterprises, buildings and structures for the storage and processing of grain. (1998). ДБН В.2.2-8-98 from 01st July 1998. Kyiv: Derzhbud Ukraine [in Ukrainian].
3. Eurocode 1: Actions on structures. Part 4: Silos and tanks (2013). DSTU-N B EN 1991-4:2012 from 01st July 2013 (EN 1991-4:2006, IDT). Kyiv: SE "Ukrarkhbudinform" [in Ukrainian].
4. Bases and foundations of buildings and structures. Main principles. (2018). DBN V.2.1-10-2018 from 01st January 2019. Kyiv: SE "Ukrarkhbudinform" [in Ukrainian].
5. Tsytoich, N.A. The equivalent layer method for the settlement calculation. Retrieved from <http://drillings.su/ekvsloi.html> [in Russian].

Стаття надійшла до редакції 10.09.2019 року



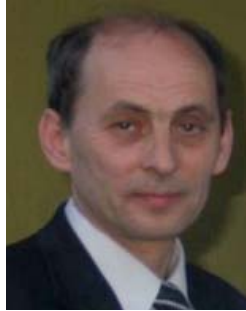
Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.109>

УДК 624.21



ОКСЕНЬ Є. І.

Д-р технічних наук, професор, провідний науковий співробітник, ДП «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: eioksen@gmail.com, тел. +38-050-674-47-78, ORCID: 0000-0003-1075-6840



ХРЕБЕТ В. Г.

Канд. фізико-математичних наук, доцент, Національний авіаційний університет, м. Київ, Україна, e-mail: v.khrebet@nau.edu.ua, тел. +38-099-348-47-12, ORCID: 0000-0002-0191-1768



ШЕЛЯШКО Р. І.

Молодший науковий співробітник, ДП «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М. П. Шульгіна», м. Київ, Україна, e-mail: shelyashkor@gmail.com, тел. +38-098-988-47-32, ORCID: 0000-0002-1946-1590

ОЦІНЮВАННЯ ВПЛИВУ ЛОКАЛЬНИХ НЕОДНОРІДНОСТЕЙ НА ПОКАЗНИКИ МІЦНОСТІ БЕТОНУ В УМОВАХ ОБМЕЖЕННЯ КІЛЬКОСТІ ЗРАЗКІВ, ЩО ПІДЛЯГАЮТЬ ВИПРОБУВАННЮ

АНОТАЦІЯ

Робота спрямована на підвищення термінів служби споруд шляхом забезпечення надійності визначення міцності захисного шару бетону конструкцій будівель та споруд, зокрема плит проїзної частини мостів перед влаштуванням гідроізоляції. Виконано оцінку впливу випадкового розподілу локальних неоднорідностей властивостей бетону на показники вимірювань міцності в умовах обмеження кількості зразків, що підлягають випробуванню. Шляхом теоретичних досліджень впливу систематичної і випадкової складових похибок встановлена залежність між числом вимірювань і відношенням допустимої випадкової похибки до середньоквадратичного відхилення вимірюваної величини за умови її розподілу за нормальним законом. Виявлено, що для випадкових величин, які розподіляються за нормальним законом, вплив систематичної і випадкової складових похибок на число вимірів має вигляд інтегральної залежності, а вплив відносної похибки на число вимірів при відповідній надійності результатів вимірювання носить гіперболічний характер. За умови ретельної підготовки ділянки вимірювання

міцності бетону встановлення надійності 0,7-0,75 призводить до стабілізації середнього значення міцності на рівні третьої значущої цифри при загальній кількості вимірювань до 16 і може бути рекомендовано для практичного застосування в більшості випадків. Оцінка фактичної міцності бетону можлива на ймовірнісній основі з відповідним обґрунтуванням достатньої кількості вимірювань за обумовленою надійністю випробувань. Розроблено методику визначення необхідної кількості вимірювань для забезпечення заданої надійності визначення міцності бетону і встановлення поточного значення надійності в процесі випробувань.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: бетон, міцність, розподіл, захисний шар, поверхня, площина, неоднорідність, структура, невизначеність, похибка, число вимірів.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ЛОКАЛЬНЫХ НЕОДНОРОДНОСТЕЙ НА ПОКАЗАТЕЛИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В УСЛОВИЯХ ОГРАНИЧЕНИЯ КОЛИЧЕСТВА ОБРАЗЦОВ, ПОДЛЕЖАЩИХ ИСПЫТАНИЮ



ОКСЕНЬ Е. И. Д-р технических наук, проф., ведущий научный сотрудник, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»,

г. Киев, Украина.

e-mail: eioksen@gmail.com,

тел. +38-050-674-47-78,

ORCID: 0000-0003-1075-6840

ХРЕБЕТ В. Г. Канд. физико-математических наук, доцент, Национальный авиационный университет,

Киев, Украина,

e-mail: v.khrebet@nau.edu.ua

тел. +38 (099) 348-47-12,

ORCID: 0000-0002-0191-1768

ШЕЛЯШКО Р. И. Младший научный сотрудник, ГП «Государственный дорожный научно-исследовательский институт имени Н. П. Шульгина»,

г. Киев, Украина,

e-mail: shelyashkor@gmail.com,

тел. + 38-098-988-47-32,

ORCID: 0000-0002-1946-1590

АННОТАЦИЯ

Работа направлена на повышение сроков службы сооружений путем обеспечения надежности определения прочности защитных слоев бетона конструкций зданий и сооружений, в частности плит проезжей части мостов перед устройством гидроизоляции. Выполнена оценка влияния случайного распределения локальных неоднородностей свойств бетона на показатели измерений прочности в условиях ограничения количества образцов, подлежащих испытанию. Путем теоретических исследований влияния систематической и случайной составляющих погрешностей установлена зависимость между числом измерений и отношением допустимой случайной погрешности к среднеквадратическому отклонению измеряемой величины, при условии ее распределения по нормальному закону. Выявлено, что для случайных величин, которые распределяются по нормальному закону, влияние систематической и случайной составляющих погрешностей на число измерений имеет вид интегральной зависимости, а влияние относительной погрешности на число измерений при соответствующей надежности результатов измерения носит гиперболический характер. При условии тщательной подготовки участка измерения прочности бетона установление надежности 0,7-0,75 приводит к стабилизации среднего значения прочности на уровне третьей значащей цифры при общем количестве измерений до 16 и может быть рекомендовано для практического применения в большинстве случаев. Оценка фактической прочности бетона возможна на вероятностной основе с соответствующим обоснованием достаточного количе-

ства измерений при обусловленной надежности испытаний. Разработана методика определения необходимого количества измерений для обеспечения заданной надежности определения прочности бетона и установления текущего значения надежности в процессе испытаний.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: бетон, прочность, распределение, защитный слой, поверхность, плоскость, неоднородность, структура, неопределенность, погрешность, число измерений.

ESTIMATION OF THE EFFECT OF LOCAL INHOMOGENEITIES ON THE INDICATORS OF STRENGTH OF CONCRETE IN THE CONDITIONS OF LIMITATION OF THE NUMBER OF SAMPLES TO BE TESTED

OKSEN E. I. Doctor of Technical Sciences, Professor, Leading Researcher, State Enterprise «Scientific Research Institute of Building Structures», Kyiv, Ukraine.

e-mail: eioksen@gmail.com,

tel. + 38-050-674-47-78,

ORCID: 0000-0003-1075-6840

KHREBET V. G. Candidate of Physical and Mathematical Sciences, Associate Professor, National Aviation University, Kyiv, Ukraine.

e-mail: v.khrebet@nau.edu.ua,

tel. +38 (099) 348-47-12,

ORCID: 0000-0002-0191-1768;

SHELYASHKO R. I. Junior Researcher, State Enterprise «State Road Scientific Research Institute named after N. P. Shulgin», Kyiv, Ukraine.

e-mail: shelyashkor@gmail.com,

tel. + 38-098-988-47-32,

ORCID: 0000-0002-1946-1590

ABSTRACT

The random distribution effect of concrete properties local inhomogeneities on the strength measurement indicators was evaluated under the conditions of limiting the number of samples to be tested. By theoretical studies of errors systematic and random components influence, a relationship was established between the measurements number and the ratio of the permissible random error to the measured quantity standard deviation, provided it is distributed according to the normal law. It was revealed that for random variables distributed according to the normal law, the errors systematic and random components influence on the measurements number has the form of an integral dependence, and the relative error effect on the measurements number with the appropriate reliability of measurement results is hyperbolic. Provided that a site for the concrete strength measurements is carefully prepared, establishing the reliability of 0.7-0.75 leads to the average strength value stabilization at the



level of the third significant figure with a total number of measurements up to 16 and can be recommended for practical use in most cases. The actual concrete strength assessment is possible on a probabilistic basis with a corresponding justification of a sufficient measurements number with the due tests reliability. A technique has been developed for determining the measurements number required to ensure a given reliability of determining the concrete strength and to establish the current reliability value during the tests.

KEYWORDS: concrete, strength, distribution, protective layer, surface, plane, heterogeneity, structure, uncertainty, error, number of measurements.

ВСТУП

Важливим напрямком розвитку дорожньої галузі України є забезпечення розрахункових показників довговічності та надійності конструктивних елементів, в тому числі, в умовах підвищення інтенсивності руху, збільшення вагових характеристик транспортних засобів та старіння конструкцій елементів мостових споруд. Передчасна втрата гідроізолюючих властивостей покриття мостів призводить до швидкого зростання інтенсивності руйнування плит проїзної частини, балок прогонових будов і мостових опор. Одним із заходів щодо забезпечення довговічності гідроізоляції проїзної частини є підвищення якості контролю бетонних поверхонь плит проїзної частини автодорожніх мостів перед влаштуванням гідроізоляції, оскільки якість бетону в шарі, що контактує з матеріалами гідроізоляції, суттєво впливає на термін служби самої гідроізоляції. Значення контролю якості виконання робіт також обумовлюється досить тривалим терміном твердіння бетону, під час якого поверхня бетону піддається руйнуючій дії зовнішнього середовища, а також наявністю значних розривів в часі між завершенням бетонних робіт та влаштуванням гідроізоляції. Актуальність теми досліджень для народного господарства України полягає в підвищенні термінів служби гідроізоляції покриття мостів, будівель та споруд шляхом забезпечення надійності визначення міцності захисного шару бетону плит проїзної частини перед влаштуванням гідроізоляції.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Застосування як руйнівних так і неруйнівних методів контролю міцності бетону внаслідок структурних неоднорідностей самого матеріалу і принципів вимірювання [1–5] призводить до досить великого розкиду значень, що отримується під час випробувань. Норми і нормативні документи [6–9] встановлюють ймовірнісний підхід до виз-

начення міцності бетону на підставі нормального закону розподілу, при якому збільшення кількості випробувань підвищує точність вимірювання. В роботах [10–16] сформульовані та узагальнені основи застосування статистичних і ймовірнісних методів при обробці та оцінюванні результатів вимірювань, а обґрунтування правил практичного застосування цих основ викладені в [17–22]. Але недостатня вивченість питання оцінювання результатів вимірювань в умовах обмеження кількості зразків, що підлягають випробуванню, перешкоджає підвищенню об'єктивності визначення властивостей матеріалів в будівельній галузі, зокрема таких як бетони, асфальтобетони, матеріали основ та ґрунтів.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ — процес визначення властивостей бетонів та інших будівельних матеріалів шляхом руйнівного і неруйнівного контролю в умовах обмеження кількості зразків, що підлягають випробуванню.

ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕННЯ — вплив систематичної та випадкової складових похибки на число вимірів та надійність результатів вимірювання міцності бетонів і інших будівельних матеріалів.

МЕТА ДОСЛІДЖЕННЯ — підвищення термінів служби споруд шляхом забезпечення надійності визначення міцності бетону конструкцій будівель та споруд, зокрема плит проїзної частини мостів, перед влаштуванням гідроізоляції.

ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ:

— дослідити вплив систематичної та випадкової складових похибок на число вимірів та надійність результатів вимірювання і встановити зв'язок між необхідною кількістю вимірювань в випробувальній серії, та надійністю вимірювань;

— розробити алгоритм і програму визначення необхідної кількості вимірювань і поточної надійності вимірювання міцності бетону мостів та інших будівельних конструкцій механічними неруйнівними методами.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

1. Дослідження впливу розбіжностей результатів на необхідну кількість вимірювань

Визначимо систематичну похибку методики виконання вимірювання фізичної величини. Відповідно до рекомендацій [17–20] при найбільш повному обліку похибок вирізняють п'ять основних джерел систематичної похибки:

- 1 — модель об'єкта вимірювань;
- 2 — метод вимірювання;
- 3 — засіб вимірювання або їх сукупність;
- 4 — оператор;
- 5 — фактори умов вимірювань, що впливають на результат.



При цьому також можлива поява додаткової похибки від прийнятого алгоритму обробки результатів спостережень. Оскільки величина похибки кожної зі складових визначається стандартними технічними нормами на обладнання, то при вимірюванні в середній частині паспортної характеристики приладів при найбільш жорсткому обліку абсолютна величина невиключного залишку систематичної похибки визначиться як:

$$\theta = \sum_{i=1}^5 \theta_i. \quad (1)$$

У разі адаптивного обліку похибок окремих складових сукупності засобів вимірювань систематична похибка засобів вимірювань визначиться як середньоквадратичне значення похибок окремих складових

$$\theta = \sqrt{\sum_{i=1}^5 \theta_i^2}. \quad (2)$$

Якщо в результаті вимірювань одержувані значення величини мають розкид, що характеризується середньоквадратичним відхиленням S , то прийнята методика вимірювання може бути оцінена деякою відносною величиною, наприклад, мірою точності вимірювання

$$M_{am} = \frac{\theta}{S}. \quad (3)$$

Відповідно до рекомендацій [17–19] при $M_{am} \geq 8$ має місце розкид значень величини. Його вважають дуже незначним у порівнянні з невиключним залишком систематичної похибки і число вимірювань обмежують двома або трьома. В іншому випадку потрібно обґрунтування числа вимірів, наприклад, виходячи з необхідної надійності.

При проведенні вимірювань в кожному конкретному випадку будемо визначати допустиму величину випадкової похибки δ щодо систематичної похибки прийнятої методики виконання вимірювання θ . Зменшувати випадкову похибку доцільно до тих пір, поки її вплив буде несуттєвим у порівнянні з систематичною похибкою. Тоді в результаті вимірів можна стверджувати, що точність вимірювань відповідає невиключному залишку систематичної похибки.

Якщо в процесі вимірювання фізична величина має розкид значень, то, прийнявши припущення про нормальний закон розподілу цього розкиду для прийнятої системи, як, наприклад, для бетонів [6–9], число вимірювань, що забезпечують її визначення за заданою надійністю, може бути отримано наступним чином. Нехай математичне сподівання випадкової величини зусилля деформування $\bar{X} \in a$ або

$$M(\bar{X}) = a. \quad (4)$$

При вимірюванні похибка величини $\bar{X}$ містить випадкову і систематичну складові. Будемо вважати, що всі можливості зменшення систематичної похибки вичерпані і величина систематичної похибки становить θ . Визначимо таке число вимірювань, при якому випадкова складова похибки дорівнюватиме прийнятій величині δ із заданою надійністю γ . При цьому значення δ зіставлятимемо зі систематичною похибкою θ прийнятої методики експерименту. Наприклад, для практичного використання будемо вважати достатнім співвідношення

$$\delta = (0.1 \div 0.5)\theta. \quad (5)$$

Для визначення числа вимірювань нормально розподіленої випадкової величини $\bar{X}$ скористаємося фундаментальною залежністю між середнім квадратичним відхиленням випадкової величини $\sigma(\bar{X})$ і середньоквадратичною похибкою $\sigma(x)$ серії вимірювань

$$\sigma(\bar{X}) = \frac{\sigma(x)}{\sqrt{n}}. \quad (6)$$

Введенням поняття надійності вимірювань γ ми хочемо зажадати, щоб ймовірність абсолютної величини різниці між середнім арифметичним виміряної величини x і математичним сподіванням випадкової величини a була менше δ з надійністю γ

$$P(|x - a| < \delta) = \gamma. \quad (7)$$

Якщо випадкова величина має нормальний закон розподілу, то

$$P(\alpha < x < \beta) = \Phi\left(\frac{\beta - a}{\sigma(x)}\right) - \Phi\left(\frac{\alpha - a}{\sigma(x)}\right), \quad (8)$$

де $\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{z^2}{2}} dz$ — функція Лапласа,

або з урахуванням симетрії функції Лапласа

$$P(|x - a| < \delta) = 2 \cdot \Phi\left(\frac{\delta}{\sigma(x)}\right). \quad (9)$$

Здійснив заміну x на $\bar{X}$ та $\sigma(x)$ на $\sigma(\bar{X})$ у виразі (9) з одночасною постановкою (8) та урахуванням (7) отримаємо:

$$P(|\bar{X} - a| < \delta) = 2 \cdot \Phi\left(\frac{\delta \cdot \sqrt{n}}{\sigma(x)}\right) = 2 \cdot \Phi(t) = \gamma, \quad (10)$$



де верхня межа вимірювання

$$t = \frac{\delta \cdot \sqrt{n}}{\sigma(x)} = \frac{\delta \cdot \sqrt{n}}{S} = \varepsilon \sqrt{n}; \quad (11)$$

S - оцінка $\sigma(x)$, що розраховується після кожного чергового вимірювання, а $\varepsilon = \left(\frac{\delta}{S}\right)$ - відносна похибка попередньої серії вимірювань.

2. Обґрунтування достатньої кількості вимірювань за заданої надійності

Таким чином, число вимірів за умовою достатності може бути розраховане після кожного чергового вимірювання як

$$n = \frac{t^2}{\left(\frac{\delta}{S}\right)^2} = \frac{t^2}{\varepsilon^2}, \quad (12)$$

де верхня межа вимірювання t знаходиться з рішення рівняння (10)

$$\Phi(t) = \frac{\gamma}{2}, \quad (13)$$

або, в розгорнутому вигляді, як рішення інтегрального рівняння з невідомою верхньою межею

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^t e^{-\frac{z^2}{2}} dz - \frac{\gamma}{2} = 0. \quad (14)$$

Аналіз чисельно розрахованих за формулами (12), (13) і (16) значень числа вимірювання n для відповідних значень δ та γ показує, що для досягнення високої надійності кількість вимірювань (табл. 1) має бути прийнята достатньо великою.

У тих випадках, коли оцінка середнього квадратичного відхилення випадкової величини в 10 і більше разів перевищує допустиму величину випадкової похибки (див. рис. 1), навіть при неви-

сокому ступені надійності виконання вимірювань вимагає автоматизації процесу вимірювань і обробки отриманих результатів.

Очевидно, що відмінність закону розподілу випадкової величини від нормального, призведе до зміни величини необхідного числа вимірювань, при збереженні її порядку. У рекомендаціях [21] з посиланням на [22] наводяться значення необхідного числа вимірювань, з якими розрахункові значення (див. табл. 1) багато в чому близькі або збігаються.

Слід зауважити, що після перетворення рівняння (14) шляхом підстановки поточного значення параметра $t_c = \varepsilon_c \sqrt{n_c}$ після проведення кожного чергового вимірювання як

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{t_c} e^{-\frac{z^2}{2}} dz - \frac{\gamma_c}{2} = 0 \quad (16)$$

з його рішення, може бути отримано поточне значення надійності проведеної серії вимірювань γ_c .

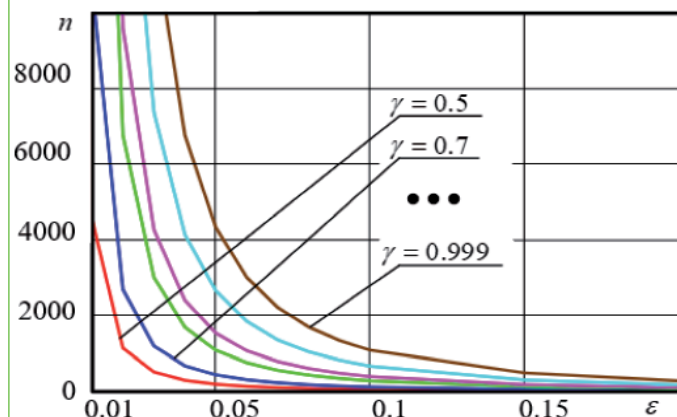


Рис. 1. Вплив відносної похибки на число вимірів

Сукупність отриманих чисельних результатів (див. табл. 1) та встановлених залежностей (див. рис. 1) дозволяють визначити, що вплив систематичної і випадкової складових похибок на число вимірів має вигляд інтегральної залежності, а вплив відносної похибки на число вимірів при відповідній надійності результатів вимірювання носить гіперболічний характер.

3. Розробка алгоритму і програми визначення необхідної кількості вимірювань і поточної надійності вимірювання міцності бетону

На підставі чисельного рішення рівнянь

Таблиця 1. Необхідна кількість вимірювань нормально розподіленої випадкової величини

ε	γ					
	0,5	0,7	0,9	0,95	0,99	0,999
1,0	1	1	3	4	7	10
0,5	2	4	11	15	26	39
0,4	3	7	17	24	41	60
0,3	5	12	30	45	73	107
0,2	11	27	68	95	164	241
0,1	46	107	270	380	655	965
0,05	182	429	1081	1519	2620	3858
0,01	4551	10729	27037	37975	65499	96460



(14) та (15) розроблено алгоритми визначення необхідної кількості вимірювань і поточної надійності вимірювання, на основі яких розроблено сукупність програм аналізу результатів випробувань. Прикладом практичної реалізації вказаного алгоритму є програма обробки результатів вимірювання міцності захисного шару бетону методом пружного відскоку. В варіанті «11-Вимірювання-v3» програма адаптована для використання склерометрів довільних типів (рис. 2). Для цього до програми підключено модуль оцифровування результатів вимірювання характеристиками конкретних зразків склерометрів, з можливістю коригування шкали за результатами перевірочних випробувань. При використанні програми (рис. 3) слід попередньо вибрати тип зразка склерометра 1, що використовується, встановити напрям випробувального удару 2

(див. рис. 2б), визначити значення складових джерел систематичної похибки 3, призначити бажане для отримання після виконання серії випробувань значення надійності вимірювання 4. Надалі, в процесі випробувань слід заносити в поле 5 «Дані вимірювання» в текстовому форматі з розділювачем «пробіл» або «переведення рядка» і програма буде розраховувати поточні значення міцності бетону та досягнуту надійність вимірювань. Результатом розрахунків на кожному кроці вимірювання також є необхідна кількість випробувань, реалізація яких дозволить визначити міцності шару бетону при бажаній надійності.

