

ISSN 2313-6669

2019'1



Науково-технічний, виробничий та  
інформаційно-аналітичний журнал

[journal-niisk.com](http://journal-niisk.com)

**НАУКА**

**ТА БУДІВНИЦТВО**

**2019'1**





# НАУКА

# ТА БУДІВНИЦТВО

## 1 (19)'2019

### ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

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

### Редакційна колегія:

#### Голова редакційної колегії:

Фаренюк Г.Г., д.т.н., Україна

#### Головний редактор:

Тарасюк В.Г., к.т.н., с.н.с., Україна

#### Редакційна колегія:

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

Бамбура А.М., д.т.н., проф., Україна

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

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

Дорофеев В.С., д.т.н., проф., Україна

Єгупов К.В., д.т.н., проф., Україна

Жарко Л.О., к.т.н., доцент, Україна

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

Іванченко Г.М., д.т.н., проф., Україна

Івлева Н.П., к.е.н., с.н.с., Україна

Калюх Ю.І., д.т.н., проф., Україна

Кашченко О.В., д.т.н., проф., Україна

Кривошеєв П.І., к.т.н., проф., Україна

Лаповська С.Д., д.т.н., с.н.с., Україна

Мар'єнков М.Г., д.т.н., с.н.с., Україна

Матвеев І.В., к.т.н., с.н.с., Україна

Немчинов Ю.І., д.т.н., проф., Україна

Слюсаренко Ю.С., к.т.н., с.н.с., Україна

Шейніч Л.О., д.т.н., проф., Україна

Шилюк П.С., к.т.н., Україна

Шокарев В.С., к.т.н., с.н.с., Україна

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

Секретар: Глазкова С.В., к.т.н., Україна

Дизайнер: Чорна К.В., Україна

Затверджено до друку Науково-технічною радою  
ДП НДІБК (Протокол №1 від 01.03.2019 р.)

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

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

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

© «Наука та будівництво» 2019

Підписано до друку: 25.03.2019

Друк: ТОВ «Мастеркниг»

Наклад 100 примірників

## ЗМІСТ

4

**Немчинов Ю.І., Мар'єнков М.Г., Бабік К.М., Єгупов К.В., Кендзера О.В., Шеховцов І.В., Петраш С.В.**

Нормативні акти в сфері сейсмостійкого будівництва нового покоління. Зміна № 1 ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України»

18

**Ковров А.В., Петраш С.В., Шеховцов І.В.**

Будівництво в сейсмічних районах України будівель і споруд зі стінами із цегли і великорозмірних блоків

25

**Ісаєнко Д.В.**

Структура та особливості методології побудови системи технічного регулювання в будівництві

30

**Кендзера О.В., Семенова Ю.В., Вербицький С.Т., Єгупов В.К., Лісовий Ю.В.**

Вплив локальних ґрунтових умов на сейсмічні коливання майданчика Ташлицької ГАЕС

38

**Дорофеев В.С., Єгупов К.В., Сорока Н.Н., Мурашко А.В.**

Проблеми научного супроводження проектування зданий підвищеної етажності в городе Одесса

46

**Хакимов Ш.А., Исмаилов В.А., Ибрагимов А.Х.**

Современные технологии домостроения и проблемы сейсмической безопасности застроек городов в Центральноазиатском регионе

52

**Беспяев А.А., Куралов У.С., Алтигенов У.Б., Досаев Н.Г.**

Восстановление эксплуатационной пригодности изгибаемых железобетонных конструкций предварительно напряженными фиброармированными пластиками

59

**Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П.**

Анализ эффекта сейсмоизоляции на основе результатов записей станций инженерно-сейсмометрической службы на зданиях

66

**Мар'єнков М.Г., Бабік К.М., Богдан Д.В., Недзведська О.Г., Глуховський В.П., Самойленко С.М.**

Обґрунтування сейсмостійкості висотної будівлі за результатами інструментальних та динамічних досліджень

72

**Абаканов М.С.**

К вопросу применения в сейсмостойком строительстве свайных фундаментов с высоким ростверком

78

**Микитась М.В., Єременко Б.М., Кожедуб С.А.**

Системне моделювання структури архітектурно-будівельних кластерів

82

**Кривошеєв П.І., Сенаторов В.М.**

Сейсмостійке будівництво у виданнях Міжнародної федерації залізобетону



# SCIENCE & CONSTRUCTION

1 (19)'2019

**FOUNDER**  
State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions»

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

**Head of Editorial Board:**

Farenjuk G., Dr., Ukraine

**Editor-in-chief:**

Tarasyuk V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

**Editorial Board**

Balazs G., Prof., Republic of Hungary

Bambura A., Dr., Prof., Ukraine

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

Dorofeev V., Dr., Prof., Ukraine

Yegupov K., Dr., Prof., Ukraine

Zharko L., PhD, Ass. Prof., Ukraine

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

Ivanchenko G., Dr., Prof., Ukraine

Ivleva N., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Kaliukh Yu., Dr., Prof., Ukraine