В програмі «11-Вимірювання-v3» рішення інтегрального рівняння здійснюється чисельно методом «золотого перетину» (рис. 3б). Ітерації з пошуку невідомої верхньої межі припиняються за досягненням наперед заданої розбіжності, яка

а)



б)

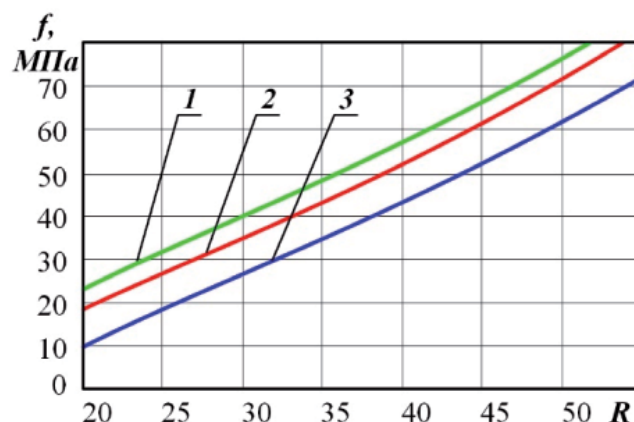
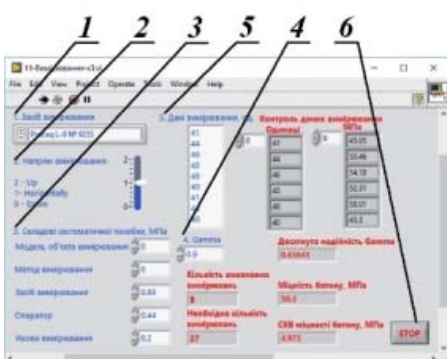


Рис. 2. Вимірювання міцності бетону склерометром:

- а) загальний вигляд: 1 — вимірювальна площадка; 2 — абразивний камінь; 3 — неодимовий магніт;
б) градувальна характеристика молотка Шмідта Proseq L-9 № 9233:
1 — удар вниз; 2 — горизонтальний удар; 3 — удар вгору

а)



б)

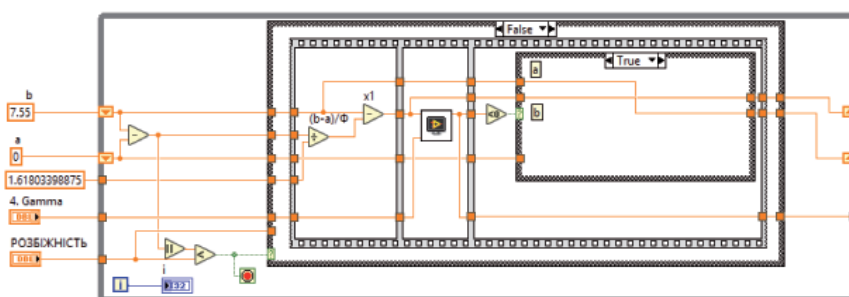


Рис. 3. Програма «11-Вимірювання-v3»:

- а) робоча панель; б) модуль рішення інтегрального рівняння методом «золотого перетину»



а)



б)



Рис. 4. Визначення міцності бетону захисного шару плит проїзних частин мостів:
а) міст на автомобільній дорозі М-03 Київ — Харків — Довжанський, км 675+378;
б) міст на автомобільній дорозі Н-03 Житомир — Чернівці, км 273+508.

забезпечує точність рішення $0,1 \times 10^{-9}$.

Однією з переваг запропонованого підходу до проведення експериментальних досліджень є встановлення як потрібної кількості вимірювань для забезпечення заданої надійності, так і визначення поточного значення надійності проведеної серії після кожного чергового вимірювання. Саме це надає можливість в умовах обмеження кількості зразків, що підлягають випробуванню, за значенням отриманої поточної надійності проведеної серії робити висновок про можливість завершення вимірювань.

На підставі отриманих результатів авторами статті розроблено методику визначення міцності бетону захисного шару залізобетонних та бетонних конструкцій мостів механічними неруйнівними способами [23].

Досвід застосування розробленої методики та експериментальні дослідження з визначення міцності захисного шару бетону на лабораторних зразках, відібраних зразках споруд та в польових умовах (рис. 4) вказує на необхідність ретельної підготовки ділянки вимірювання (див. рис. 2а):

- вирівнювання поверхні бетону абразивом з подальшим очищенням;
- визначення розташування арматури, наприклад за допомогою неодимових магнітів, з подальшим виключенням цих зон з областей вимірювання;
- виключенням більш ніж однократного вимірювання в одній точці без проміжного зачищення. При виконанні цих умов встановлення надійності 0,7–0,75 призводить до стабілізації середнього значення міцності на рівні третьої значущої цифри при загальній кількості вимірювань 12–16 і може бути рекомендовано для практичного застосування в більшості випадків.

ВИСНОВКИ

1. Шляхом теоретичних досліджень встановлено, що для випадкових величин, які розподіляються за нормальним законом, вплив систематичної і випадкової складових похибок на число вимірів має вигляд інтегральної залежності, а вплив відносної похибки на число вимірів при відповідній надійності результатів вимірювання носить гіперболічний характер.
2. За умови ретельної підготовки ділянки вимірювання міцності захисного покриття бетону, встановлення надійності 0,7–0,75, призводить до стабілізації середнього значення міцності на рівні третьої значущої цифри при загальній кількості вимірювань 12–16, що може бути рекомендовано для практичного застосування в більшості випадків.
3. Розроблена методика визначення необхідної кількості вимірювань для забезпечення заданої надійності визначення міцності бетону і встановлення поточного значення надійності в процесі випробувань, рекомендується для застосування в суміжних областях, в тому числі, в умовах обмеження кількості зразків, що підлягають випробуванню.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Глухов Д. О., Богуш Р. П., Лазовский Е. Д., Глухова Т. М. Полный вероятностный расчет надежности конструктивного железобетонного элемента // Строительство. Прикладные науки. Строительные конструкции, 2017, № 16, — с. 67–76.
2. Улыбин А.В. О выборе метода контроля прочности бетона построенных сооруже-



- ний // Инженерно-строительный журнал, 2011, № 4, — с. 10–15.
3. Kurtulus C., Bozkur A. Determination of concrete compressive strength of the structures in Istanbul and Izmit Cities (Turkey) by combination of destructive and non-destructive methods // *International Journal of the Physical Sciences*, 2011, № 6(16), — p. 4044–4047.
 4. Thandavamoorthy T. S. Determination of concrete compressive strength: A novel approach // *Advances in Applied Science Research*, 2015, № 6(10), — p. 88–96.
 5. Nooman M. T. Effect of Zeolite Inclusion on Some Properties of Concrete and Corrosion Rate of Reinforcing Steel Bars Imbedded in Concrete // *Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 2016, № 13, — p. 51–59.
 6. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 [Чинний від 2011.06.01]. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с.
 7. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками: ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [Чинний від 2010.09.01]. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. — 43 с. (Національний стандарт України).
 8. Будівельні матеріали. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю: ДСТУ Б В.2.7-220:2009 [Чинний від 2010.09.01]. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. — 20 с. (Національний стандарт України).
 9. Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності: ДСТУ Б В.2.7-224:2009 [Чинний від 2010.09.01]. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. — 20 с. (Національний стандарт України).
 10. Вентцель Е. С. Теория вероятностей / — М.: КНОРУС, 2010. — 664 с.
 11. Кокс Д. Задачи по теоретической статистике с решениями / Д. Кокс, Д. Хинкли. — М.: Мир, 1981. — 225 с.
 12. Шиллинг Г. Статистическая физика в примерах / Г. Шиллинг — М.: Мир, 1976. — 432 с.
 13. Карасёв А. И. Теория вероятностей и математическая статистика / А. И. Карасёв. — М.: Статистика, 1979. — 280 с.
 14. Гренандер У. В. Краткий курс вычислительной вероятности и статистики / У. Гренандер, В. Фрайберг — М.: Наука, 1978. — 192 с.
 15. Леман Э. Проверка статистических гипотез / Э. Леман. — М.: Наука, 1979. — 408 с.
 16. Кобзарь А. И. Прикладная математическая статистика. Для инженеров и научных работников / А. И. Кобзарь. — М.: Физматлит, 2006. — 16 с.
 17. Селиванов М. Н. Фридман А.Э., Кудряшева Ж.Ф. Качество измерений. Метрологическая справочная книга / М. Н. Селиванов, А. Э. Фридман, Ж. Ф. Кудряшева. — Ленинград: Лениздат, 1987. — 295 с.
 18. Артемьев Б. Г. Справочное пособие для работников метрологических служб: в 2-х кн. / Б. Г. Артемьев, С. М. Голубев. — М.: Издательство стандартов, 1990. — 352+200 с.
 19. Тойберт П. Оценка точности результатов измерений / П. Тойберт. — М.: Энергоатомиздат, 1988. — 88 с.
 20. Брянский Л. Н. Краткий справочник метролога. Справочник / Л. Н. Брянский, А. С. Дойников. — М.: Издательство стандартов, 1991. — 79 с.
 21. Зайдель А. Н. Погрешности измерений физических величин / — Ленинград: Наука, 1985. — 112 с.
 22. Романовский В. И. Основные задачи теории ошибок / В. И. Романовский — М.: Гостехиздат, 1947. — 115 с.
 23. М 42.1-37641918-760:2017 «Методика визначення міцності бетону захисного шару залізобетонних та бетонних конструкцій мостів механічними неруйнівними способами» — Київ: Укравтодор, ДП «ДерждорНДІ», 2017. — 24 с.
- ## REFERENCES
1. Glukhov, D.O., Bogush, D.R., Lazovsky, E.D. and Glukhova, T.M. (2017). Probability analysis of the structural reinforced concrete element reliability. *Civil engineering. Applied sciences. Civil structures*, 16, 67–76 [in Russian].
 2. Ulybin, A.V. (2011). On the Choice of Concrete Strength Inspection Methods of Ready-built Structures О выборе метода контроля прочности бетона построенных сооружений. *Magazine of Civil Engineering*, 4, 10–15 [in Russian].
 3. Kurtulus, C. & Bozkur, A. (2011). Determination of concrete compressive strength of the structures in Istanbul and Izmit Cities (Turkey) by combination of destructive and non-destructive methods. *International Journal of the Physical Sciences*, 6(16), 4044–4047 [in English].
 4. Thandavamoorthy, T.S. (2015). Determination of concrete compressive strength: A novel approach. *Advances in Applied Science Research*, 6(10), 88–96 [in English].



5. Nooman, M.T. (2016). Effect of Zeolite Inclusion on Some Properties of Concrete and Corrosion Rate of Reinforcing Steel Bars Imbedded in Concrete. *Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 13, 51–59 [in English].
6. Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures. Main provisions. (2011). DBN VB.2.6-98:2009 from 01st June 2011. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy [in Ukrainian].
7. Building materials. Concretes. Methods for strength determination using reference specimens (2010). DSTU B V.2.7-214:2009 from 01st September 2010. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy [in Ukrainian].
8. Building materials. Concretes. Determination of strength by mechanical methods of nondestructive testing. (2010). DSTU B V.2.7-220:2009 from 01st September 2010. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy [in Ukrainian].
9. Building materials. Concretes. Rules for strength control. (2010). DSTU B V.2.7-224:2009 from 01st September 2010. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy [in Ukrainian].
10. Venttsel, E.S. (2010). Probability theory. Moscow: KNORUS [in Russian].
11. Cox, D.R. & Hinkley, D.V. (1981). Problems and solutions in theoretical statistics. (T.V.Chepurin, Trans.), Yu.K.Beliaev (Ed.). Moscow: Mir [in Russian].
12. Shilling, H. (1976). Statistical physics in examples. Moscow: Mir [in Russian].
13. Karasiov, A.I. (1979). Probability theory and mathematical statistics. Moscow: Statistika [in Russian].
14. Grenander, U.V. & Freiberg, V. (1978). Short course in computational probability and statistics. Moscow: Nauka [in Russian].
15. Leman, E. (1979). Testing of statistical hypothesis. Moscow: Nauka [in Russian].
16. Kobzar, A.I. (2006). Applied mathematical statistics. For engineers and scientists. Moscow: Fizmatlit [in Russian].
17. Selivanov, M.N., Fridman, A.E. & Kudriasheva, Zh.F. (1987). Measurements quality. Metrological reference book. Leningrad: Lenizdat [in Russian].
18. Artemiev, B.G. & Golubev, S.M. (1990). Handbook for metrology service workers: in 2 books. Moscow: Standards Publisher [in Russian].
19. Täubert, P. (1988). Assessment of measurement results accuracy. Moscow: Energoatomizdat [in Russian].
20. Brianskii, L.N. & Doinikov, A.S. (1991). Metrologist's quick reference handbook. Manual. Moscow: Standards Publisher [in Russian].
21. Zaidel, A.N. (1985). Physical quantities measurements inaccuracy. Leningrad: Nauka [in Russian]., — 112 c.
22. Romanovskii, V.I. (1947). The error theory basic problems. Moscow: Gostekhizdat [in Russian].
23. Procedure for determining the concrete strength in the reinforced concrete and concrete bridge structures protective layer by mechanical non-destructive methods. (2017). М 42.1-37641918-760:2017. Kyiv: Ukravtodor, SE DerzhdorNDI [in Ukrainian].

Стаття надійшла до редакції 15.04.2019 року.



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.110>

УДК 624.014+624.046.2



ПЕРЕЛЬМУТЕР А. В.

Д-р технічних наук, старший науковий співробітник, головний науковий співробітник науково-виробничого товариства з обмеженою відповідальністю SCAD Soft, Київ, Україна
e-mail: avp@scadsoft.com,
тел.: +38050-382-1625
ORCID: 0000-0001-9537-2728



ЮРЧЕНКО В. В.

Канд. технічних наук, доцент, кафедра металевих та дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури, м. Київ, Україна
e-mail: vitalina@scadsoft.com
тел.: (044) 249-71-91
ORCID: 0000-0003-4513-809X

ДОСЛІДЖЕННЯ ОБЛАСТІ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТОНКОСТІННИХ СТЕРЖНЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ ХОЛОДНОГНУТИХ ПРОФІЛІВ

АНОТАЦІЯ

У статті розглядаються області несучих здатностей для поперечних перерізів тонкостінних стержневих елементів конструкцій із холодногнутих профілів. Звертається увага на важливу властивість області несучої здатності – її випуклість. У статті представлений випадок, коли внутрішні зусилля зі значеннями, меншими за розрахункові, можуть бути більш несприятливими для невикривої області несучої здатності стержневих елементів із холодногнутих профілів.

Представлено алгоритм автоматизованої побудови областей несучої здатності для перерізів стержневих елементів конструкцій та його програмну реалізацію в обчислювальному комплексі SCAD Office. Побудова області несучої здатності поперечного перерізу разом із випуклою оболонкою заданих комбінацій внутрішніх зусиль є гнучким інструментом для аналізу умов навантажень.

Виконані дослідження області несучої здатності для перерізів стержневих конструкцій із холодногнутих профілів слугують засобом критичного аналізу вимог норм проектування для досліджуваного класу конструкцій. Засвідчена невикривість та стрибкоподібна зміна межі області несучої здатності, що обумовлена неузгодженостями окремих положень нормативного документу [1]. Зокрема, такий характер області спостерігається при переході від однієї розрахункової ситуації (закритична стадія роботи елемента конструкції після досягнення явища втрати місцевої стійкості) до іншої (робота в межах пружних деформацій сталі).

КЛЮЧОВІ СЛОВА: несуча здатність, тонкостінні стержневі системи, холодногнутий профіль, область несучої здатності

ИССЛЕДОВАНИЕ ОБЛАСТИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТОНКОСТЕННЫХ СТЕРЖНЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

ПЕРЕЛЬМУТЕР А. В. Д-р технических наук, старший научный сотрудник, главный научный сотрудник научно-производственного общества с ограниченной ответственностью SCAD Soft, г. Киев, Украина
e-mail: avp@scadsoft.com
тел.: +38050-382-1625
ORCID: 0000-0001-9537-2728

ЮРЧЕНКО В. В. Канд. технических наук, доцент, кафедра металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры, г. Киев, Украина
e-mail: vitalina@scadsoft.com
тел.: (044) 249-71-91
ORCID: 0000-0003-4513-809X

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются области несущей способности для поперечных сечений тонкостенных стержневых элементов конструкций из холодногнутих профилей. Обращается внимание на важную особенность области несущей способности – ее



выпуклость. В статье представлен случай, когда комбинация внутренних усилий со значениями, которые не являются расчетными для первой группы предельных состояний, может оказаться более неблагоприятной для невыпуклой области несущей способности стержневых элементов из холодногнутых профилей.

Представлен алгоритм автоматизированного построения областей несущей способности для сечений стержневых элементов конструкций и его программная реализация в вычислительном комплексе SCAD Office. Построение области несущей способности поперечного сечения, совмещенное с выпуклой оболочкой заданных комбинаций внутренних усилий, является гибким инструментом для анализа условий нагружения рассматриваемой конструкции. В случае, когда выпуклая оболочка внутренних усилий не выходит за границы области несущей способности сечения, можно гарантировать, что и различные комбинации сочетаний исходных вариантов внутренних усилий не будут неблагоприятными.

Изучение области несущей способности для сечений стержневых конструкций из холодногнутых профилей служит способом критического анализа требований норм, регламентирующих расчет и проектирование рассматриваемого класса конструкций. В результате выполненных исследований выявлена невыпуклость и скачкообразное изменение границ области несущей способности поперечных сечений стержневых элементов из холодногнутых профилей, обусловленное несогласованностью отдельных положений нормативного документа. Такой характер области наблюдается при переходе от одной расчетной ситуации (закритическая работа элемента конструкции после достижения явления местной потери устойчивости или потери устойчивости формы сечения) к другой (работа в границах упругих деформаций стали). Кроме того, скачкообразное изменение несущей способности также характерно при корректировке изгибающего момента за счет смещения центра масс редуцированного поперечного сечения по отношению к центру масс поперечного сечения брутто.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: несущая способность, тонкостенные стержневые системы, холодногнутый профиль, область несущей способности

LOAD-BEARING CAPACITY REGION ANALYSIS OF THIN-WALLED STRUCTURAL MEMBERS FROM COLD-FORMED PROFILES

PERELMUTER A. V. Dr.Sci.(Eng), The senior scientific employee, The main scientific employee of Scientific Industrial Association SCAD Soft, Kyiv, Ukraine

e-mail: avp@scadsoft.com

тел.: +38050-382-1625

ORCID: 0000-0001-9537-2728

YURCHENKO V. V. Candidate of Technical Sciences, associate professor, Steel and Wooden Structures Departments of Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture, Kyiv, Ukraine

e-mail: vitalina@scadsoft.com

tel.: (044) 249-71-91

ORCID: 0000-0003-4513-809X

ABSTRACT

Load-bearing capacity region for cross-sections of thin-walled cold-formed structural members in terms of design codes [1] has been considered. The main attention has been paid on important property of the region is its convexity. The paper presents a case when internal forces with not ultimate design values can be unfavorable for a non-convex load-bearing capacity region of the cold-formed structural members.

Algorithm for automatic generation of load-bearing capacity regions for structural sections has been presented and implemented in SCAD Office software package. Construction of load-bearing capacity regions of a section combined with a convex shell of specified internal forces is flexible tool for analysis of load conditions.

Load-bearing capacity region study has been performed for cross-sections of cold-formed structural members as a mean for critical analysis of code-based requirements and regulations used for verifications of considered type of structures. Non-convexity and abrupt change of load-bearing capacity region occur here, which are caused by some inconsistencies with the code requirements. In particular, these effects arise due to some kinds of strict logical transitions from one design situation (post-critical buckling behavior) to another (elastic behavior).

Key words: load-bearing capacity, thin-walled structural members, cold-formed profile, load-bearing capacity region

ВСТУП

У системі SCAD Office широко використовується побудова областей несучої здатності, які відрізняються тим, що враховують повний набір нормативних вимог, що висуваються до розгляданого класу конструкцій. Форма області несучої здатності перерізу, а також характер її границь дозволяє у багатьох випадках детально проаналізувати вимоги норм проектування.

У зв'язку з імплементацією Єврокодів в Україні, зокрема норм проектування конструкцій із холодногнутих профілів [1, 2], виникла необхідність у перевірці несуперечності, узгодженості та повноти нормативних вимог. Аналіз меж області дозволяє виявити протиріччя окремих положень розгляданого нормативного документу, а також погане стикування (не гладке спряження) окремих положень нормативних вимог.



ОБЛАСТЬ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПЕРЕРІЗІВ СТЕРЖНЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ ХОЛОДНОГНУТИХ ПРОФІЛІВ

Нормативні вимоги, щодо забезпечення необхідної несучої здатності стержневих елементів із холодногнутих профілів, що висувуються до деякого розрахункового перерізу конструкції, можна записати у вигляді деякого набору обмежень-нерівностей, які описують несучу здатність досліджуваного класу конструкцій, щодо втрати міцності, а також загальної та місцевої стійкості:

$$\Phi(s_{jmk}) \leq 1, 0. \quad (1)$$

Кожне з обмежень (1) функціонально залежить від значень внутрішніх зусиль $s_{jmk} = \{N_{jmk}, M_{y,jmk}, Q_{z,jmk}\}$, що виникають у m -му розрахунковому перерізі j -го стержневого елементу конструкції при дії k -ої розрахункової комбінації навантажень:

$$\Phi(s_{jmk}) = \{\xi_i = \varphi_i(N_{jmk}, M_{y,jmk}, Q_{z,jmk}) \leq 1, 0\};$$

$$i = 1 \dots N_{LBC} \quad (2)$$

тут N_{LBC} – загальна кількість обмежень-нерівностей, що визначають несучу здатність стержневих елементів із холодногнутих профілів, щодо втрати міцності, а також загальної та місцевої стійкості. Числове значення лівої частини обмежень-нерівностей $\xi_i = \varphi_i(N_{jmk}, M_{y,jmk}, Q_{z,jmk})$ будемо називати коефіцієнтом використання обмеження.

Кожне з обмежень $\varphi_i(N_{jmk}, M_{y,jmk}, Q_{z,jmk})$ (2) визначає деяку область у просторі внутрішніх зусиль (у нашому випадку тривимірному), а перетин усіх нерівностей сукупності нормативних обмежень $\Phi(s_{jmk})$ утворює область несучої здатності перерізу Ω_s у термінах розглядуваних норм проектування (рис. 1). Для кожної точки

області несучої здатності перерізу максимальний коефіцієнт використання обмеження складає $\xi_{max} = \max\{\xi_i \mid i = 1 \dots N_{LBC}\} \leq 1, 0$.

Однією із найважливіших властивостей області несучої здатності є її випуклість. Наголосимо, що саме випуклість області несучої здатності перерізу дає нам право обмежитись у лінійному розрахунку перевітками такого перерізу на дію лише тих поєднань внутрішніх зусиль у перерізі, для яких характерними є екстремальні (мінімальні або максимальні) значення [3, 4].

Форма області несучої здатності Ω_s цілком та повністю визначається системою обмежень (1), що регламентуються вимогами норм на проектування даного класу конструкцій. При побудові області несучої здатності Ω_s окрім обмежень міцності, розглядаються також обмеження загальної та місцевої стійкості, які можуть спричинити невикуклу форму області несучої здатності перерізів із холодногнутих профілів. Це зумовлює необхідність виконання подальших досліджень форми області несучої здатності перерізів стержневих елементів конструкцій із холодногнутих профілів.

АВТОМАТИЗОВАНА ПОБУДОВА ОБЛАСТІ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ У СЕРЕДОВИЩІ SCAD OFFICE

Для стержневих елементів конструкцій із холодногнутих профілів, у перерізах яких під навантаженням можуть виникати трійка внутрішніх зусиль (поздовжня сила, згинальний момент та відповідна поперечна сила), область несучої здатності представляє собою тривимірну геометричну фігуру. Найбільш наглядно відобразити область несучої здатності перерізів можна за допомогою її ортогонального проєкціювання на деяку площину, що визначається парою внутрішніх зусиль.

У середовищі SCAD Office широко

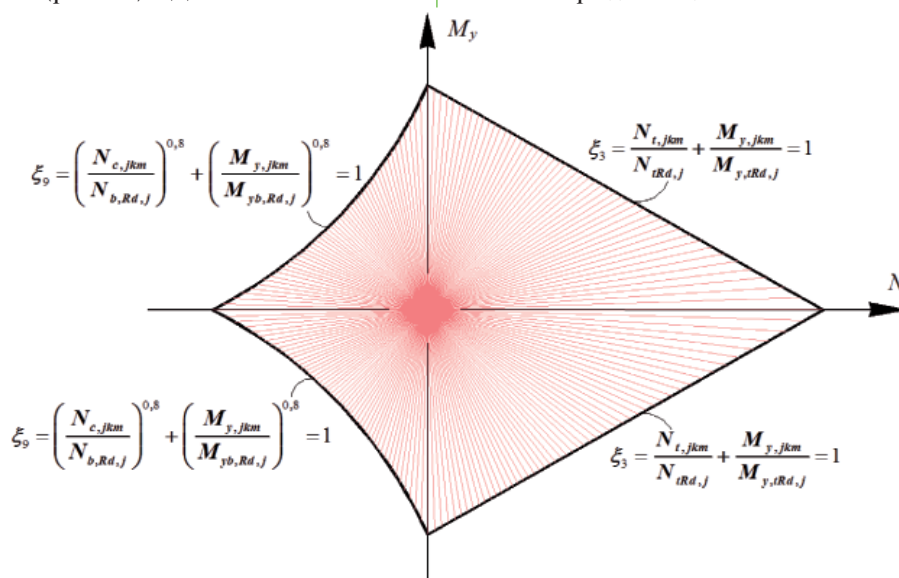


Рис. 1. Формування області несучої здатності перерізу у двовимірному просторі внутрішніх зусиль (приклад)



використовується побудова областей несучої здатності, що відрізняються врахуванням повного набору нормативних вимог (обмежень міцності, загальної та місцевої стійкості), що висувуються до того чи іншого елемента конструкції, для якого будується область.

Побудова двовимірної проекції області несучої здатності перерізу виконується за наведеним нижче алгоритмом. Обирається пара внутрішніх зусиль (наприклад, пара «поздовжня сила N – згинальний момент M_y »), у системі координат якої буде побудована ортогональна проекція області несучої здатності. Решта внутрішніх зусиль у перерізі фіксуються на деякому рівні (задаються користувачем або приймають нульові значення). При деякому фіксованому значенні відношення згинального моменту M_y до поздовжньої сили N (фактично, на промені e_α , випущеному із початку координат під кутом $\alpha = \arctg(M_y / N)$ до осі абсцис, вимірюваному проти годинникової стрілки) вишукується точка, відстань до якої від початку координат є найбільшою та для якої ще виконуються нормативні обмеження (1). Для такої точки деяке (або деякі) обмеження із сукупності Φ приймає граничне значення $\varphi_i(N_{jmk}, M_{y,jmk}, Q_{z,jmk}) = 1,0$, тому ця точка належить границі двовимірної ортогональної проекції області несучої здатності перерізу.

Уся границя області несучої здатності будується шляхом перебору кутів α (із кроком 1°), що визначають положення променів e_α . Таким чином будуються двовимірні ортогональні проекції області несучої здатності для будь-якої заданої пари внутрішніх зусиль ($N - Q_z$, $M_y - Q_z$ тощо).

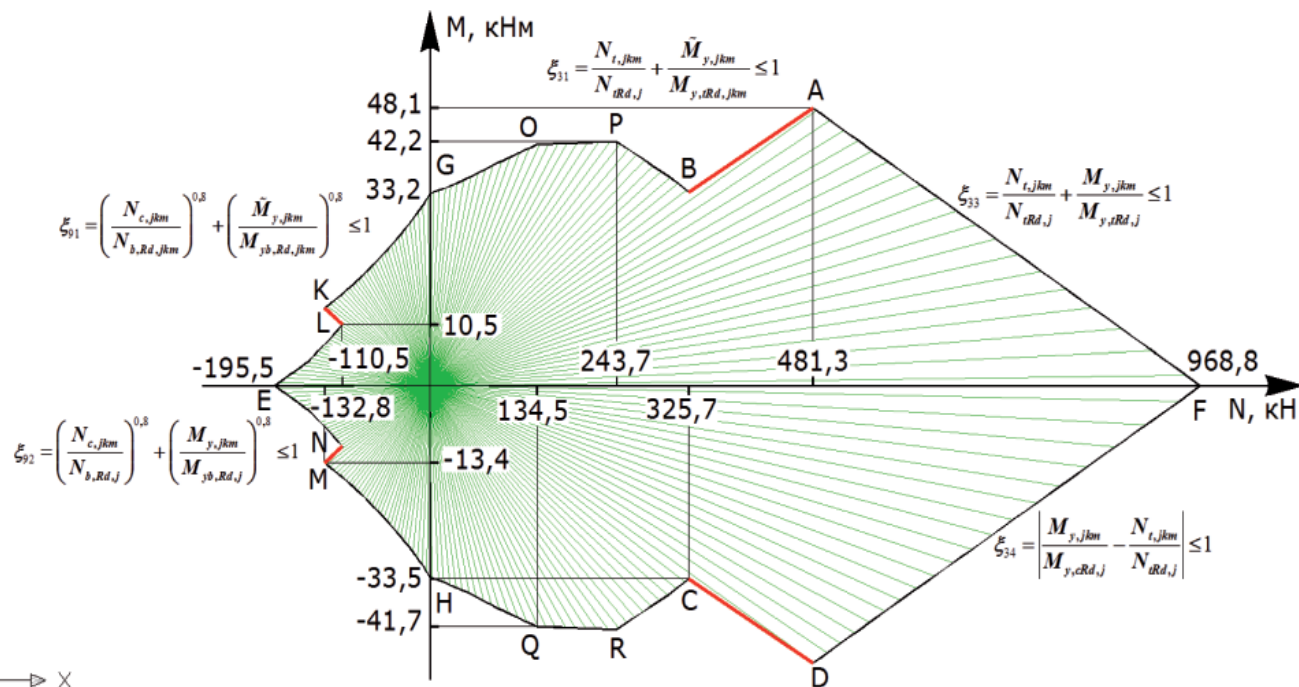
ДОСЛІДЖЕННЯ ОБЛАСТІ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПЕРЕРІЗІВ СТЕРЖНЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ ХОЛОДНОГНУТИХ ПРОФІЛІВ

Автоматизована побудова області несучої здатності перерізів стержневих елементів із холодногнутих профілів забезпечує можливість дослідити форму області, а також характер її меж, що дозволяє детально проаналізувати нормативні вимоги, що висувуються до розглядуваного класу конструкцій. Аналіз границь області несучої здатності перерізів стержневих елементів із холодногнутих профілів дозволяє, зокрема, виконати перевірку несуперечності, узгодженості та повноти системи обмежень (1). При цьому легко виявляються погане стикування (не гладке спряження) окремих нерівностей системи обмежень.

Побудуємо ортогональну проекцію області несучої здатності в системі координат «поздовжня сила N – згинальний момент M » для подвійно симетричного поперечного перерізу, що складається із двох холодногнутих швелерних профілів з висотою профілю $h = 300$ мм та шириною полицки $b = 150$ мм, виконаних із сталі S355N EN 10025 з межею плинності $f_{yb} = 355$ МПа та межею міцності $f_u = 470$ МПа. Розрахункова довжина стержневого елемента в обох головних площинах інерції складає 6,0 м, часткові коефіцієнти надійності $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1$.

Область несучої здатності Ω_s такого перерізу відповідно до нормативних вимог [1, 2] наведена на рис. 2.

Межі області несучої здатності $GOPB$ та $HQRC$ відповідають обмеженням міцності, при одночасній





ту M), що виникають у розглядуваному перерізі при дії навантаження P , а точка Q – від дії навантаження Q . З рис. 3 не важко побачити, що нормативні вимоги виконуються як при перевірці перерізу на дію кожного навантаження P і Q окремо, так і при перевірці перерізу на дію їх повної суми ($P + Q$), оскільки точки P , Q , а також точка $P + Q$ належать області несучої здатності перерізу. Але при дії «неповної» лінійної комбінації навантажень ($Q + k \cdot P$), коли $k < 1$, нормативні вимоги порушуються, оскільки у розглядуваному перерізі при дії $Q + k \cdot P$ виникає пара внутрішніх зусиль, що відповідає точці $Q + k \cdot P$ на рис. 3, яка не належить області його несучої здатності.

Небезпеки, пов'язані з невивуклістю області несучої здатності, вказують на необхідність виконання аналізу близькості реальної сукупності поєднань розрахункових внутрішніх зусиль до тієї або тих ділянки області Ω_s , де проявляються

властивості невивуклості.

Практично такий аналіз може бути реалізований із використанням додаткового інструментарію, який надається компонентами SCAD Office. Цей інструментарій забезпечує можливість відобразити на області несучої здатності розглядуваного перерізу усю множину варіантів поєднань внутрішніх зусиль, на дію яких переріз підлягає перевірці, у вигляді набору точок, кожна з яких відповідає одному із таких варіантів (рис. 4). Також демонструється випукла оболонка цих точок, яка охоплює множину поєднань внутрішніх зусиль, що є лінійними комбінаціями вихідних варіантів поєднань внутрішніх зусиль. У випадку, коли зазначена випукла оболонка не виходить за межі області несучої здатності перерізу, можна гарантувати, що й різноманітні комбінації поєднань вихідних варіантів внутрішніх зусиль не будуть небезпечними.

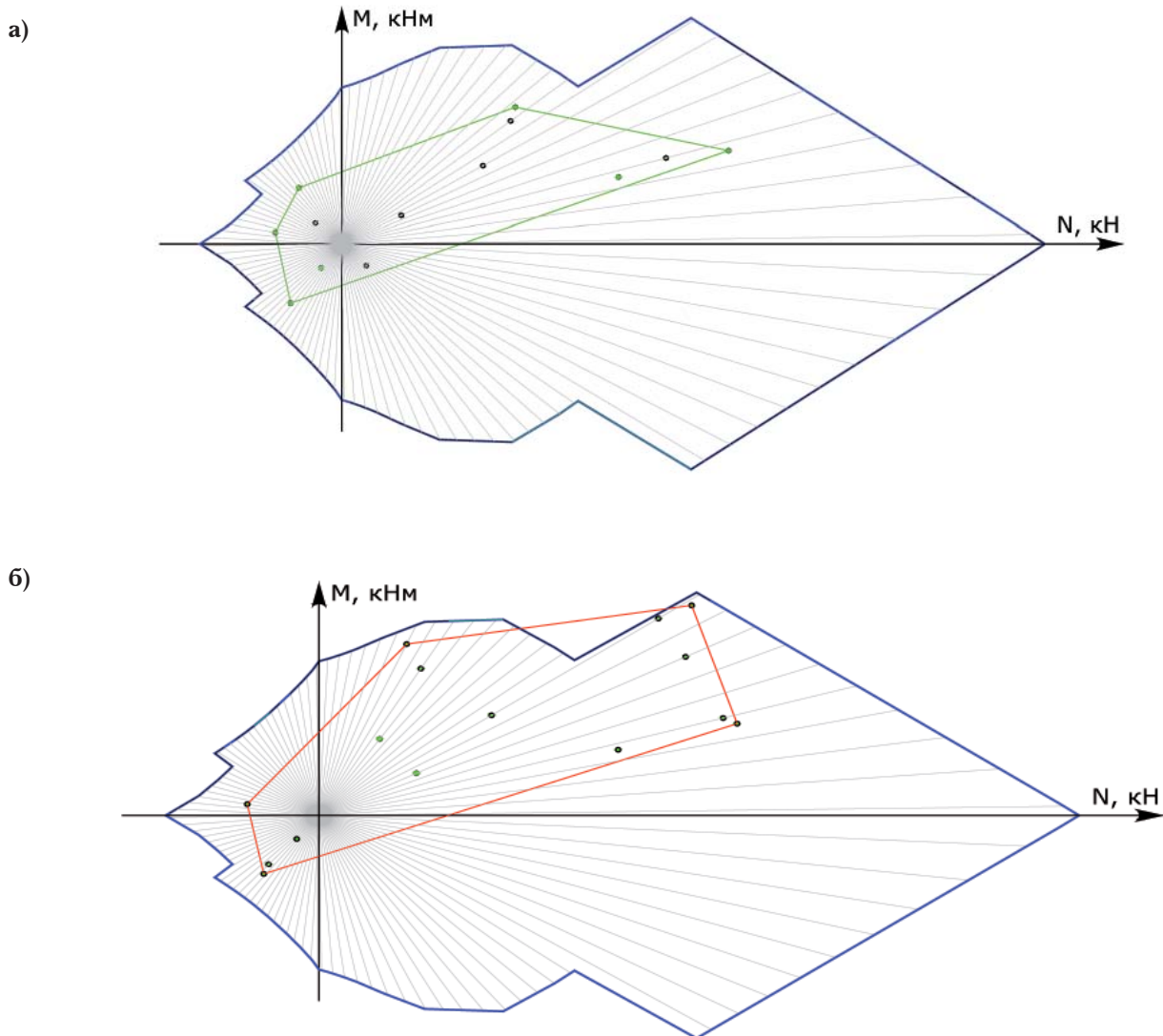


Рис. 4. Задані комбінації навантажень та їх випукла оболонка, суміщена з областю несучої здатності перерізу стержневого елемента із холодногнутих профілів (а – випукла оболонка не виходить за межі області; б – випукла оболонка виходить за межі області).



ВИСНОВКИ

Виконані дослідження форми області несучої здатності перерізів стержневих елементів конструкцій із холодногнутих профілів засвідчили її невинуватість. Сtribкоподібна зміна несучої здатності стержневих елементів конструкцій із холодногнутих профілів характерна при переході поперечних перерізів у закритичну стадію роботи, що характеризується втратою місцевої стійкості або втратою стійкості форми перерізу. Окрім того, стрибкоподібна зміна несучої здатності таких елементів також характерна при коригуванні згинального моменту за рахунок зміщення центру ваги редукованого поперечного перерізу по відношенню до центру ваги поперечного перерізу брутто.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 ЄВРОКОД 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006, IDT). – Київ, Мінрегіонбуд України, 2012.
2. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2012 ЄВРОКОД 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи (EN 1993-1-5:2005, IDT). – Київ, Мінрегіонбуд України, 2012.
3. Гавриленко, І. С., Гиренко С. В., Перельмутер А. В., Перельмутер М. А., Юрченко В. В. Область несущей способности как интерактивный инструмент анализа в SCAD Office / И. С. Гавриленко, С. В. Гиренко, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер, В. В. Юрченко // Сучасні методи і проблемно-орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій і їх застосування у проектуванні і навчальному процесі: тези доповідей Міжнародної науково-практичної конференції, м. Київ, 25-26 жовтня 2017. – К.: Талком. – С. 39 – 42.
4. Gavrilenco, I. S. Load-bearing capacity as an interactive analysis tool in SCAD Office / I. S. Gavrilenco, S. V. Girenko, A. V. Perelmuter, M. A. Perelmuter, V. V. Yurchenko // Proceedings of the METNET Seminar 2017 in Cottbus / Eds. by Kuldeep Viridi & Lauri Tenhunen. – Häme University of Applied Science, 2018. – pp. 112 – 127.

REFERENCES:

1. DSTU-N B EN 1993-1-3:2012 EUROKOD 3. Proektuvannya stalevyh konstruktsiy. Chastyna 1-3. Zagalni pravyla. Dodatkovy pravyla dlya holodnoformovanyh elementiv i profilovanih lystiv (EN 1993-1-3:2006, IDT). – Kyiv, Minregionbud Ukrainy, 2012.
2. DSTU-N B EN 1993-1-5:2012 EUROKOD 3: Proektuvannya stalevyh konstruktsiy. Chastyna 1-5. Plastinchasti konstruktyvni elementy (EN 1993-1-5:2005, IDT). – Kyiv, Minregionbud Ukrainy, 2012.
3. Gavrilenco, I.S. Oblast nesuschey sposobnosti kak interaktivniy instrument analiza v SCAD Office / I.S. Gavrilenco, S.V. Girenko, A.V. Perelmuter, M.A. Perelmuter, V.V. Yurchenko // Suchasni metodi i problemno-orientovani kompleksi rozrahunku konstruktsiy i iih zastosuvannya u proektuvanni i navchalnomu protsesi: tezi dopovidey Mizhnarodnoii naukovo-praktichnoii konferentsiyi. – K.: Talkom, 2017. – P. 39 – 42.
4. Gavrilenco, I.S. Load-bearing capacity as an interactive analysis tool in SCAD Office / I.S. Gavrilenco, S.V. Girenko, A.V. Perelmuter, M. A. Perelmuter, V. V. Yurchenko // Proceedings of the METNET Seminar 2017 in Cottbus / Eds. by Kuldeep Viridi & Lauri Tenhunen. – Häme University of Applied Science, 2018. – pp. 112 – 127.

Стаття надійшла до редакції 26.04.2019 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.112>

УДК 624.042.7



ГОРОДЕЦЬКИЙ О.С.

Д-р технічних наук, проф.,
ТОВ «ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна,
e-mail: acegor.lira@gmail.com,
тел.: +38 (044) 590-58-90,
ORCID: 0000-0002-1070-7654



ГЕНЗЕРСЬКИЙ Ю.В.

Канд. технічних наук,
ТОВ «ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна,
e-mail: support.lira@gmail.com,
тел.: +38 (044) 590-58-85,
ORCID: 0000-0003-1957-1236

РІЗНІ ПІДХОДИ ДО РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ НА ДИНАМІЧНІ ВПЛИВИ

АНОТАЦІЯ

Метою роботи є порівняння різних підходів до розрахунку наслідків сейсмічного впливу на будівлі і споруди. Розглядаються три основні групи: методи, засновані на спектральному аналізі, наближені методи обліку фізичної нелінійності, «Pushover Analysis», методи прямого інтегрування рівнянь руху. Описано основні принципи реалізації «Pushover Analysis» в програмному комплексі «ЛІРА САПР». За всіма реалізованими методами були проведені порівняльні розрахунки для тестової моделі. Це рамно-в'язевий каркас з фундаментною плитою на пружній основі; кількість вузлів - 13 613; кількість елементів - 18 316; кількість рівнянь в матриці жорсткості - 71 575; час розрахунку - 0,78 хв. Проаналізовано результати, отримані за дев'ятьма різними методами обчислення сейсмічних навантажень. Для повного та достовірного опису напружено-деформованого стану будь-якої будівлі необхідно не тільки врахувати абсолютно всі фактори, що описують реальний об'єкт, такі, як його геометричні параметри, фізико-механічні властивості матеріалу, формування початкових напружень і деформацій при зведенні будівлі, але і з високим ступенем точності визначити зовнішні впливи та їх характер. Система «Динаміка плюс», що реалізована в ПК «ЛІРА САПР», дозволяє моделювати поведінку конструкції при динамічних впливах в часі. Проаналізовано результати, отримані за дев'ятьма різними методиками розрахунку сейсмічних навантажень. Перевірено збіг та

відмінності методів, основаних на різних передумовах. Показано, що за ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України» отримано менші значення зусиль і переміщень, тобто можемо спостерігати деяке «пом'якшення» нормативів, що давно очікують проектувальники.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: моделювання сейсмічних коливань, модель ґрунтової основи, динамічні характеристики, резонансні явища, сейсмостійке будівництво, спектральний метод, «Pushover Analysis», динаміка в часі.

РАЗЛИЧНЫЕ ПОДХОДЫ К РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

ГОРОДЕЦКИЙ А.С. Д-р технических наук, проф.,
ООО «ЛИРА САПР»,
г. Киев, Украина,
e-mail: acegor.lira@gmail.com,
тел.: +38 (044) 590-58-90,
ORCID: 0000-0002-1070-7654

ГЕНЗЕРСКИЙ Ю.В. Канд. технических наук,
ООО «ЛИРА САПР»,
г. Киев, Украина,
e-mail: support.lira@gmail.com,
тел.: +38 (044) 590-58-85,
ORCID: 0000-0003-1957-1236

АННОТАЦИЯ

Целью работы является сравнение различных подходов к расчету последствий сейсми-



ческого воздействия на здания и сооружения. Рассматриваются три основные группы: методы, основанные на спектральном анализе; приближенные методы учета физической нелинейности «Pushover Analysis»; методы прямого интегрирования уравнений движения. Описаны основные принципы реализации «Pushover Analysis» в программном комплексе «ЛИРА САПР». По всем реализованным методам были проведены сравнительные расчёты для тестовой модели. Это рамно-связевый каркас с фундаментом плитой на упругом основании; количество узлов – 13 613; количество элементов – 18 316; количество уравнений в матрице жесткости – 71 575; время расчета – 0,78 мин. Проанализированы результаты, полученные по девяти различным методам учета сейсмических нагрузок. Для полного и достоверного описания напряженно-деформированного состояния любого здания необходимо не только учесть абсолютно все факторы, описывающие реальный объект, такие как его геометрические параметры, физико-механические свойства материала, учесть формирование начальных напряжений и деформаций при возведении здания, но и с высокой степенью точности определить внешние воздействия и их характер. Система «Динамика плюс», реализованная в ПК «ЛИРА САПР», позволяет моделировать поведение конструкции при динамических воздействиях во времени. Проверено совпадение (различие) методов основанных на различных предпосылках. Показано, что по ДБН В.1.1-12:2014 получены меньшие значения усилий и перемещений, т.е. можем наблюдать некоторое «смягчение» нормативов, которого давно ожидают проектировщики.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: моделирование сейсмических колебаний, модель грунтового основания, динамические характеристики, резонансные явления, сейсмостойкое строительство, спектральный метод, «Pushover Analysis», динамика во времени.

DIFFERENT APPROACHES TO DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURES

GORODETSKY A.S. Dr., Prof., LIRA-SAPR, Kyiv, Ukraine,

e-mail: acegor.lira@gmail.com,

tel.: +38 (044) 590-58-90,

ORCID: 0000-0002-1070-7654

GENZERSKY Y.V. PhD, LIRA-SAPR,

Kyiv, Ukraine,

e-mail: support.lira@gmail.com,

tel.: +38 (044) 590-58-85,

ORCID: 0000-0001-6834-4203

ABSTRACT

The paper focuses on comparison between different approaches for account of earthquake load

on buildings and structures. Three main groups are considered: methods based on spectral analysis, approximate methods for account of physical nonlinearity «Pushover Analysis», methods for direct integration of motion equations. The authors describe main principals for pushover analysis provided in LIRA-SAPR program. For all above-mentioned methods, comparative analyses are carried out for the test problem. It is braced frame with foundation slab on elastic soil; number of nodes – 13 613; number of elements – 18 316; number of equations in the stiffness matrix – 71 575; time for analysis 0,78 min. Analysis results obtained from nine different methods for account of earthquake loads are evaluated. To provide complete and reliable description of the stress-strain state for any building, it is necessary not only to consider all factors that describe real object (such as its geometric properties, physical and mechanical properties of material, consider initial stress and strain during erection process), but to precisely determine external loads and their parameters as well. «Time History Analysis» module in LIRA-SAPR program enables the user to simulate behaviour of structure under dynamic loads in time. Consistency is tested for methods based on different approaches. The authors point out that DBN B.1.1-12:2014 provides smaller values for forces and displacements, that is, building codes become less strict and it was long-awaited by designers.

KEY WORDS: modelling of earthquake loads, soil model, dynamic properties, resonance phenomenon, earthquake-resistant buildings, spectrum method, pushover analysis, time history analysis.

ВВЕДЕНИЕ

В действующем нормативном документе [1] допускается производить расчет конструкций на динамические воздействия различными методами. Условно их можно разделить на три группы:

- 1) различные вариации методов, основанных на спектральном анализе;
- 2) приближенный метод учета физической нелинейности конструкций (Pushover);
- 3) расчёт методом прямого интегрирования уравнений движения (динамика во времени).

Теоретические основы спектрального анализа.

В основе метода разложения по собственным формам лежит модальный анализ [2]. Система дифференциальных уравнений

$$[K]\{U\} + [C]\{\dot{U}\} + [M]\{\ddot{U}\} = \{P(t)\},$$

где:

$[K], [C], [M]$ - матрицы жесткости, демпфирования, масс соответственно;

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$ - вектора перемещений, скоростей, ускорений соответственно;



$\{P(t)\}$ - вектор нагрузок от времени;
сводится к поиску собственных частот и форм системы

$$[K]\{\varphi\} - \lambda[M]\{\varphi\} = 0,$$

где:

$\{\varphi\}$ - собственный вектор (вектор форм);
собственные значения - $\lambda_i = \omega_i^2$.

При этом система распадается на множество независимых уравнений движения узлов модели.

$$\{U(t)\} = \sum_{i=0}^N y_i(t) \varphi_i;$$

$$\frac{d^2}{dt^2} y_i(t) + 2\xi_i \omega_i \frac{d}{dt} y_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = P_i(t).$$

Решение уравнения имеет вид:

$$y_i = e^{-\xi_i \omega_i t} \left(\frac{\dot{y}_i^0 + y_i^0 \xi_i \omega_i}{\omega_i} \sin \bar{\omega}_i t + y_i^0 \cos \bar{\omega}_i t \right) + \frac{1}{\bar{\omega}_i} \int_0^t P_i(t) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \bar{\omega}_i (t-\tau) d\tau$$

$$\text{где } \bar{\omega}_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}, \quad y_i^0 = y_i(0), \quad \dot{y}_i^0 = \dot{y}_i(0).$$

В ПК «ЛИРА САПР» модальный анализ выполняется модифицированным методом итерации подпространства.

При решении задачи спектральным методом для каждой формы вычисляются инерционные силы по формуле [3]:

$$S_i(t) = \omega_i^2 y_i(t) M \varphi_i.$$

$$\text{Амплитудное значение } S_{i,0} = \max(|\omega_i^2 y_i(t)|).$$

Теоретические основы метода Pushover.

Pushover Analysis - методика упрощенного нелинейного статического расчета здания на сейсмические воздействия. Она состоит в пошаговом приложении нагрузки от горизонтальных сейсмических сил до достижения заданного перекоса этажей, разрушения здания либо достижения максимального значения сил, если предыдущие критерии не сработали. Дает возможность учесть нелинейные свойства материалов за счет переопределения интегральных жесткостных характеристик конечных элементов модели на каждом шаге приложения нагрузки. При этом происходит поиск точки пересечения расчетного графика зависимости спектрального ускорения от спектрального перемещения с редуцированным нормативным графиком.

Реализованный в ПК «ЛИРА САПР» алгоритм Pushover Analysis есть универсальным и может быть применен ко всем возможным спектрам реакций. Это зависимости «коэффициент динамично-

сти β – период колебаний T » (в Украине – ДБН, в Грузии, Армении, РФ – СП, СНиП, Узбекистана, Таджикистана). Это и зависимости «ускорение S_a – перемещение S_d » в нормах Казахстана, стран Европы (Eurocode 8), а также США (IBC-2006, ASCE 7-05). Также возможно задать произвольные пользовательские спектры реакций и вычисленные спектры реакций от пользовательских акселерограмм.

Сначала модель загружается определяющим нагружением для пересчета интегральных жесткостных характеристик неупругой модели и определения начального напряженно-деформированного состояния (НДС).

На следующем этапе прикладывается горизонтальное сейсмическое нагружение.

На каждом шаге нагружения на основе обобщенных спектральных перемещений S_d и обобщенных спектральных ускорений S_a строится нелинейный спектр несущей способности для многомассовой расчетной модели с учетом нелинейных характеристик материалов:

$$S_{ai} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i d_{ij}^2}{(\sum_{i=1}^n m_i d_{ij})^2} \sum_{i=1}^n S_{ij},$$

$$S_{di} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^n S_{ij} d_{ij}} S_{aj}.$$

В соответствии с ним строится идеализированная билинейная диаграмма.

С помощью идеализированной билинейной диаграммы находится коэффициент податливости модели (рис. 1), с помощью которого впоследствии будет выполняться редуцирование нормативного (либо же заданного) спектра реакций для последующего расчета:

$$\mu = \frac{d_m}{d_T},$$

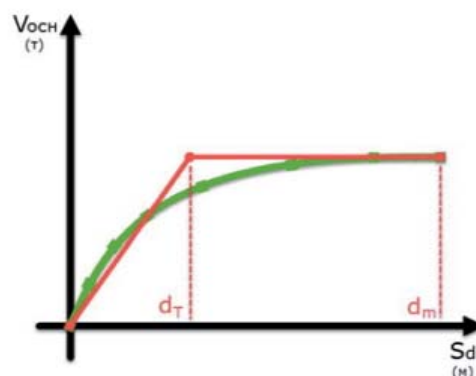


Рис. 1. График податливости.



где d_m – максимальное перемещение многомассовой расчетной модели по результатам нелинейного статического расчета, d_T – перемещение многомассовой расчетной модели, соответствующее границе текучести многомассовой расчетной модели.

Реализованы два метода редукции:

1) метод Ньюмарка-Холла (рис. 2);

$$R_\mu = \begin{cases} 1, & T < T_a \\ \sqrt{2\mu-1}, & T_b < T < T_c \\ \mu & T > T_c \end{cases}$$

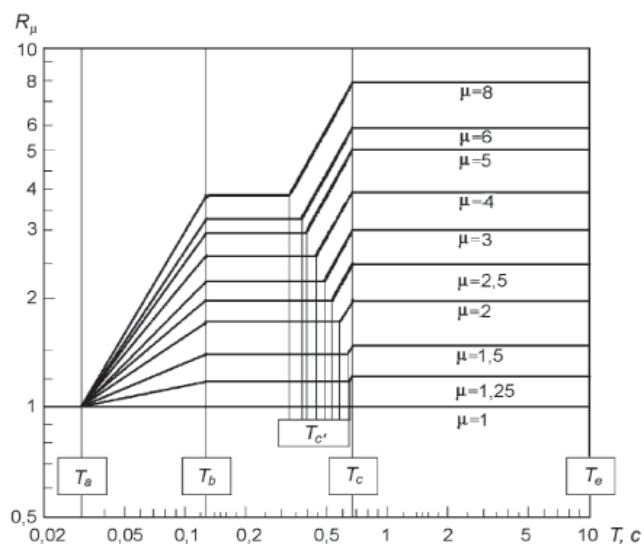
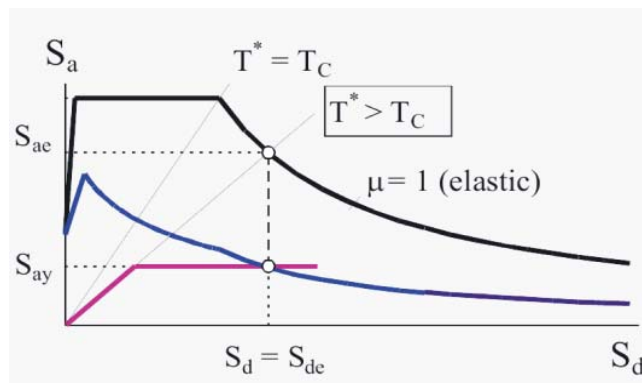


Рис. 2. Графики податливости для метода Ньюмарка-Холла.

2) метод N2 (Видик-Файфар-Фишингер) (рис. 3).

$$R_\mu = \begin{cases} 1, & T < T_a \\ (\mu-1) \frac{T}{T_c} + 1, & T_b < T < T_c \\ \mu & T > T_c \end{cases}$$

Расчет зданий по государственным нормам [1]



предусматривает расчет с использованием метода редуцирования (Ньюмарка-Холла).

Конечным этапом есть поиск точки пересечения редуцированного спектра реакций со спектром несущей способности. Эта точка называется точкой состояния (рис. 4). Именно для нее определяется НДС всей схемы и оценивается несущая способность конструкции при сейсмических воздействиях.

Теоретические методы прямого интегрирования уравнений движения.

Для полного и достоверного описания напряженно-деформированного состояния любого здания, необходимо не только учесть абсолютно все факторы, описывающие реальный объект, такие как его геометрические параметры, физико-механические свойства материала, учесть формирование начальных напряжений и деформаций при возведении здания, но и с высокой точностью определить внешние воздействия и их характер. К числу характерных примеров взаимодействия нагрузки с объектом относятся многие режимы динамического нагружения.

В большинстве случаев достаточно выполнить статический расчет здания, учитывая динамические нагружения как статические с некоторым коэффициентом динамичности, либо же восполь-

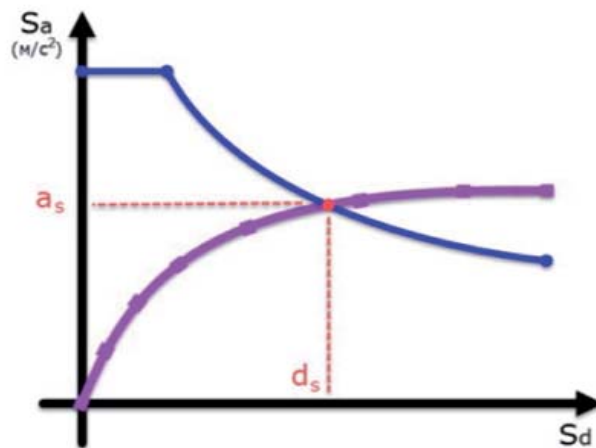


Рис. 4. Нахождение предельной гибкости.

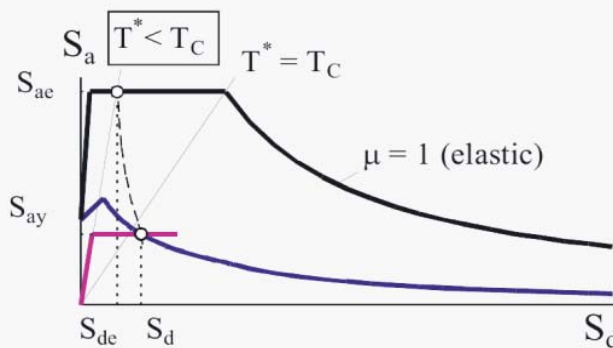


Рис. 3. Графики податливости для метода N2 Видик-Файфар-Фишингер.



зоваться спектральными методами расчета на нормативные сейсмические воздействия. Но иногда интерес представляет характер движения конструкции и изменение НДС здания во времени. В таких случаях необходимо производить динамический расчет здания в прямом времени.

Система «Динамика плюс» позволяет моделировать поведение конструкции при динамических воздействиях во времени.

Дифференциальное уравнение движения конструкции в МКЭ записывается в виде:

$$([K] - [K_G])\{U\} + [C]\{\dot{U}\} + [M]\{\ddot{U}\} = \{P(t)\},$$

где

$[K]$ – касательная матрица жесткости системы;

$[K_G]$ – матрица геометрической жесткости;

$[C]$ – матрица демпфирования;

$[M]$ – матрица масс;

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$ – неизвестные векторы узловых перемещений, скоростей, ускорений;

$\{P(t)\}$ – вектор узловых нагрузок.

Интегрирование дифференциальных уравнений движения узлов конечно-элементной модели конструкции сводится к поиску коэффициентов в разнообразных разностных методах – Ньюмарка, Вильсона, Рунге-Кутты, Хоболта, центральных разностей, линейного ускорения и др. Также возможен учет геометрической, физической и конструктивной нелинейностей. При этом переопределение матриц касательной и геометрической жесткостей элементов необходимо производить на каждом шаге интегрирования по времени.

Считается, что начальные скорости $\{\dot{U}\}$ нулевые, а начальные перемещения $\{U\}$ получены из результатов решения при статическом нагружении (предистории).

РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

В ПК ЛИРА-САПР были реализованы все методы, рекомендованные в [1], а также некоторые методы, рекомендованные другими нормативами.

По всем реализованным методам были проведены сравнительные расчеты для тестовой задачи. На рис. 5 представлена схема тестовой задачи. Это рамно-связевый каркас с фундаментной плитой на упругом основании; количество узлов – 13 613; количество элементов – 18 316; количество уравнений в матрице жесткости – 71 575; время расчета – 0,78 мин.

На рис. 6 представлены первые шесть формы колебаний рассматриваемой конструкции.

Ниже приводятся основные результаты расчета на сейсмические воздействия по различным методам для тестовой задачи. В качестве основных критериев для сравнения приняты:

- перемещение в узле А (рис. 5);
- усилие в элементе В;
- суммарная определяющая сейсмическая нагрузка.

В таблице 1 приведены основные результаты расчетов по различным методам:

1. Модуль 20 – в соответствии со СНиП II-7-81;
2. Модуль 36 – в соответствии с ДБН В.1.1-12:2006 раздел 2.3;

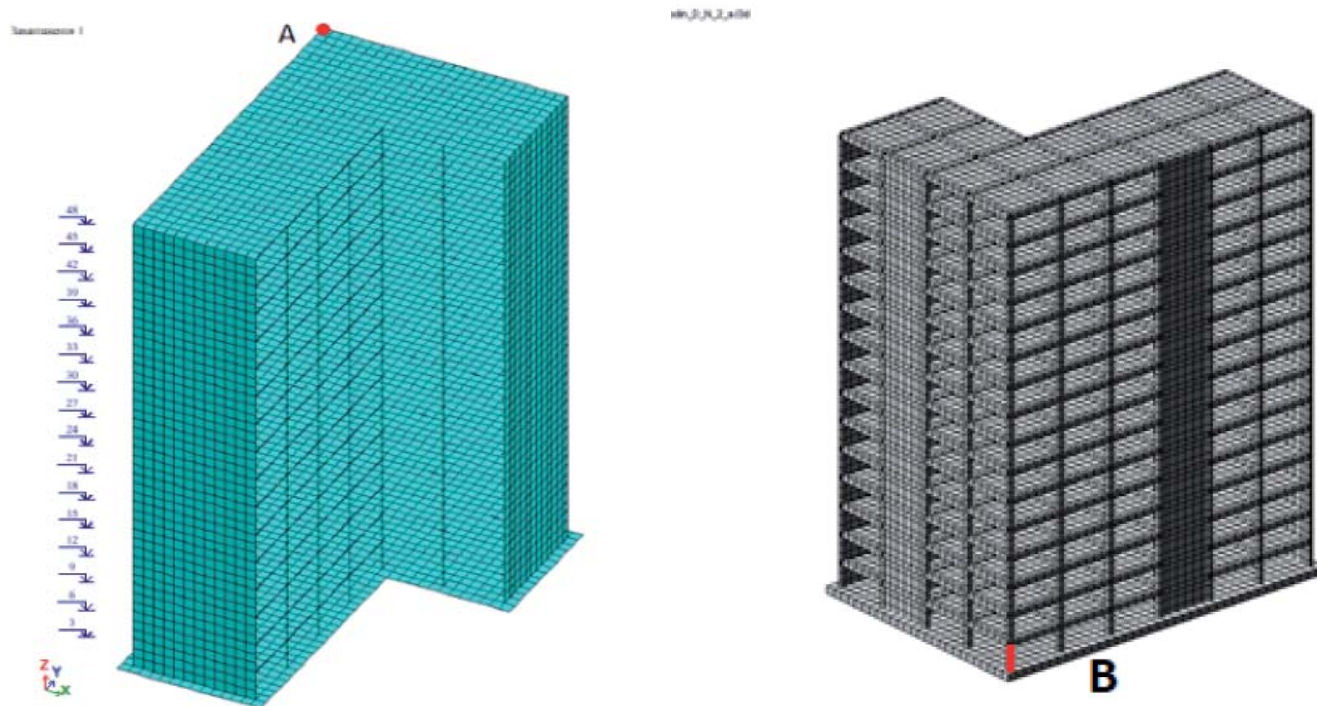
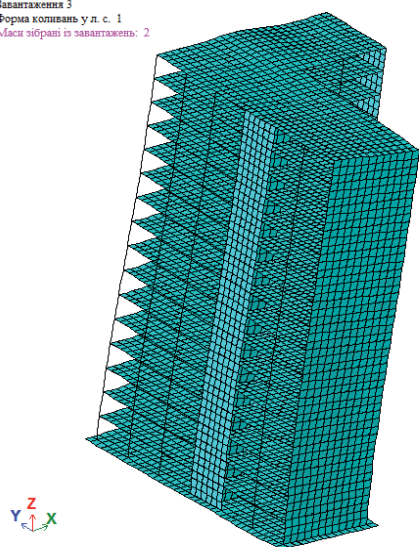


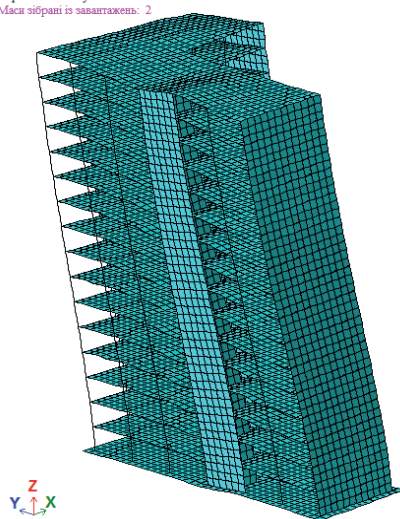
Рис. 5. Расчетная модель тестовой задачи.



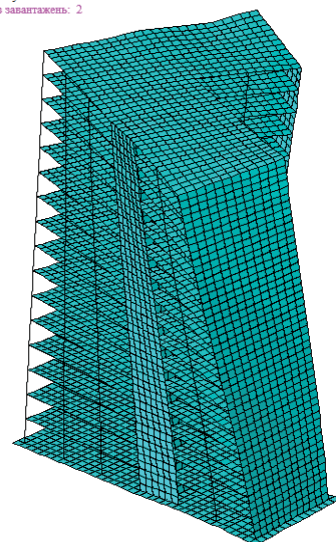
Завантаження 3
Форма коливань ул. с. 1
Маса зібрана із завантажень: 2



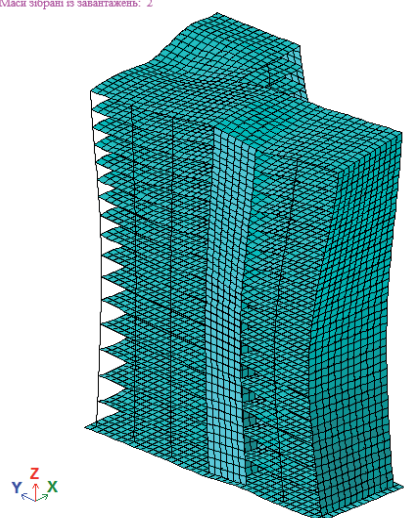
Завантаження 3
Форма коливань ул. с. 2
Маса зібрана із завантажень: 2



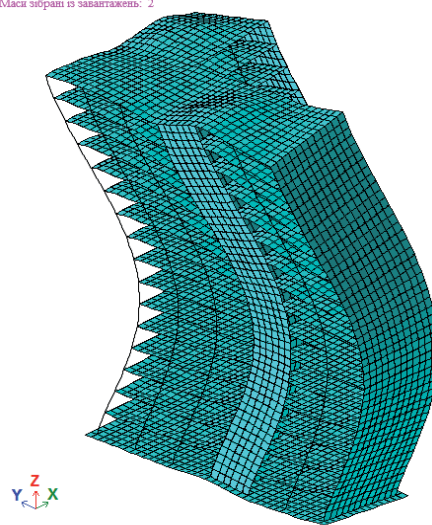
Завантаження 3
Форма коливань ул. с. 3
Маса зібрана із завантажень: 2



Завантаження 3
Форма коливань ул. с. 4
Маса зібрана із завантажень: 2



Завантаження 3
Форма коливань ул. с. 5
Маса зібрана із завантажень: 2



Завантаження 3
Форма коливань ул. с. 6
Маса зібрана із завантажень: 2

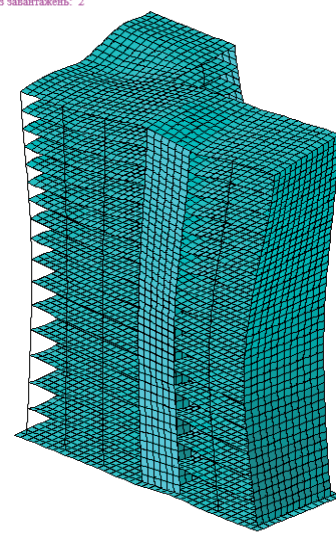


Рис. 6. Первые шесть форм собственных колебаний.

Таблица 1. Сравнение результатов расчетов

№ периода	Сейсмическая нагрузка X (т)								
	1 (20-й Модуль)	2 (36-й модуль)	3 (38-й модуль)	4 (29-й модуль)	5 (46-й модуль)	6 (49-й модуль)	7 (57-й модуль)	8 (Pushover Analysis)	9 (Динамика во времени)
1	-1141.91	-1366	-1404	-1421.97	-2337.3	3014.65	-1138.4		
2	-17.4507	-21.4	-22.11	-22.37	-37.009	46.0699	-17.828		
4	-314.843	-358	-179.6	-75.14	-381.04	323.707	-298.27		
5	-276.205	-308	-156.2	-58.56	-334.19	258.244	-256.71		
9	-141.445	-126	-69.43	-18.99	-152.2	65.9962	-104.77		
10	-92.0496	-81.8	-50.91	-12.32	-110.98	42.6704	-68.185		
Итого	1228.07	1453.26	1427.3	1425.49	2399.98	3044.32	1211.05	1690,9	
Перемещение (мм)									
Уз № 13147	152.85	169.07	176.8	174.95	276.8	345.06	153.22	212.74	(t=27с) 369.22
Усилия (т)									
Эл № 23	-793.53	-824.02	-826.45	-823.91	-941.46	-1017.33	-796.28	-1063.85	(t=58с) -917.23



3. Модуль 38 – в соответствии с ДБН В.1.1-12:2006 приложение В;
4. Модуль 29 – в спектральный расчет по акселерограммам;
5. Модуль 46 – в соответствии с ДБН В.1.1-12:2006, приложение “Г”;
6. Модуль 49 – в соответствии с ДБН В.2.2-24:2009;
7. Модуль 57 – в соответствии с ДБН В.1.1-12:2014;
8. Модуль “Pushover Analysis” – в соответствии с ДБН В.1.1-12:2014;
9. Модуль “Динамика во времени” – прямое интегрирование уравнений движения в соответствии с ДБН В.1.1-12:2014.

ВЫВОДЫ

Все методы, основанные на спектральном анализе, дают примерно одинаковые результаты. Наиболее близкие результаты дают методы, реализующие нормы: СНиП II-7-81; ДБН В.1.1-12:2006; ДБН В.1.1-12:2014. Следует отметить, что ДБН В.1.1-12:2014 дает меньшее значение усилий и перемещений, т. е. можем наблюдать некоторое «смягчение» нормативов, которого давно ожидают проектировщики. Метод «Pushover Analysis» дает несколько завышенное значение перемещений и усилий. Метод прямого интегрирования уравнений движения в соответствии с ДБН В.1.1-12:2014 можно осторожно рассматривать как наиболее адекватный, так как по сути это моделирование во времени процесса динамического воздействия. Несколько завышенные значения усилий и перемещений можно рассматривать как случайные выбросы. Этот метод можно рекомендовать как наиболее приемлемый для динамических расчетов строительных конструкций и сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України. – Чинні від 2014-10-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2014. – VI, 110 с.
2. Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е., Гензерский Ю.В., Городецкий Д.А. Метод конечных элементов. Теория и численная реализация. — Киев: Факт, 1997. — 140 с.
3. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. — Киев: Факт, 2004. — 105 с.

REFERENCES

1. Construction in seismic regions of Ukraine. (2014). DBN V.1.1-12-2014 from 01st October 2014. SE “Ukrarkhbudinform” [in Ukrainian].
2. Gorodetskyi, A.S., Yevzerov, I.D., Strelets-Streletskyi, E.B., Bohovis, V.E., Genzerskyi, Yu.V. & Gorodetskyi, D.A. (1997). Finite elements method. Theory and numerical implementation. Kiev: Fakt [in Russian].
3. Gorodetskyi, A.S., Batrak, L.H., Gorodetskyi, D.A., Lazniuk M.V. & Yusipenko S.V. (2004). High-rise building structures calculation and design of cast-in-situ reinforced concrete. Kiev: Fakt [in Russian].

Статья поступила в редакцию 20.03.2019 года.



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.108>

УДК 624.042.7



БАРАБАШ М.С.

Д-р технічних наук, проф.,
Національний авіаційний
університет, директор,
ТОВ «ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна,
e-mail: bmari.lira@gmail.com,
тел.: +38 (095) 286-39-90,
ORCID: 0000-0003-2157-521X



ПІКУЛЬ А.В.

Асист., Київський національний
університет будівництва і
архітектури, інженер-програміст,
ТОВ «ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна,
e-mail: anatol.pikul@gmail.com,
тел.: +38(097)217-68-79,
ORCID: 0000-0002-1516-8266



ПИСАРЕВСЬКИЙ Б.Ю.

Інженер-проектувальник,
ТОВ «ЛІРА САПР»,
м. Київ, Україна,
e-mail: mikst1234@gmail.com,
тел.: +38 (044) 590 58 85,
ORCID: 0000-0002-1001-2879

ЧИСЕЛЬНО-АНАЛІТИЧНИЙ МЕТОДОЛОГІЧНИЙ ПІДХІД ДО МОДЕЛЮВАННЯ МАТЕРІАЛЬНОГО ДЕМПФУВАННЯ

АНОТАЦІЯ

Для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будівлі необхідно з високою точністю визначити зовнішні впливи та їх характер. До числа характерних прикладів зовнішніх впливів відносяться багато різновидів динамічного навантаження. Під час динамічних впливів на конструкцію завжди присутній фактор демпфування. Демпфування може забезпечуватися конструктивними пристроями – демпферами (гасителями коливань). Але навіть у разі, якщо демпфери не встановлюються, то фактор демпфування все одно присутній і обумовлюється матеріальним демпфуванням.

Стаття присвячена чисельному дослідженню впливу матеріального демпфування на несучі конструкції будівлі під час динамічних впливів. Запропоновано методологічний підхід щодо моделювання роботи конструкції під час динамічного впливу в часі та з врахуванням матеріального демпфування. Наведено рішення системи рівнянь руху на основі методу Ньюмарка в матричному вигляді. Описано фізичну суть матеріального демпфування. Запропоновано методологічний підхід щодо врахування різноматеріальності частин конструктивної системи.

Наведено приклад розрахунку конструкцій будівлі сумісно з ґрунтовою основою, з врахуванням сейсмічних впливів. Розрахунок виконаний у програмному комплексі «ЛІРА-САПР», в якому реалізовано рішення задачі на динамічний вплив в часі на основі методу Ньюмарка. Для сейсмічного захисту будівлі прийнято систему сейсмічної ізоляції з використанням гумово-металевих сейсмічних опор.

Виконано порівняльний аналіз результатів розрахунку з урахуванням і без урахування матеріального демпфування. Підтверджено значний вплив матеріального демпфування на напружено-деформований стан конструкції.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: динамічний вплив, чисельне моделювання, комп'ютерне моделювання, матеріальне демпфування, ПК ЛІРА-САПР.

ЧИСЛЕННО-АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЙ ПОДХОД К МОДЕЛИРОВАНИЮ МАТЕРИАЛЬНОГО ДЕМПФИРОВАНИЯ

БАРАБАШ М.С. Д-р технических наук, проф.,
Национальный авиационный университет, директор,
ООО «ЛИРА САПР»,



г. Киев, Украина,
e-mail: bmari.lira@gmail.com,
тел.: +38 (095) 286-39-90,
ORCID: 0000-0003-2157-521X

ПИКУЛЬ А.В. Ассистент, Киевский национальный университет строительства и архитектура, инженер, ООО «ЛИРА САПР»,

г. Киев, Украина,
e-mail: anatol.pikul@gmail.com,
тел.: +38(097)217-68-79,
ORCID: 0000-0002-1516-8266

ПИСАРЕВСКИЙ Б.Ю. Инженер-проектировщик ООО «ЛИРА САПР»,

г. Киев, Украина,
e-mail: mikst1234@gmail.com,
тел.: +38 (044) 590 58 85
ORCID: 0000-0002-1001-2879

АННОТАЦИЯ

Для оценки напряженно-деформированного состояния здания, необходимо с высокой точностью определить внешние воздействия и их характер. К числу характерных примеров внешних воздействий относятся много разновидностей динамической нагрузки. При динамических воздействиях на конструкцию всегда присутствует фактор демпфирования. Демпфирование может обеспечиваться конструктивными устройствами – демпферами (гасителями колебаний). Но даже в случае, если демпферы не устанавливаются, фактор демпфирования все равно присутствует и определяется материальным демпфированием.

Статья посвящена численному исследованию влияния материального демпфирования на несущие конструкции здания, при динамических воздействиях. Предложена методика моделирования работы конструкций, при динамическом воздействии, с учетом времени и при учете материального демпфирования. Приведено решение системы уравнений движения на основе метода Ньюмарка в матричном виде. Описан физический смысл материального демпфирования. Предложен методологический подход учета разноматериальности различных частей конструктивной системы.

Приведен пример расчета здания совместно с грунтовой основой при учете сейсмических воздействий. Расчет выполнен в программном комплексе (ПК) ЛИРА-САПР, в котором реализовано решение задачи на динамическое воздействие во времени на основе метода Ньюмарка. Для сейсмической защиты здания принята система сейсмической изоляции с использованием резино-металлических сейсмических опор.

Выполнен сравнительный анализ результатов расчета с учетом, и без учета, материального демпфирования. Подтверждено значительное влияние материального демпфирования на напряженно-деформированное состояние конструкции.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: динамическое воздействие, численное моделирование, компьютерное моде-

лирование, материальное демпфирование, ПК ЛИРА-САПР.

NUMERICAL-ANALYTICAL METHODOLOGICAL APPROACH TO THE MODELING OF MATERIAL DAMPING

BARABASH M.S. Dr., Prof., National Aviation University, the director, «LIRA SAPR» Ltd, Kyiv, Ukraine,

e-mail: bmari.lira@gmail.com,
tel.: +38 (095) 286-39-90,
ORCID: 0000-0003-2157-521X

PIKUL A.V. Ass., Kyiv National University of Construction and Architecture, software engineer, «LIRA SAPR» Ltd,

Kyiv, Ukraine,
e-mail: anatol.pikul@gmail.com,
tel.: +38(097)217-68-79,
ORCID: 0000-0002-1516-8266

PYSAREVSKIY B.Y. Engineer-designer, «LIRA SAPR» Ltd, Kyiv, Ukraine,

e-mail: mikst1234@gmail.com,
tel.: +38 (044) 590 58 85,
ORCID: 0000-0002-1001-2879

ABSTRACT

To assess the stress-strain state of the building, it is necessary with high accuracy to determine external influences and their nature. Among the typical examples of external influences are many varieties of dynamic loads. With dynamic effects on the structure there is always a damping factor. Structural devices - dampers (vibration dampers), can provide damping. But even if the dampers are not installed, the damping factor is still present and is determined by the material damping.

The paper deals with numerical research as to how material damping influences the load-bearing structures in dynamic loads. Certain technique is suggested for modelling behavior of structure in time history analysis with account of material damping. A set of motion equations is solved according to Newmark method as matrix. Physical meaning of material damping is described. The authors suggest the technique for account of different materials in parts of structure.

An example of the calculation of the building in conjunction with the soil base, given the seismic effects. The calculation was performed in the LIRA-SAPR software package, which implements the solution of the problem of dynamic effects in time based on the Newmark method. For seismic protection of the building, a seismic isolation system was adopted using rubber-metal seismic supports.

Analysis results are compared (with and without account of material damping). Significant influence of damping on the stress-strain state of the structure is confirmed.



KEY WORDS: dynamic load, numerical modelling, computer modelling, material damping, LIRA-SAPR

ВСТУП

Для повної та достовірної оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будь-якої будівлі необхідно не тільки врахувати абсолютно всі фактори, що впливають на реальний об'єкт, такі, як його геометричні характеристики, фізико-механічні властивості матеріалу, формування початкових напружень і деформацій під час зведення будівлі, але і з високою точністю визначити зовнішні впливи та їх характер. До числа характерних прикладів зовнішніх впливів відносяться багато різновидів динамічного навантаження.

Під час динамічних впливів на конструкції будівлі завжди присутній фактор демпфування. Демпфування може забезпечуватися конструктивними пристроями – демпферами (гасителями коливань). Але навіть у разі, якщо демпфери не встановлюються, фактор демпфування все одно присутній і обумовлюється матеріальним демпфуванням. Безпосередньо конструкційний матеріал будівлі вже має властивість гасіння коливань, особливо, якщо конструктивні елементи досить масивні. Потужним гасителем коливань є ґрунтовий масив, на якому зводиться конструкція. Демпфуючі властивості визначаються коефіцієнтами відносного демпфірування ξ (частка критичного затухання коливань), які визначаються, як правило, за результатами випробувань [1]. Визначення коефіцієнта демпфування ґрунту є дуже складним завданням. Цей параметр буде залежати від рівня зсувних циклічних деформацій. Є ряд залежностей, наведених в працях зарубіжних авторів [2], де також надані рекомендації, відповідно до яких значення коефіцієнта демпфірування приймається від 0,02 до 0,05 для геологічних матеріалів і від 0,02 до 0,1 для конструкцій і споруд.

МЕТОДОЛОГІЧНИЙ ПІДХІД ДО РОЗРАХУНКУ НА ДИНАМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ

Методологічний підхід, що пропонується, полягає в наступному. Для аналізу напружено-деформованого стану конструкції будівлі на динамічні (сейсміка, вимушені коливання та ін.) впливи рекомендується проводити її динамічний розрахунок у часі. Це дозволяє задати навантаження, залежне від часу, за допомогою акселерограми і простежити напружено-деформований стан несучих конструкцій в кожен момент часу, а також проаналізувати рух всієї системи в часі.

Врахування матеріального демпфування при моделюванні роботи конструкції дозволяє отримати більш адекватну картину напружено-деформованого стану у порівнянні з таким же розрахунком без урахування демпфування.

Диференціальне рівняння руху конструкції

записується у вигляді:

$$[K]\{U\} + [C]\{\dot{U}\} + [M]\{\ddot{U}\} = \{P(t)\}, \quad (1)$$

де $[K]$ – матриця жорсткості системи; $[C]$ – матриця демпфування; $[M]$ – матриця мас; $\{U\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{\ddot{U}\}$ – невідомі вектору вузлових переміщень, швидкостей, прискорень; $\{P(t)\}$ – вектор вузлових навантажень.

Для вирішення диференціальних рівнянь руху системи існує ряд прямих і непрямих методів інтегрування в часі, наприклад, метод Рунге-Кутта, метод Ньюмарка, метод Вільсона, метод центральних різниць та ін.

Так, рішення системи рівнянь руху на основі методу Ньюмарка [3, 4, 5] у матричному вигляді виглядає наступним чином:

$$[A] = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} [M] + \frac{1}{\gamma \Delta t} [C] + [K], \quad (2)$$

$$\{B\}_{i+1} = F(t_{i+1}) + [M] \left(\frac{1}{\alpha \Delta t^2} \{U\}_i + \frac{1}{\alpha \Delta t} \{\dot{U}\}_i + \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right) \{\ddot{U}\}_i \right) + [C] \left(\frac{1}{\gamma \Delta} \{U\}_i + \left(\frac{1}{\gamma} - 1 \right) \{\dot{U}\}_i + \left(\frac{1}{2\gamma} - 1 \right) \Delta t \{\ddot{U}\}_i \right), \quad (3)$$

$$[A]\{U\}_{i+1} = \{B\}_{i+1} \quad (4)$$

де $[A]$ – ефективна матриця жорсткості, $\{B\}$ – ефективний вектор навантажень, а α , β , γ – коефіцієнти інтегрування.

Швидкості і прискорення вузлів системи обчислюються за допомогою виразів:

$$\{\dot{U}\}_{i+1} = \frac{1}{\gamma \Delta t} (\{U\}_{i+1} - \{U\}_i) + \left(1 - \frac{1}{\gamma} \right) \{\dot{U}\}_i + \left(1 - \frac{1}{2\gamma} \right) \Delta t \{\ddot{U}\}_i, \quad (5)$$

$$\{\ddot{U}\}_{i+1} = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} (\{U\}_{i+1} - \{U\}_i) - \frac{1}{\alpha \Delta t} \{\dot{U}\}_i + \left(1 - \frac{1}{2\alpha} \right) \{\ddot{U}\}_i. \quad (6)$$

Різні матеріали мають різні властивості і дають різний внесок у гасіння коливань. Фізична суть матеріального демпфування обумовлюється переходом механічної енергії в теплову, що відбувається за рахунок мікропластичності, а не в'язкості, як в рідинах і газах.

Для врахування різноматеріальності частин конструкції будівлі для кожного елемента можна задати свої коефіцієнти Релея, і таким чином сформувати комбіновану матрицю дисипації:

$$[C] = \beta [K] + \alpha [M].$$

Для визначення коефіцієнтів Релея необхідно провести модальний аналіз конструкції будівлі (або її частини) та, задавши емпіричні коефіцієнти демпфування для матеріалу, при двох найменших власних частотах, визначити коефіцієнти за фор-



мулами:

$$\alpha = \frac{2\xi_i \xi_j \omega_i \omega_j}{\xi_i \omega_i + \xi_j \omega_j}, \beta = \frac{2\xi_i \xi_j}{\xi_i \omega_i + \xi_j \omega_j}.$$

МАТЕРІАЛЬНЕ ДЕМПФУВАННЯ В ПК ЛІРА-САПР

Розглянемо приклад розрахунку будівлі спільно з ґрунтовою основою з врахуванням сейсмічних впливів у плоскій постановці (рис. 1). В якості

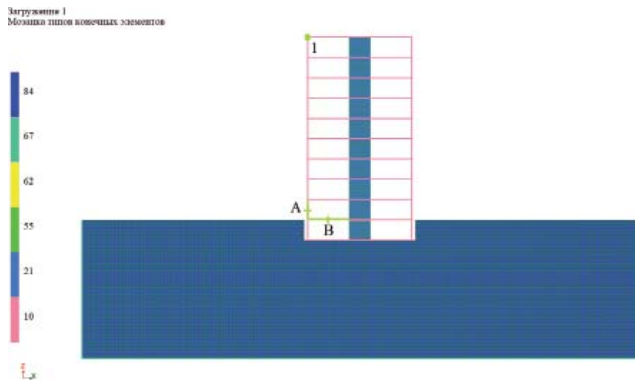


Рис. 1. Розрахункова схема тестової задачі.

тестової задачі було вирішено змодельовати конструктивну систему «наземна частина – фундамент – ґрунтова основа».

Як відзначалося в [4-6], конструктивна безпека будівель включає в себе просторове представлення системи «наземна частина – фундамент – ґрунтова основа». При цьому система повинна бути сконструйована таким чином, щоб мати здатність перерозподілу зусиль під час руйнування окремих конструктивних елементів і виведення з роботи деяких в'язей, тобто щоб локальні пошкодження не викликали глобального обвалення. В'язі даної системи з основою, тобто джерела сейсмічних впливів, не повинні передавати негативні впливи від основи на фундамент будівлі, або, принаймні, повинні їх зменшувати.

Для наочності впливу демпфування виконаємо порівняння амплітудних значень переміщень, швидкостей і прискорень останнього поверху (вузол 1), а також поздовжню силу в колоні А та згинальний момент в балці В. Розрахунок виконаний в програмному комплексі ЛІРА-САПР [6, 7], в якому реалізовано рішення задачі на динамічний вплив в часі на основі методу Ньюмарка [7].

Для сейсмічного захисту будівлі прийня-

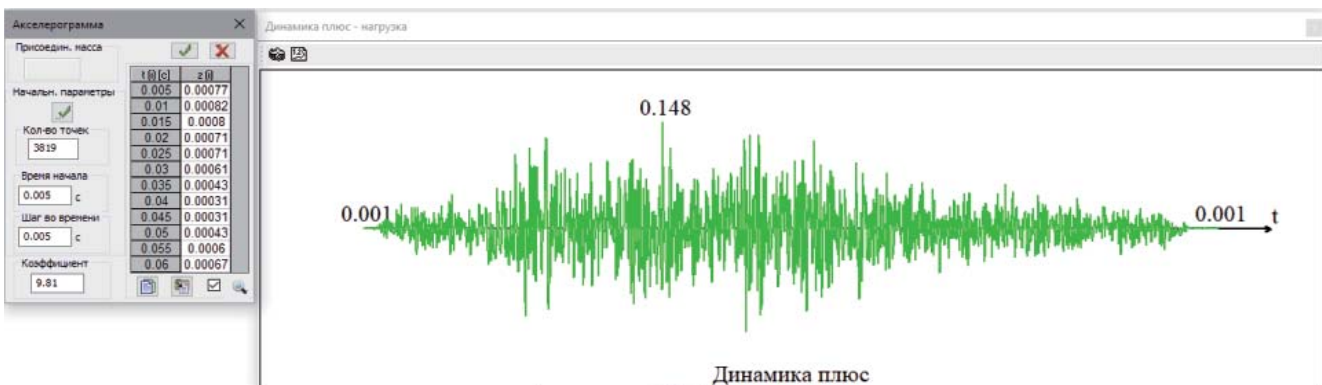


Рис. 2. Акселерограма коливань поверхні ґрунту.

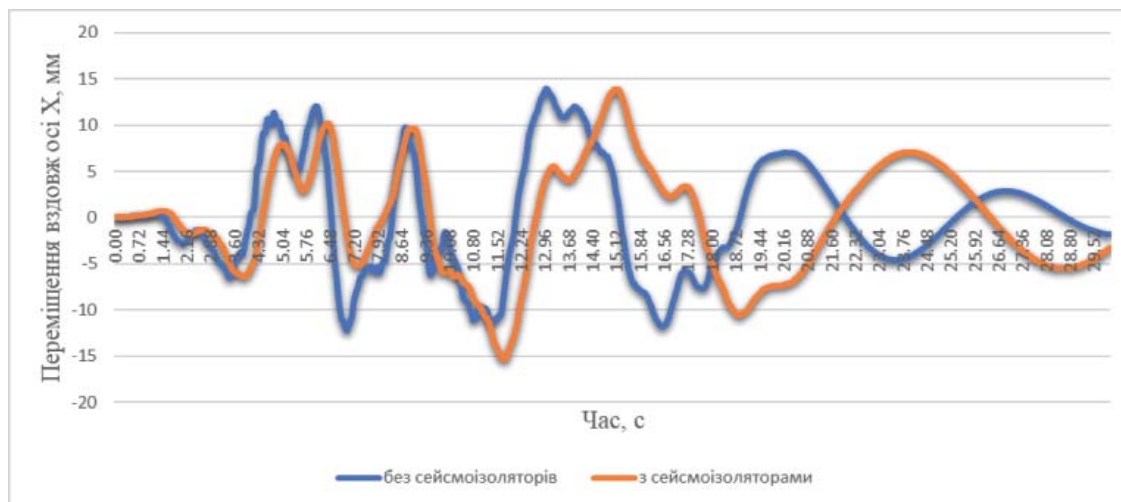


Рис. 3. Порівняння переміщень вздовж осі X у вузлі 1.

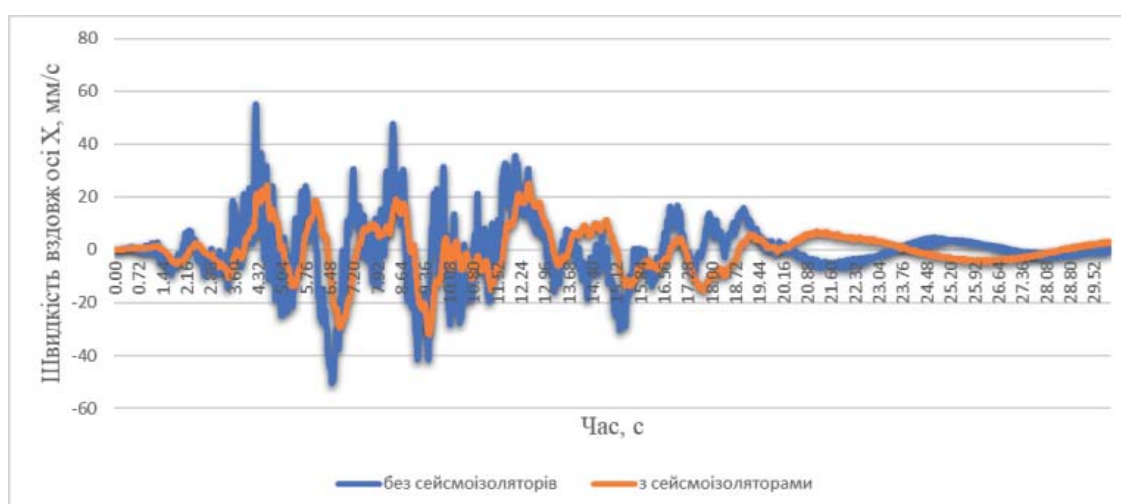


Рис. 4. Порівняння швидкостей вздовж осі X у вузлі 1.

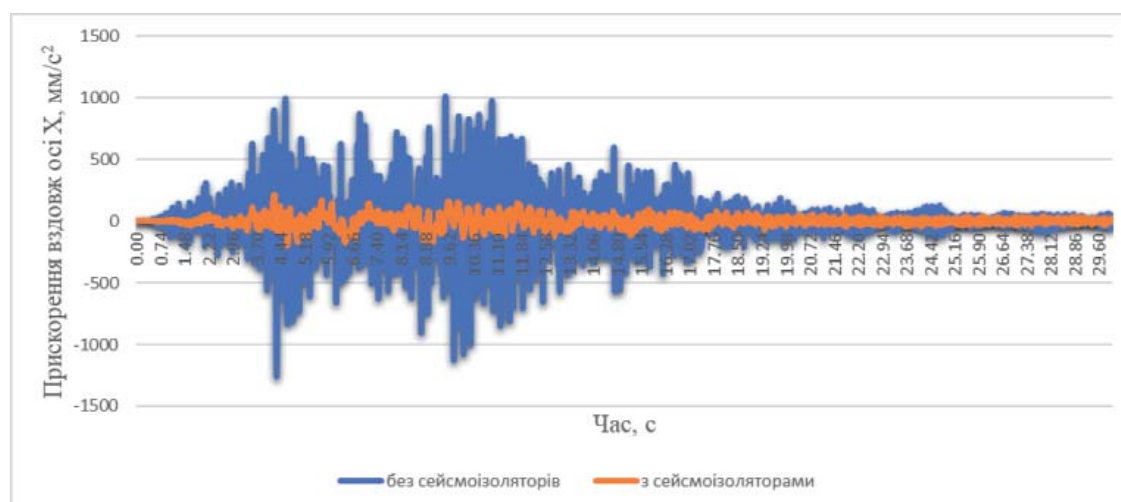


Рис. 5. Порівняння прискорень вздовж осі X у вузлі 1.

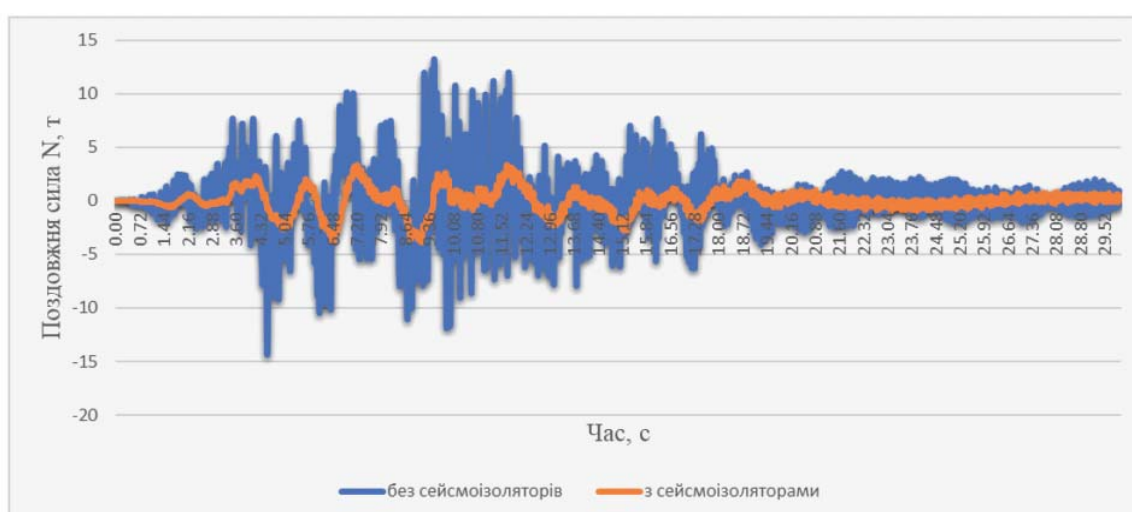


Рис. 6. Порівняння поздовжньої сили N в елементі А.

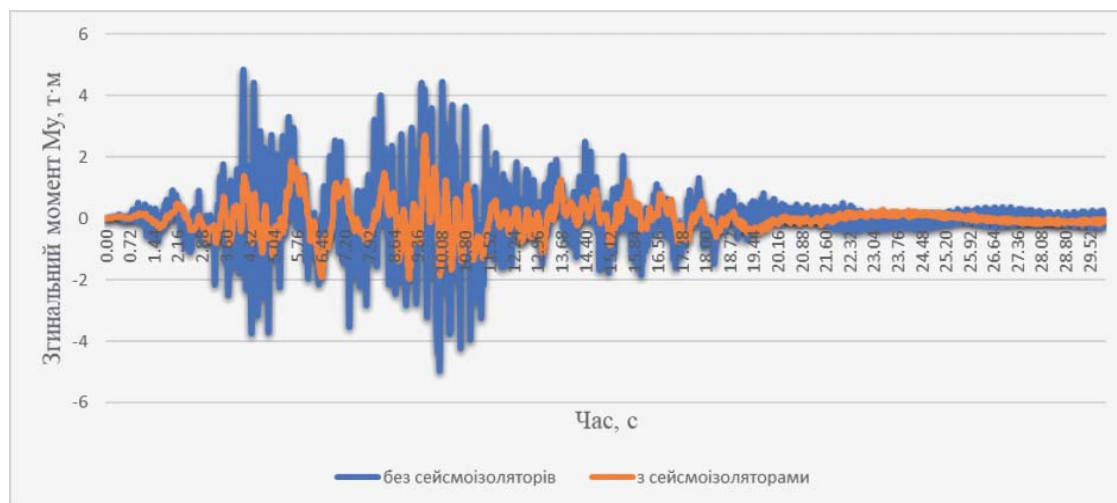


Рис. 7. Порівняння згинального моменту M_u в елементі В.

Таблиця 1. Порівняльний аналіз результатів розрахунку

Без сейсмоізоляторів			З сейсмоізоляторами		
Максимальне переміщення вздовж осі Х, мм (вузол І)	Максимальна позовжня сила N, т (елемент А)	Максимальний згинальний момент M_u , т·м (елемент В)	Максимальне переміщення вздовж осі Х, мм (вузол І)	Максимальна позовжня сила N, т (елемент А)	Максимальний згинальний момент M_u , т·м (елемент В)
13.84	13.20	4.83	13.94	3.41	2.71

то систему сейсмічної ізоляції з використанням гумово-металевих сейсмічних опор, що встановлюються на колони та стіни підземного поверху під плити перекриття. Таким чином, конструкції будівлі умовно розділяються на неізольовані конструкції підземної частини та сейсмо-ізольовані конструкції надземної частини.

Характеристики жорсткості сейсмічних опор (SI-S 450/54) прийняті на основі каталогу фірми-виробника FIP INDUSTRIALE.

В розрахунковій схемі будівлі сейсмо-опори змодельовано з використанням скінчених елементів (СЕ) типу 55 – пружного зв'язку між вузлами (у вертикальному напрямку) і СЕ 62 двовузловий скінчений елемент, призначений для моделювання роботи лінійного елемента в'язкого демпфера.

У табл. 1 наведено результати розрахунку з урахуванням і без урахування демпфування.

Аналіз результатів свідчить про значний вплив сейсмоізоляції на напружено-деформаційні стани (НДС) конструкції. Поздовжня сила у колоні знизилась у 3,87 рази, а також згинальний момент в

балці у 1,78 рази. В цьому випадку спостерігається зменшення швидкості у 1,71 рази та прискорення у 5 разів.

ВИСНОВКИ

Розвиток і застосування методів конструктивної сейсмобезпеки диктується сучасною об'єктивною необхідністю і пояснюється вимогами підвищення безпеки (живучості) споруд, з

метою обійти складності моделювання сейсмічних впливів і недосконалості теорії і методів розрахунку. Розробка нових методологічних підходів до чисельного моделювання з урахуванням перспективних розробок методів розрахунку на динамічні дії, таких як врахування нелінійних властивостей матеріалів, врахування матеріального демпфування дозволяє коректно провести чисельні експерименти і розробити ряд конструктивних заходів щодо сейсмобезпеки будівель і споруд.

Отримані результати чисельних розрахунків дозволяють зробити висновок, що сейсмічні хвилі, що розповсюджуються у ґрунтовому середовищі поступово затухають, навіть без застосування спеціальних демпфуючих пристроїв. Застосування в розрахунках на динамічні впливи розроблених спеціальних скінчених елементів дасть змогу врахувати демпфуючі властивості ґрунту. Аналіз отриманих параметрів НДС показує, що постійно діючі динамічні впливи можуть призвести до осідань фундаменту, крену споруди та іншим деформаціям, що порушують конструктивні та



експлуатаційні параметри будівлі та підвищують безпеку її руйнування.

Розроблена модель дозволяє отримати результати, що відповідають реальним значенням параметрів від впливу динамічних навантажень. Застосування таких моделей дасть змогу на стадії проектування нового будівництва або при реконструкції існуючих будівель враховувати впливи динамічних навантажень різного характеру.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Сорочан Е. А. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 479 с
2. Pakbaz M. S. Numerical Prediction of Subway Induced Vibrations: Case Study in Iran-Ahwas City / M. S. Pakbaz, R. Mehdizadeh, M. Vafaeian, K. Bagherinia // *Jornal of Applied Sciences*. – 2009. – № 9 (11). – P. 2001-2015.
3. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов / Пер. с англ. А.С. Алексеева и др.; Под ред. А.Ф.Смирнова. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.
4. Назаров Ю. П. Расчетные модели сейсмических воздействий / Назаров. Ю. П. – М.: Наука, 2012. – 414 с.
5. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов стр-ва: Монография. – Киев: Сталь, 2014. – 301 с.
6. Городецкий А.С., Пикуль А.В., Писаревский Б.Ю. Моделирование работы грунтовых массивов на динамическое воздействие // *International J. for Computational Civil and Structural Engineering*, Vol. 17, Iss. 3, 2017. – С. 34-41.
7. Барабаш М. С. Пикуль А.В., Писаревский Б.Ю. Моделирование демпфирования при расчете конструкций на динамические воздействия в программном комплексе ЛИРА-САПР // *Стр-во, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр.* – Днепр: ПГАСА, 2017. – Вып. 100. – С. 42-48.

REFERENCES

1. Sorochan E.A.(1985) Bases, foundations and underground structures. Sorochan E.A. and Trofimenkov Yu.G. (Ed) Moscow: Stroyizdat [in Russian]
2. Pakbaz M. S.(2009) Numerical Prediction of Subway Induced Vibrations: Case Study

in Iran-Ahwas City. M. S. Pakbaz, R. Mehdizadeh, M. Vafaeian, K. Bagherinia // *Jornal of Applied Sciences*, 9 (11), 2001-2015. [in English]

3. Bate K., Wilson E. (1982) Numerical methods of analysis and finite elements method. Translated from English by A. S. Alekseev et.al. A.F.Smirnov (Ed). Moskow: Stroyizdat [in Russian]
4. Nazarov Yu.P. (2012) Calculation models of seismic actions. Nazarov Yu.P. (Ed). Moskow: Nauka. [in Russian]
5. Barabash M.S. (2014) Computer modeling of life cycle of structures. Monography. Kyiv: Stal. [in Russian]
6. Barabash M.S. , Pikul A.V., Pisarevskyi B.Yu. (2017) Damping modeling in calculating dynamic effects of structures in the SW LIRA-SAPR. Construction, material science, mechanic engineering, 100, 42-48. Dnepr: PGASA [in Russian]
7. Gorodetskyi A.S., Pikul A.V., Pisarevskyi B.Yu. (2017) Behavior modeling of soil masses in dynamic effect. *International J. for Computational Civil and Structural Engineering*, Vol. 17, Iss. 3, 34-41. [in Russian]

Стаття надійшла до редакції 06.05.2019 року.



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.113>

УДК 624.014



**СЕЙФУЛЛАЕВ ХАНЛАР
КУРБАН ОГЛЫ**

Д-р технических наук, проф.,
зав. отделом Азербайджанс-
кого научно-исследователь-
ского института строительства
и архитектуры,
г. Баку, Азербайджан
тел.: +994506200710
e-mail: xanlar.seyfullayev@mail.ru



ГАРАЕВ АБДЫ НАЗИМ ОГЛЫ
Канд. технических наук, дирек-
тор Азербайджанс-кого НИИ
строительства и архитектуры,
г. Баку, Азербайджан
тел.: +994502152497
e-mail: azimeti.nti@gmail.com

УСОВЕРШЕНСТВОВАННАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ПРОЧНОСТЬ И СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ ЕВРОКОДОВ

АННОТАЦИЯ

В работе рассматривается сравнение национального норматива по железобетону AzDTN 2.16-1 и одноименного норматива Франции BAEL-85, выявлены некоторые нестыковки результатов расчетов и изучены их причины. Приводятся пути устранения нестыковки полученных решений.

К нестычкам двух нормативных документов относятся различия во взглядах на предельное состояние железобетонных элементов и результаты расчета с применением этих различных предельных состояний, использование нелинейной деформационной модели, основой которой является гипотеза плоских сечений и диаграммы состояния бетона, линеаризации решения задачи путем замены криволинейных форм диаграмм состояния бетона кусочно-линейными формами, решение задачи длительной прочности бетона с введением понятия о нисходящей ветви криволинейной диаграммы деформации бетона и другие проблемы, характеризующие свойства бетона сжатой зоны.

В работе рассматривается статическая, геометрическая и физическая стороны упругопластического изгиба железобетонных элементов. В основу нелинейной деформационной модели, при расчете железобетонных конструкций, положены предельные состояния железобетонных элементов, описываемые прямолинейными

диаграммами деформации и кусочно-линейными диаграммами состояния бетона.

Решение задачи изгибаемых элементов, на основе нелинейной деформационной модели, при кусочно-линейных диаграммах состояния бетона, сводится к решению линейных уравнений статики, при соблюдении гипотезы плоских сечений и аналитических выражений двухлинейной диаграммы состояния бетона.

По требованию Еврокода в расчетах предлагается использовать криволинейную диаграмму с ниспадающей ветвью, отражающую поведение бетона при сжатии. Одновременно, согласно AzDTN 2.16-1, кроме кусочно-линейных диаграмм, в расчетах состояние бетона может быть использована криволинейная диаграмма с ниспадающей ветвью. При этом, должны быть обозначены основные параметрические точки диаграмм (максимальное напряжение и соответствующие деформации, граничные значения и т.д.).

Результаты исследования показывают, что при $R_{bt}/R_b \geq 0.85$ влиянием длительной прочности бетона в практических расчетах можно пренебречь.

На основании числовых примеров доказано, что при правильном применении деформационной модели, можно устранить выше указанные нестыковки двух нормативных документов. Нестыковки этих задач будут учтены при составлении нового варианта национального норматива AzDTN 2.16-1.



КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: нелинейная деформационная модель, диаграмма состояния, нестыковка, длительная прочность бетона, кусочно-линейная форма диаграммы, метод предельных состояний.
УДОСКОНАЛЕНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА МІЦНІСТЬ І СЕЙСМОСТІЙКІСТЬ З УРАХУВАННЯМ ВИМОГ ЄВРОКОДІВ

СЕЙФУЛЛАЄВ ХАНЛАР КУРБАН ОГЛИ.

Д-р технічних наук, проф., зав. відділом Азербайджанського НДІ будівництва і архітектури, м Баку, Азербайджан
Тел. +994506200710
e-mail: xanlar.seyfullayev@mail.ru

ГАРАЄВ АБДИ НАЗІМ ОГЛИ. Канд. технічних наук, директор Азербайджанського НДІ будівництва та архітектури, м Баку, Азербайджан
Тел. +994502152497
e-mail: azimeti.anti@gmail.com

АНОТАЦІЯ

В роботі розглядається порівняння національного нормативу по залізобетону AzDTN 2.16-1 і однойменного нормативу Франції BAEL-85, виявлено деякі нестыковки результатів розрахунків і вивчені їх причини. Надаються шляхи усунення нестыковки отриманих рішень.

До неузгоджень двох нормативних документів відносяться відмінності в поглядах на граничний стан залізобетонних елементів і результатів розрахунку із застосуванням різних граничних станів, використання нелінійної деформаційної моделі, основою якої є гіпотеза плоских перетинів і діаграми стану бетону, лінеаризації розв'язання задачі шляхом заміни криволінійних форм діаграм стану бетону кусочно-лінійними формами, рішення задачі тривалої міцності бетону з введенням поняття про низхідну гілку криволінійної діаграми деформації бетону та інші проблеми, що характеризують властивості бетону стиснутої зони.

В роботі розглядається статична, геометрична і фізична сторони пружно-пластичного згину залізобетонних елементів. В основу нелінійної деформаційної моделі, і при розрахунку залізобетонних конструкцій, покладені граничні стани залізобетонних елементів, що описуються прямолінійними діаграмами деформації і кусочно-лінійними діаграмами стану бетону.

Рішення задачі елементів, що згинаються, на основі нелінійної деформаційної моделі при кусочно-лінійних діаграмах стану бетону, зводиться до вирішення лінійних рівнянь статички, при дотриманні гіпотези плоских перетинів і аналітичних виразів двохлінійної діаграми стану бетону.

На вимогу Єврокодів в розрахунках

пропонується використовувати криволінійну діаграму з спадаючої гілкою, що відображає поведінку бетону при стисканні. Одночасно, згідно AzDTN 2.16-1, крім кусочно-лінійних діаграм, в розрахунках стану бетону може бути використана криволінійна діаграма з спадаючою гілкою. При цьому, повинні бути позначені основні параметричні точки діаграм (максимальне напруження і відповідні деформації, граничні значення і т.д.).

Результати дослідження показують, що при $R_{bt}/R_b \geq 0.85$ впливом тривалої міцності бетону в практичних розрахунках можна знехтувати.

На підставі числових прикладів доведено, що при правильному застосуванні деформаційної моделі, можна усунути вище зазначені нестыковки двох нормативних документів. Нестыковки цих завдань будуть враховані при складанні нового варіанту національного нормативу AzDTN 2.16-1.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: нелінійна деформаційна модель, діаграма стану, нестыковка, тривала міцність бетону, кусочно-лінійна форма діаграми, метод граничних станів.

IMPROVED METHODOLOGY OF THE REINFORCED CONCRETE ELEMENTS CALCULATION FOR STRENGTH AND SEISMIC RESISTANCE WITH REGARD TO THE REQUIREMENT OF EUROCODES

SEYFULLAEV KHANLAR KURBAN OGLI
Dr.Sci.(Eng), proff., Azerbaijan Scientific-Research Institute of Construction and Architecture, Baku, Azerbaijan
e-mail: xanlar.seyfullayev@mail.ru

QARAYEV ABDI NAZIM OGLI. Candidate of Technical Sciences, director, Azerbaijan Scientific-Research Institute of Construction and Architecture, Baku, Azerbaijan
Тел. +994502152497
e-mail: azimeti.anti@gmail.com

ABSTRACT

The paper compares the national standard for reinforced concrete AzDTN 2.16-1 and the analogous French standard BAEL-85 and identifies some discrepancies in the calculation results with their causes analysis. The ways of eliminating the discrepancy of received solutions are given.

The discrepancies of the two regulations include the different views on the reinforced concrete elements limit state and the calculation results with the use of these different limit states, the use of nonlinear deformation model, the basis of which is the hypothesis of plane sections and concrete state diagrams, the problem solution linearization by replacing the curved shapes of concrete state diagrams with piecewise linear shapes diagrams,



the solution of the long-term concrete strength problem by introducing the concept of the concrete deformation curvilinear diagram descending branch and other problems characterizing the concrete properties in a compressed zone.

The paper deals with the static, geometrical and physical aspects of the elastic-plastic bending of reinforced concrete elements. The nonlinear deformation model for the reinforced concrete structures calculations is based on the limiting states of reinforced concrete elements, described by the rectilinear strain diagrams and piecewise linear diagrams of concrete state.

The bending elements problem solution on the basis of a nonlinear deformation model with the concrete state piecewise linear diagrams reduces to solving linear equations of statics subject to the hypothesis of flat sections and analytical expressions of a concrete state two-line diagram.

According to the Eurocode requirements, it is proposed to use in the calculations a curved diagram with a descending branch, which reflects the behavior of concrete during compression. At the same time, according to AzDTN 2.16-1, in addition to the piecewise-linear diagrams of concrete state, in the calculations a curved diagram with a descending branch can be used. In this case, the main parametric points of the diagrams (maximum tension and corresponding deformations, boundary values, etc.) must be indicated.

The research results show that at $R_{bt}/R_b \geq 0.85$, the influence of the long-term strength of concrete in practical calculations can be neglected.

On the basis of numerical examples it is proved that the deformation model correct application allows eliminating the above discrepancies between the two regulations. The discrepancies of these tasks will be taken into account when drafting a new version of the national standard AzDTN 2.16-1.

KEY WORDS: nonlinear deformation model, state diagram, discrepancy, long-term strength of concrete, piecewise linear shape of the diagram, limit states method.

АКТУАЛЬНОСТЬ И ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

В 2014 году в газете “Строительная газета” N 19 от 9 мая была опубликовано статья Р. Санжаровского и Т. Мусабаева “Нестыковка актуализированного норматива по железобетону и Еврокода-препятствие в строительстве”. В связи с этим, вопрос был изучен в АзНИИСА и опубликована статья [5].

Следует обратить внимание на то, что создатели метода предельных состояний К.Э.Таль и А.А.Гвоздев [1] неоднократно указывали на несоответствие метода предельных состояний Европейских стран, например BAEL-85 Франции

[4] и метода предельных усилий норматива России СНиП 52.01-2003 [2] и Азербайджана AzDTN 2.16-1 [3].

Сопоставляя национальные и европейские нормы, А.А.Гвоздев указывал на их существенные отличия в принципах и методиках расчета. Устранение этих нестыковок и разработка нового национального норматива по железобетону представляет большой практический интерес и является актуальной проблемой.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

В работе рассматривается сравнение национального норматива по железобетону AzDTN 2.16-1 и одноименного норматива Франции BAEL-85, выявлены некоторые нестыковки результатов расчетов и изучены их причины. Даются пути устранения нестыковки полученных решений. Эти идеи были приняты и в работе [5]. Сделан вывод о том, что в национальных нормах предельное состояние изгибаемых железобетонных элементов принимается на основании того, что при изгибе железобетонной балки, вследствие развития пластической деформации в арматуре и бетоне, в стадии разрушения наступает предельное состояние, что и определяет разрушающий момент. Но при этом была отвергнута гипотеза плоских сечений и развитие пластической деформации, предполагаемой на основе диаграмм состояний с бесконечной площадкой текучести.

ФОРМУЛИРОВАНИЕ ЦЕЛЕЙ СТАТЬИ

Объектом исследования является сравнение результатов расчета железобетонных элементов по национальным и европейским нормам и разработка нового варианта нормы AzDTN 2.16-1.

Предметом исследования является приложение нелинейной деформационной модели к задачам упруго-пластического изгиба железобетонных элементов.

Цель исследования заключается в выявлении причин нестыковки нормативов по железобетону двух нормативных документов AzDTN 2.16-1 и Еврокод-2, указаны пути их устранения.

ИЗЛОЖЕНИЕ ОСНОВНОГО МАТЕРИАЛА

Прочность железобетонных элементов на основании Еврокода-2 [6] проверяется по предельным значениям деформации сжатого бетона $\varepsilon_{b,ult}$ и растянутой арматуры $\varepsilon_{s,ult}$ следующим образом:

$$\varepsilon_{b,max} \leq \varepsilon_{b,ult}; \quad \varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult}$$

Для определения деформации бетона и арматуры с учетом упруго-пластических деформаций материалов используется нелинейная деформационная модель механики твердых деформируемых тел.



Поэтому, в Европейских странах вместо напряженных состояний железобетонных элементов, предлагается рассматривать диаграммы деформации, полученные на основе гипотезы плоских сечений. Эти состояния приведены ниже (рисунок 2, 3, 4) и в журнале БСТ, Москва, №9, 2017.

Расчетная схема в предельном состоянии получена на основании приложения нелинейной деформационной модели к задачам упруго-пластического изгиба железобетонных элементов (рисунок 1, б, в).

Диаграммы деформации (плоское сечение) принимаются в виде прямых, проходящих через одну из трех точек, соответствующих предельной деформации бетона и арматуры в диаграммах состояний материалов ε_{b2} , ε_{s2} и ε_{b0} . Деформации остальных характерных точек определяются из диаграммы деформаций, а напряжения из диаграмм состояния бетона и арматуры.

I положение. Диаграмма деформации (плоское сечение) проходит через точку А и путем вращения вокруг этой точки получает предельные положения при растяжении. Деформация в точке А равняется ε_{s2} . Деформации остальных точек бетона, сжатой и растянутой арматуры определяются на основании прямолинейной диаграммы деформации, а затем напряжения в этих точках из диаграммы состояния бетона и арматуры (рисунок 2.).

II положение. Диаграмма деформации проходит через точку В и предельные состояния изгибаемых элементов получаются путем поворота сечений, проходящих через эту точку В. Деформация в точке В принимается равной предельной деформации бетона ε_{b2} . Деформации остальных характерных точек определяются из диаграммы деформаций, а напряжения из диаграмм состояния бетона и арматуры (рисунок 3).

III положение. Диаграмма деформации про-

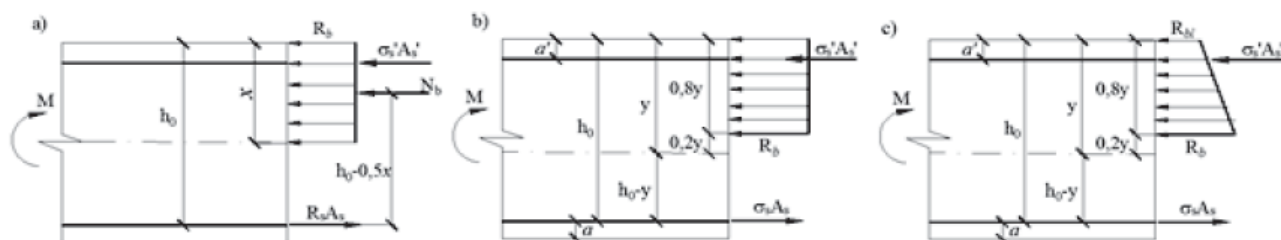


Рис. 1. Предельные состояния изгибаемых элементов
а) по СНиП 52.01-2003; б) по Еврокоду; в) с учетом длительной прочности бетона.

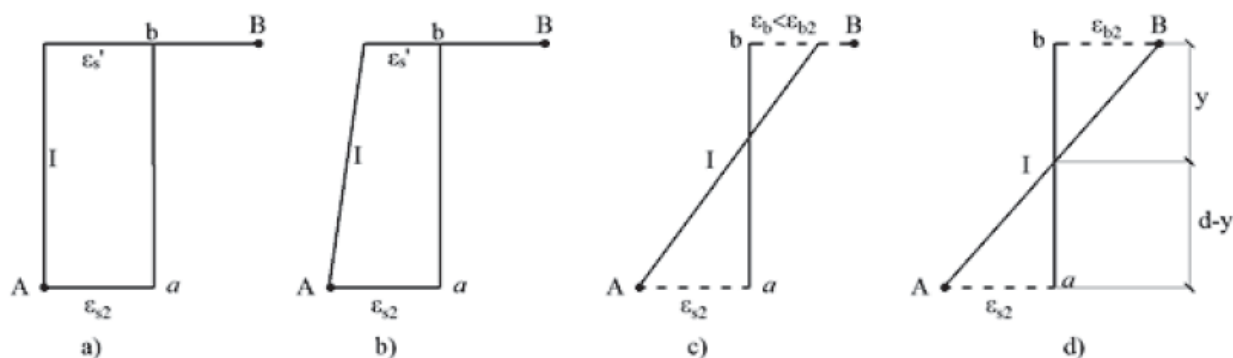


Рис. 2. Диаграмма деформации (предельные состояния при растяжении)

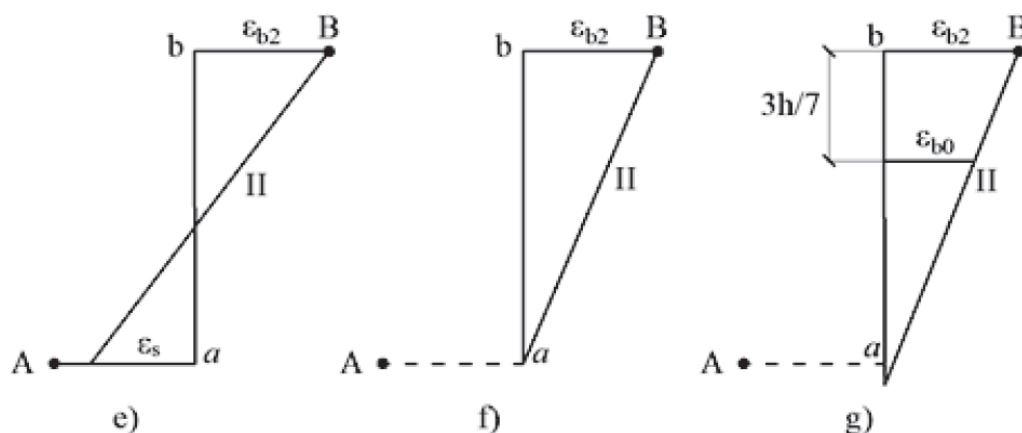


Рис. 3. Диаграммы деформаций при изгибе (предельные состояния)



ходит через точку С, где значение предельной деформации бетона принимается равным ε_{b0} . Значения деформаций и напряжений характерных точек сечений определяются через деформации бетона ε_{b0} (рисунок 4).

Таким образом, геометрическая и физическая стороны задач объединяются в единое и к этим уравнениям присоединяются еще уравнения статики.

Решение задачи в этом варианте соответствует общему правилу решения задач механики твердых деформируемых тел и актуализированный норматив по железобетону надо привести в соответствие с Европейскими стандартами.

Рассматривается статическая, геометрическая и физическая стороны упруго-пластического изгиба железобетонных элементов.

В основу нелинейной деформационной модели при расчете железобетонных конструкций положены предельные состояния железобетонных элементов, описываемые прямолинейными диаграммами деформации и диаграммами состояния бетона.

Уравнения двухлинейной диаграммы бетона принимаем в следующем виде:

$$\begin{aligned} &\text{при } 0 < \varepsilon_b < \varepsilon_{b1}; \sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b; \\ &\text{при } \varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b2}; \sigma_b = R_b; \\ &\text{где } \varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_b} \text{ или } E_b = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1}}. \end{aligned} \quad (1)$$

Уравнения трехлинейной диаграммы бетона даны в работе [2].

Решение задачи изгибаемых элементов на основе нелинейной деформационной модели при кусочно-линейных диаграммах состояния бетона сводится к решению следующих уравнений статики при соблюдении гипотезы плоских сечений и аналитических выражений двухлинейной диаграммы состояния бетона (1):

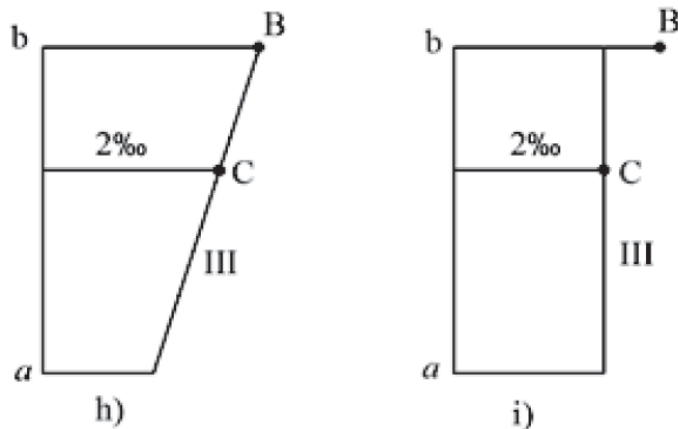


Рис. 4. Диаграммы деформации при сжатии (предельные состояния)

1)

$$\begin{aligned} M &= \int_{A_b} \sigma_b b y dy + \int_{A_s} \sigma_s (h_0 - y) dA_s + \int_{A'_s} \sigma'_s (y - a') dA'_s; \\ \int_{A_b} \sigma_b b dy - \int_{A_s} \sigma_s dA_s + \int_{A'_s} \sigma'_s dA'_s &= 0; \end{aligned} \quad (2)$$

где

$$\begin{aligned} \int_{A_b} \sigma_b b y dy &= \int_0^{y_0} \varepsilon_b \cdot E_b b y dy + \\ &+ \int_{y_0}^y R_b b y dy = \frac{R_b b y^2}{2} \left(1 - \frac{1}{3} k_0^2 \right); \\ \int_{A_b} \sigma_b b dy &= \int_0^{y_0} \varepsilon_b \cdot E_b b dy + \\ &+ \int_{y_0}^y R_b b dy = R_b b y \left(1 - \frac{1}{2} k_0 \right). \end{aligned}$$

2) линейная диаграмма деформации, полученная на основе гипотезы плоских сечений, где при известном значении предельной деформации бетона ε_{b2} определяются деформации арматур ε_s и ε'_s , а затем напряжения в характерных точках бетона сжатой зоны сечения.

3) кусочно-линейные или криволинейные диаграммы состояния бетона характеризующие деформации и напряжения сжатой зоны бетона.

В результате, объединяются все стороны задачи: статическая, геометрическая (деформационная) и физическая.

В такой постановке с применением нелинейной деформационной модели к задачам об изгибе железобетонных элементов на основе нового понятия о предельном состоянии получен классический метод расчета по предельному состоянию и различие взглядов на предельные состояния между российским и европейским нормативами снимаются.

Решение задачи принимает вид:

$$\begin{cases} M = \frac{R_b b y^2}{2} \left(1 - \frac{1}{3} k_0^2 \right) + \sigma_s A_s (h_0 - y) + \\ + \sigma'_s A'_s (y - a'); \\ R_b b y \left(1 - \frac{1}{2} k_0 \right) - \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s = 0. \end{cases} \quad (3)$$

Здесь k_0 - коэффициент, характеризующий уровень пластических деформаций сжатой зоны бетона, и в зависимости от k_0 определяются напряженные состояния изгибаемых железобетонных элементов:

а) $k_0 = 1$. В этом случае пластические деформации не появляются и изгибаемый элемент работает в стадии упругого состояния. Расчет сводится к известному методу допускаемых напряжений (рисунок.6,а).



б) $0,2 \leq k_0 \leq 1$. В этом случае сжатая зона бетона разбита на упругую и пластическую зоны (рисунок 6,б).

с) $k_0 \leq 0,2$. В этом случае около нейтрального слоя $y_0 \leq 0,2y$ упругие деформации незначительные и можно ими пренебречь. Расчет сводится к методу предельных состояний и эпюра напряжений в бетоне прямоугольная (рисунок 6,с). Это решение полностью совпадает с методом предельных состояний, приведенных в Еврокодах.

Рассматривается другой новый и практический подход решения задачи.

В решение задачи введены следующие новые понятия: $y_0 \leq k_0 y$

$$\text{где } k_0 = \frac{\varepsilon_{bl}}{\varepsilon_{b,\max}} \text{ и } \varepsilon_b = \varepsilon_{bl} \frac{y}{y_0}.$$

Найдена граница между упругой и пластической областями сжатой зоны бетона (рисунок 5).

Такой подход вводится для того, чтобы разработать новый механизм построения эпюр нормальных напряжений в сжатой зоне бетона и свести решение задачи к известному методу предельных состояний.

Исходя из определения железобетона, для полного использования прочности бетона сжатой зоны относительная деформация в крайних волокнах сжатой зоны бетона должна быть равной ε_{b2} , независимо от метода расчета железобе-

тонных элементов. Исходя из этой идеи о железобетоне можно предложить механизм построения эпюры напряжений в сжатой зоне бетона изгибаемых элементов. Этот механизм построения эпюр, нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения, основан на совместном приложении к прямолинейной диаграмме деформации и диаграмме состояния бетона, выполняется на основании диаграммы состояния бетона, переход из деформированного состояния к напряженному осуществляется по следующему правилу:

в прямолинейной диаграмме деформации сечения находится точка k_0 , соответствующая упругой деформации ε_{bl} на расстоянии y_0 от нейтральной оси.

В области, которая находится на расстоянии $y_0 = k_0 y$, напряжение изменяется по закону $\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b$, а в точках $\varepsilon_b > \varepsilon_{bl}$ бетон находится в пластической области и напряжение в бетоне будет $\sigma_b = R_b = \text{const}$.

Таким образом, эпюра напряжений в сжатой зоне бетона принимает вид, указанный на рисунке 5 а,б.

В зависимости от коэффициента k_0 в расчетах на основе нелинейной деформационной модели эпюры, напряжения в бетоне принимают три основные формы (рисунок 6).

После построения эпюр нормальных напряжений, которые являются объединением геометри-

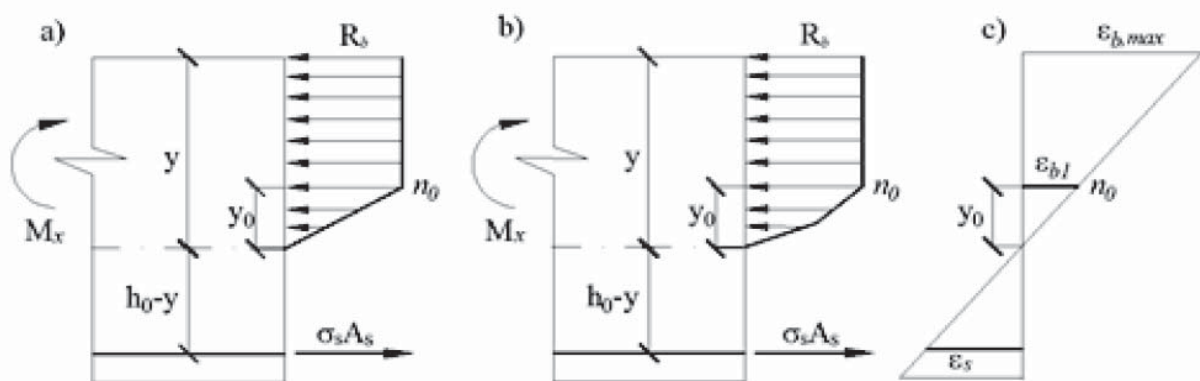


Рис. 5. Расчетная схема, полученная на основе кусочно-линейных диаграмм состояния бетона: а) при двух; б) при трех

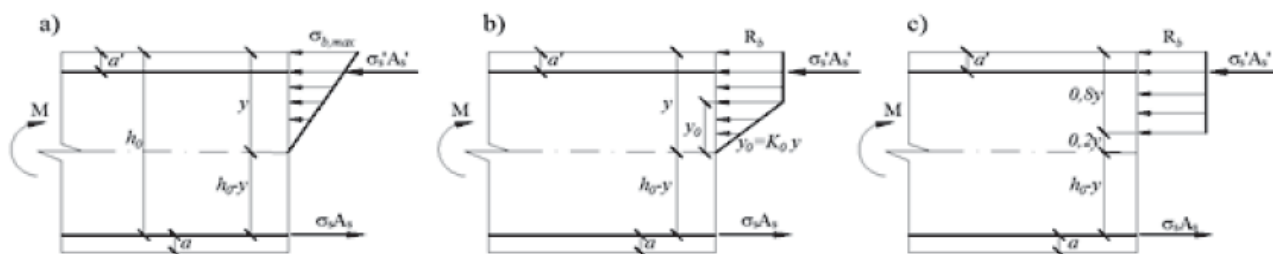


Рис. 6. Три стадии напряженного состояния изгибаемых элементов



ческой (деформационной) и физической (диаграммы состояния бетона) стороны задачи, рассматривается равновесие элемента (статическая сторона). Таким образом, решение задачи получено по правилу механики твердых деформируемых тел.

Предложенным вариантом расчета изгибаемых элементов, на основе нелинейной деформационной модели, есть метод расчета по предельным состояниям и является самым простым и доступным.

Поэтому, этот вариант расчета считается усовершенствованием метода предельных состояний. По нашему мнению, этим руководствовались и создатели норматива по железобетону европейских стран [4]. Здесь нет необходимости решать нелинейные алгебраические уравнения методом итерации, которые требуют доказательства их сходимости, точности решения и возможность определения несущей способности железобетонных элементов [1,7].

Этим доказано, что метод расчета, по предельным состояниям железобетонных элементов, есть приложение способа решения задачи механики твердых деформируемых тел и результаты расчета полностью подтверждаются экспериментами проводимыми под руководством А.А. Гвоздева [10].

Таким образом, нестыковки по двум нормативам снимаются.

В методике расчета изгибаемых железобетонных элементов, по предельным состояниям, также имеются некоторые различия. Если в нормативе СНиП 52.01-2003, в расчетах по предельному состоянию, исходят из стадии разрушения, где напряжение в сжатой зоне бетона R_b и в растянутой арматуре принимаются равным R_s , что в некоторых случаях приводят к неопределенностям, например при внецентренном сжатии и предварительно-напряженных элементах, при малых эксцентриситетах с использованием эмпирической формулы, а в расчетах по Еврокоду относительная деформация наиболее сжатых волокон принимается известным и равным ε_{b2} , а через нее определяются остальные неизвестные деформации и напряжения на основе гипотезы плоских сечений и кусочно-линейных диаграмм состояния бетона и арматуры и нет необходимости использования эмпирической формулы для определения σ_s [5].

Нестыковка нормативов по железобетону России и европейских стран объясняется в неправильном применении нелинейной деформационной модели к задачам изгиба железобетонных элементов [7].

Жесткость изгибаемых железобетонных элементов с учетом упруго-пластической деформации определяется следующим образом:

$$D = M \frac{y}{\varepsilon_{b,\max}} \quad (4)$$

где M определяется по формуле (3), тогда

$$D = \frac{R_b}{\varepsilon_{b,\max}} \left[\frac{by^3}{2} \left(1 - \frac{1}{3} k_0^2 \right) + \frac{\sigma_s}{R_b} A_s y (h_0 - y) + \frac{\sigma'_s}{R_b} A'_s y (y - a') \right].$$

Эта формула справедлива для любого значения коэффициента $k_0 = 0,15 \div 1$, но значения напряжений в растянутых и сжатых арматурах σ_s и σ'_s зависят от напряженных состояний изгибаемых элементов и они определяются следующим образом.

$$\text{Сначала находим } \varepsilon_s = \varepsilon_{b1} \frac{h_0 - y}{y_0} \text{ и } \varepsilon'_s = \varepsilon_{b1} \frac{y - a'}{y_0}.$$

Если $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{s1}$ тогда $\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$.

Если $\varepsilon_s > \varepsilon_{s1}$ тогда $\sigma_s = R_s$.

В случае $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{s1}$:

$$\frac{\sigma_s}{R_b} = \frac{E_s \varepsilon_s}{E_b \varepsilon_{b1}} = n \frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b1}} \frac{h_0 - y}{y_0} = n \frac{h_0 - y}{y_0} = \frac{n}{k_0} \frac{h_0 - y}{y}$$

$$\text{и } \frac{\sigma'_s}{R_b} = \frac{n}{k_0} \frac{y - a'}{y} \quad \frac{R_b}{\varepsilon_{b,\max}} = \frac{E_b \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b,\max}} = E_b \cdot k_0 = E'_b$$

$$\frac{R_s}{R_b} = \frac{n}{k_0} \cdot \frac{h_0 - y}{y},$$

тогда

$$D = E'_b \left[\frac{by^3}{2} \left(1 - \frac{1}{3} k_0^2 \right) + \frac{\sigma_s}{R_b} A_s y (h_0 - y) + \frac{\sigma'_s}{R_b} A'_s y (y - a') \right].$$

В упругой стадии жесткость имеет вид ($k_0 = 1$)

$$D = E_b \cdot I_{x,\text{red}} \quad (5)$$

$$I_{x,\text{red}} = \frac{by^3}{3} + n \cdot A_s (h_0 - y)^2 + n \cdot A'_s (y - a')^2.$$

В остальных случаях $k_0 \neq 1$, имеем:

$$\frac{\sigma_s}{R_b} = \frac{R_s}{R_b} = \frac{n}{k_0} \cdot \frac{h_0 - y}{y} \text{ и } D = E'_b \cdot I_{x,\text{red}}^* ;$$

где:

$$I_{x,\text{red}}^* = \frac{by^3}{2} \left(1 - \frac{1}{3} k_0^2 \right) + \frac{n}{k_0} A_s (h_0 - y)^2 + \frac{n}{k_0} A'_s (y - a')^2.$$

$$\text{Или } D = k_b E_b I_b + k_s E_s I_s ; \quad (6)$$



здесь:

$$k_b = 1,5k_0 \left(1 - \frac{1}{3}k_0^2\right);$$

$$k_s = 1; \quad I_b = \frac{by^3}{3};$$

$$I_s = A_s(h_0 - y)^2 + A'_s(y - a')^2.$$

Относительная деформация бетона наиболее сжатых волокон сечения определяется по следующей формуле:

$$\varepsilon_{b,\max} = \frac{M \cdot y}{D}. \quad (7)$$

Условие прочности в соответствии п.8.1.24 СНиП 52.01-2003 проверяется следующим образом:

$$|\varepsilon_{b,\max}| \leq \varepsilon_{b2}. \quad (8)$$

Рассматриваются следующие варианты расчета:

а) $\varepsilon_{b,\max} \leq \varepsilon_{b1}$; б) $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_{b,\max} < \varepsilon_{b2}$; в) $\varepsilon_{b,\max} = \varepsilon_{b2}$

Эпюры напряжений при расчетных вариантах показаны на рисунке 6.

Если в расчетах исходили бы из идеи о железобетоне $\varepsilon_{b,\max} = \varepsilon_{b2}$, тогда бы получили предельное состояние железобетонного элемента (рисунок 6,в).

По требованию Еврокода в расчетах предлагается использовать криволинейную диаграмму с ниспадающей ветвью, отражающую поведение бетона при сжатии. Одновременно, согласно СНиП 52.01 –2003, кроме кусочно-линейных диаграмм состояния бетона в расчетах может быть использована криволинейная диаграмма с ниспадающей ветвью. При этом, должны быть обозначены основные параметрические точки диаграмм (максимальные напряжения и соответствующие деформации, граничные значения и т.д.).

Криволинейная диаграмма состояния бетона, определяющая связь между напряжениями и относительными деформациями дана в СНиП

52.01 -2003.

Согласно опытным данным, при длительном действии нагрузки под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций и структурных изменений бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем временное сопротивление бетона осевому сжатию R_b . Предел длительного сопротивления бетона сжатию, по опытным данным, может составлять $R_{bl} = 0,9R_b$ и меньше. Если, при эксплуатации конструкции, в благоприятных для нарастания прочности бетона условиях, уровень напряжений σ_b/R_{bl} постепенно уменьшается, то отрицательное влияние фактора длительного нагружения может и не наблюдается (рис. 7) [10].

При сжатии бетонной призмы, в режиме пропорционального развития во времени продольных деформаций обнаруживается постоянное снижение сопротивления бетона, так называемая ниспадающая ветвь диаграммы напряжения-деформации (рисунок 7). Такой участок повышенного деформирования бетона реально наблюдаются в конструкциях при определенных условиях нагружения, например при сжатии бетона у внешней грани сжатой зоны изгибаемых элементов. При длительном действии нагрузки, неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются. Наибольшая интенсивность нарастания неупругих деформаций наблюдается первые 3-4 месяца и может продолжаться несколько лет.

На диаграмме (рисунок 7,а) участок OA характеризует деформации, возникающие при нагружении, участок AB характеризует уменьшение прочности бетона при длительном действии нагрузки, участок AB_1 характеризует нарастание неупругих деформаций при постоянном значении напряжений, участок AB_2 характеризует нарастание прочности бетона в течении длительного времени.

В изгибаемых элементах, в соответствии с диаграммой состояния бетона с ниспадающей ветвью, эпюра напряжения бетона сжатой зоны показана на рисунок 7,б. Криволинейная диаграмма состояния бетона заменяется двухлинейной диаграммой.

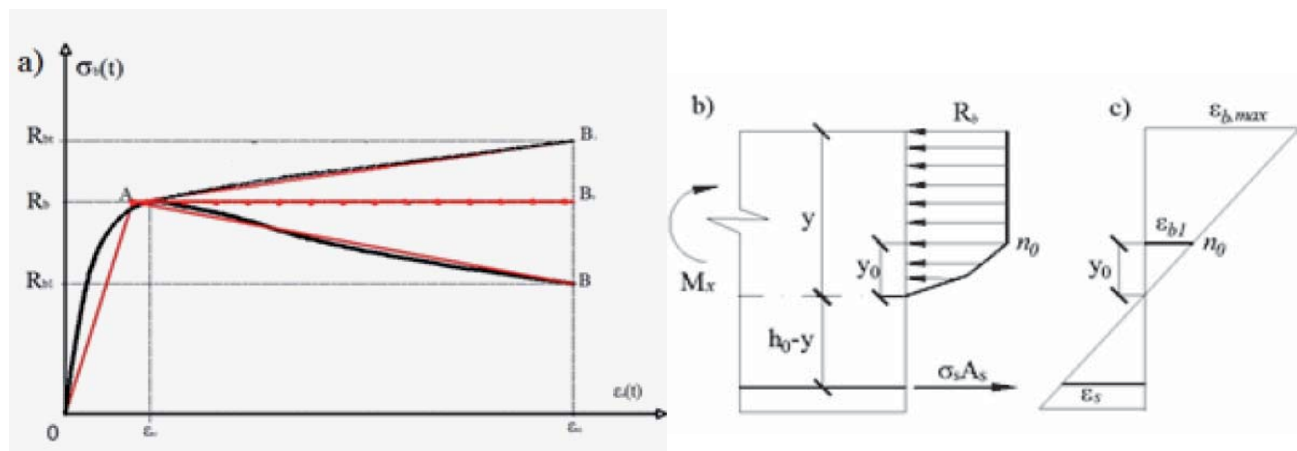


Рис. 7. Расчетная схема изгибаемых элементов на основе криволинейной диаграммы бетона с ниспадающей ветвью



Аналитические выражения двухлинейной диаграммы состояния бетона с ниспадающей ветвью принимают следующий вид:

при $0 < \varepsilon_b < \varepsilon_{bl}$ тогда $\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b$.

При

$$\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2};$$

$$\sigma_b = R_b \left[\left(1 - \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b1}} \right) + \frac{R_{bl}}{R_b} \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b1}} \right]. \quad (9)$$

$$\text{Где } \varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_b}.$$

R_{bl} - длительная прочность бетона.

На основании гипотезы плоских сечений нахо-

$$\text{дим: } \varepsilon_b = \varepsilon_{b2} \cdot \frac{y_1}{y}.$$

Как показали исследования, приложения нелинейной деформационной модели к задачам изгиба железобетонных элементов в конечном итоге приводит к построению эпюры напряжений в сжатой зоне бетона, механизм которого продемонстрирован выше. В предельном состоянии схема показана на рисунок 8,а.

Условия расчета изгибаемых элементов на прочность составляются относительно центра тяжести растянутой арматуры в следующем виде:

$$\begin{cases} M \leq R_b b h_0^2 \xi (1 - k_0) \left[1 - \frac{\xi}{2} (1 - k_0) \right] - \\ - \frac{1}{2} R_{bl}^* b h_0^2 \xi (1 - k_0) \left[1 - \frac{\xi}{3} (1 - k_0) \right] + \\ + \frac{1}{2} R_b b h_0^2 \xi \left[1 - \xi + \frac{2}{3} k_0 \xi \right] + \sigma'_s A'_s (h_0 - a'); \\ R_b b h_0 \xi (1 - k_0) - \frac{1}{2} R_{bl}^* b h_0 \xi (1 - k_0) + \\ + \frac{1}{2} R_b b h_0 k_0 \xi + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s = 0. \end{cases} \quad (10)$$

Здесь $R_{bl}^* = R_b - R_{bl}$.

Принимаем обозначения:

$$\begin{aligned} A_0 &= \xi (1 - k_0) \left[1 - \frac{\xi}{2} (1 - k_0) \right] - \\ &- \frac{1}{2} \frac{R_{bl}^*}{R_b} \xi (1 - k_0) \left[1 - \frac{\xi}{3} (1 - k_0) \right] + \\ &+ \frac{1}{2} \xi k_0 \left(1 - \xi + \frac{2}{3} k_0 \xi \right). \end{aligned} \quad (11)$$

В предельном состоянии при $k_0 = 0,2$ и $\xi = \xi_R$ получим:

$$\begin{aligned} A_R &= 0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R) - \\ &- 0,4 \frac{R_{bl}^*}{R_b} \xi_R (1 - 0,267 \xi_R) + \\ &+ 0,1 \xi_R (1 - 0,867 \xi_R) \end{aligned} \quad (12)$$

$$\xi_R = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{b1}}} = \frac{1}{1 + \frac{0,00175}{0,0035}} = 0,667.$$

Значение предельных моментов с учетом всей диаграммы деформированного состояния бетона имеют вид:

$$M_u = A_R R_b b h_0^2. \quad (13)$$

Сначала рассмотрим введение в расчет эпюры сжимающих напряжений, когда в (12) не учитывается длительная прочность бетона при $R_{bl} = R_b$ имеем:

$$A_R = 0,391 + 0,0281 = 0,419.$$

Пренебрегая влиянием упругих деформации в близи нейтрального слоя изгибаемых элементов, получим:

$$A_R = 0,391.$$

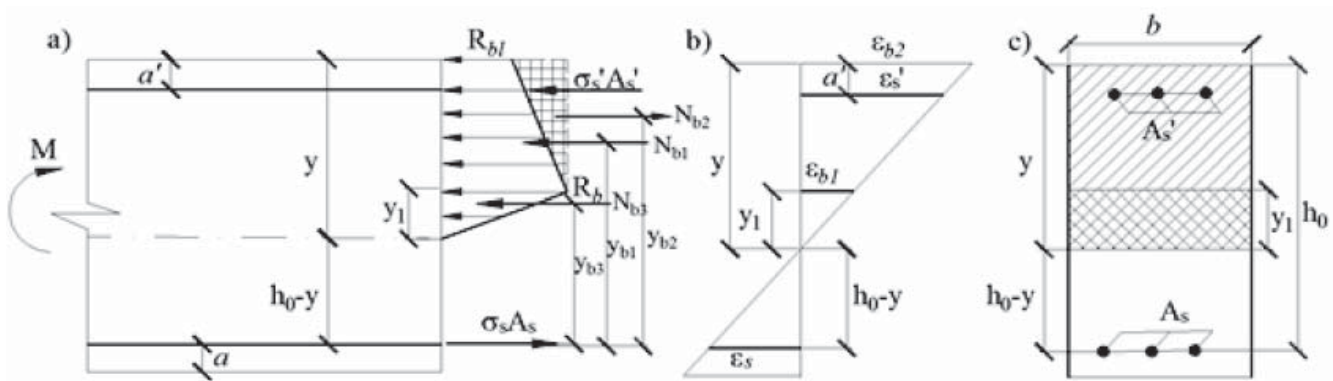


Рис. 8. Расчетная схема элементов с учетом длительной прочности бетона



Таким образом, в предельном состоянии различие между двумя решениями (с учетом всей диаграммы состояния бетона и только ниспадающего участка) будет в пределах 6,7%. В этом случае, расчетная схема принимается в виде рисунка 1в.

Влияние длительной прочности бетона, с использованием всей диаграммы длительного деформирования имеет такой вид:

при $R_{bl}=R_b$; $A_R=0,419$
 при $R_{bl}=0,9R_b$; $A_R=0,397$
 при $R_{bl}=0,85R_b$; $A_R=0,383$
 при $R_{bl}=0,8R_b$; $A_R=0,375$

Как показывают результаты численных примеров, учет длительной прочности R_{bl} мало влияет на результаты расчета и практически ими можно пренебречь.

Рассмотрим вопрос об учете длительной прочности бетона в расчете изгибаемых элементов с диаграммой состояния бетона с ниспадающего участка. Известно, что в предельном состоянии при $y_0 \leq 0,2y$ или $k_0 \leq 0,2$ упругие деформации вблизи нейтрального слоя незначительные и пренебрегая ими расчетная схема имеет следующий вид (рисунок 1с и 1,9 а).

Эпюра напряжения в сжатой зоне бетона с учетом длительной прочности бетона принимается в виде трапеции. Тогда уравнения равновесия имеют вид:

$$\begin{aligned} M &\leq 0,8R_b b y (h_0 - 0,4y) - 0,4b y (R_b - R_{bl}) \times \\ &\times (h_0 - 0,267y) + \sigma'_s A'_s (h_0 - a'); \\ 0,8R_b b y (h_0 - 0,4y) - 0,4b y (R_b - R_{bl}) + \\ &+ \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s = 0. \end{aligned} \quad (14)$$

Если пренебречь длительной прочностью бетона, т.е. $R_{bl}=R_b$, получим известные решения предельного состояния.

Вводим обозначения; $\xi = \frac{y}{h_0}$ и

$$A_0 = 0,8\xi(1 - 0,4\xi) - 0,4\xi(1 - 0,267\xi) \left(1 - \frac{R_{bl}}{R_b}\right)$$

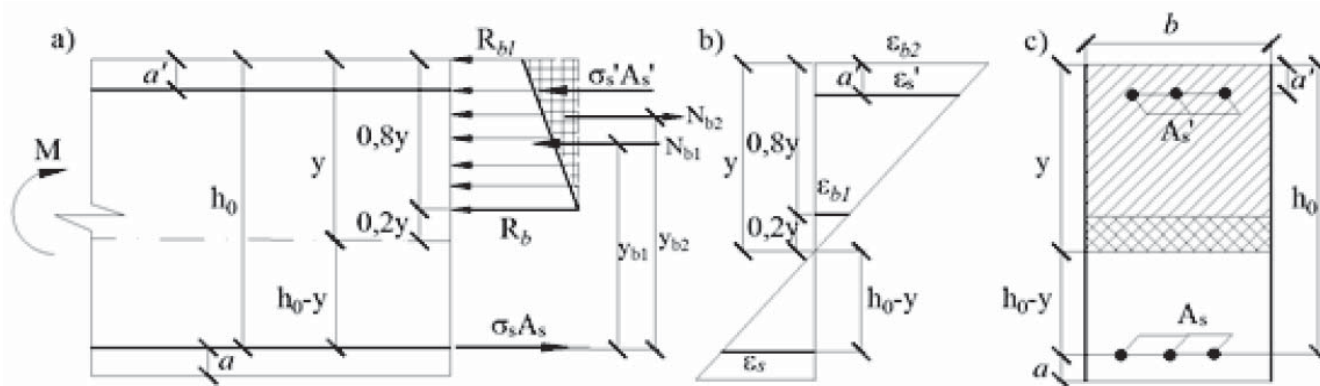


Рис. 8. Расчетная схема изгибаемых элементов по предельному состоянию с учетом длительной прочности бетона

$$\xi_R = \frac{1}{1 + \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{b1}}} = \frac{1}{1 + \frac{0,00175}{0,0035}} = 0,667;$$

Тогда получим:

$$A_R = 0,8\xi_R(1 - 0,4\xi_R) - 0,4\xi_R(1 - 0,267\xi_R) \left(1 - \frac{R_{bl}}{R_b}\right). \quad (15)$$

В примере также учитывается нарастание прочности бетона на портландцементе при положительной температуре твердения (15°C) и влажной среде, определяемые формулой [10]:

$$R_{bt} = 0,7R_b \lg t$$

R_{bt} - временное сопротивление сжатию бетона в возрасте t суток.

$$\begin{aligned} R_{bt=60} &= 1,245R_b; & R_{bt=90} &= 1,368R_b; \\ R_{bt=120} &= 1,450R_b; & R_{bt=1} &= 1,79R. \end{aligned}$$

Если учесть уменьшение длительной прочности бетона $R_{bl} \geq 0,85 R_b$ во времени, а также нарастания прочности бетона во времени $R_{bt} \approx 1,3R_b$, тогда можно установить, что на диаграмме состояния бетона ниспадающая ветвь не образуется, следовательно $R_{bl} = R_b$ и расчет ведется без учета R_{bl} .

Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов определена по формуле (13): $M_u = A_R R_b b h_0^2$, и получены следующие значения для A_R :

- 1) $A_R = 0,391$; 2) $A_R = 0,369$;
- 3) $A_R = 0,360$; 4) $A_R = 0,351$;

Результаты исследования показывают, что при $\frac{R_{bl}}{R_b} \geq 0,85$ влиянием длительной прочности бетона в практических расчетах можно пренебречь.

На основании теоретических результатов исследования и численных примеров можно сделать следующие выводы.



ВЫВОДЫ

1. Доказано, что нелинейная деформационная модель является общим правилом решения задач механики твердых деформируемых тел и она в Европейских странах служила для создания метода расчета железобетонных элементов по предельному состоянию. Правильное применение ее к задачам упруго-пластического изгиба железобетонных элементов сводится к известному методу расчета по предельным состояниям Еврокода.
2. Установлено, что при использовании диаграмм состояния бетона в виде кусочно-линейных форм, при интегрировании уравнения статики, некоторые авторы допустили ошибки, в результате чего вместо линейных алгебраических уравнений получены нелинейные, приводящие к неверным результатам, которые не подтверждаются ни математически, ни экспериментально.
3. Установлено, что при использовании диаграммы состояния бетона с ниспадающей ветвью, учетом влияния длительной прочности бетона в практических расчетах железобетонных элементов можно пренебречь.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Строительная газета. Нестыковка актуализированного норматива по железобетону и Еврокода - препятствие в строительстве. №19. 9 мая, 2014.
2. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М. 2012.
3. AzDTN 2.16-1 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования, Баку. 2015. 131 с.
4. Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en beton armé (BAEL-83), Paris, 1983.
5. Сейфуллаев Х.К., Гараев А.Н., О нестыковке национальных нормативов по железобетону и Еврокодов, БСТ. №9. 2017. С. 40-45.
6. Биби Э.В., Нараянан Р.С. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2, Москва, МГСУ. 2013. - 292 с.
7. Гаджиев М. А. Прочность и устойчивость железобетонных стержневых элементов с применением нелинейных диаграмм деформирования материалов при кратковременном и длительном нагружении: Автореферат докторской диссертации, Баку. 2007.
8. Charon Pierre. Calcul des ouvrages en beton armé suivant les règles BAEL - 83. Théorie et application, Paris, Eyrolles. 1986. 460 p.

9. M.Rosh. Lé stabilité des barres comprimées par des forces excentrées. Paris. 1932.
10. Байков В.Н., Сигалов Э.С. Железобетонные конструкции М,Стройиздат. 1991. 767с.

REFERENCES

1. Discrepancy between the national standard for reinforced concrete and Eurocode is an impediment to construction (2014). Stroitelnaia gazeta, 19 (May 9) [in Russian].
2. Concrete and reinforced concrete structures. Main provisions. (2012). SNiP 52-01-2003. Moscow [in Russian].
3. Concrete and reinforced concrete structures. Design standards. (2015). AzDTN 2.16-1. Baku [in Russian].
4. Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en beton armé (BAEL-83). (1983). Paris [in French].
5. Seifullaiev, K.K. & Garaiev, A.N. (2017). On discrepancies between national standards for reinforced concrete and Eurocodes. (2017). BST, 9, 40-45 [in Russian].
6. Beeby, A.W. & Narayanan, R.S. Designers' Guide to Eurocode 2: Design of concrete structures. (2013). (V.O. Almazov & A.I. Plotnikov, Eds.). Moscow: MSUCE [in Russian].
7. Gadzhiev, M. A. (2007). Strength and stability of reinforced concrete rod elements with the application of nonlinear diagrams of materials deformation under short-term and long-term loadings. Doctor's (Candidate's) thesis / (Extended abstract of Doctor's (candidate's) thesis). Baku [in Russian].
8. Charon, P. (1986). Calcul des ouvrages en beton armé suivant les règles BAEL - 83. Théorie et application. Paris: Eyrolles [in French].
9. Rosh, M. (1932). Le stabilité des barres comprimées par des forces excentrées. Paris [in French].
10. Baikov, V.N. & Sigalov, E.S. (1991). Reinforced concrete structures. Moscow: Stroizdat [in Russian].

Статья поступила в редакцию 02.04.2019 года