Kashchenko O., Dr., Prof., Ukraine

Kryvosheiev P., PhD, Prof., Ukraine

Lapovska S., Dr, Sen. Scientist, Ukraine

Maryenkov M., Dr, Sen. Scientist, Ukraine

Matveev I., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Nemchynov Iu., Dr, Prof., Ukraine

Slyusarenko Yu., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Sheinich L., Dr, Prof., Ukraine

Shiliuk P., PhD, Ukraine

Shokarev V., PhD, Sen. Scientist, Ukraine

Vanicek I., Dr, Prof., Czech Republic

Executive Editor: Gakh N., PhD, Ukraine

Secretary: Glazkova S., PhD, Ukraine

Designer: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 1 dated on 01.03.2019)

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 advertiser is responsible for content of advertisement. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion.

**Address of Editorial Board:**

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

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

E-mail: journal@ndibk.gov.ua, www.journal-niisk.com,

© «Science & Construction», 2019

**Signed for printing: 25.03.2019**

**Printing: TOV «Masterknig»**

**Drawing: 100 copy**

## CONTENT

4	<b>Nemchynov Iu., Marienkov M., Babik K., Yegupov K., Kendzera O., Shekhovtsov I., Petrash S.</b> New generation regulatory acts on the earthquake resistant construction. Amendment No 1 to DBN V.1.-1-12: 2014 «Construction in seismic regions of Ukraine»
18	<b>Kovrov A., Shekhovtsov I., Petrash S.</b> Construction of buildings and facilities with walls made of bricks and large-size blocks in seismic regions of Ukraine
25	<b>Isaienko D.</b> Structure and features of methodology for the technical regulation system development in construction
30	<b>Kendzera O., Semenova Y., Verbytskyi S., Iegupov V., Lisovyi Y.</b> The influence of local soil conditions on the seismic vibrations of the site of the Tashlyk hydroelectric pumped storage power plant (HEPSP)
38	<b>Dorofeev V., Iegupov V., Soroka N., Murashko A.</b> Problems of scientific support of the design of the multystorey buildings in the city of Odessa
46	<b>Khakimov Sh., Ismailov V., Ibragimov A.</b> Modern housebuilding technologies and problems of urban developments seismic safety in Central Asian region
52	<b>Bespaiev A., Kuralov U., Altigenov U., Dosaiev N.</b> Retrofitting of operational fitness of flexible reinforced concrete structures by means of preliminary stressed fiber reinforced plastics
59	<b>Lapin V., Erzhanov S., Daugavet V.</b> An analysis of a seismic isolation effect based on the records results of engineering and seismological measurement services stations for buildings
66	<b>Marienkov M., Babik K., Bohdan D., Nedzvedska O., Gluhovskyy V., Samoilenko S.</b> The high-rise building seismic resistance substantiation based on the instrumental and dynamic tests results
72	<b>Abakanov M.</b> The application of pile foundations with elevated grillage in earthquake resistant construction
78	<b>Mykytas M.V., Yeremenko B.M., Kozhedub S.A.</b> System modeling of the structure of architectural construction clusters
82	<b>Kryvosheiev P., Senatorov V.</b> Seismic construction in the publications of the international federation for structural concrete



УДК 699.841+624.042.7



**НЕМЧИНОВ Ю.І.**

Д-р технічних наук, проф., перший заступник директора інституту з наукової роботи, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua, тел.: +38 (050) 469-35-77, ORCID: 0000-0002-6618-125X



**МАР'ЄНКОВ М.Г.**

Д-р технічних наук, зав. відділом, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: n.maryenkov@ndibk.gov.ua, тел.: +38 (050) 415-36-03, ORCID: 0000-0001-8613-877X



**БАБІК К.М.**

Канд. технічних наук, зав. лаб., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: k.babik@ndibk.gov.ua, тел.: +38 (050) 415-37-58, ORCID: 0000-0002-8763-510X



**ЄГУПОВ К.В.**

Д-р технічних наук, проф., директор НДІ фундаментальних і прикладних досліджень, Одеський національний морський університет, м. Одеса, Україна, e-mail: yegupov.k@gmail.com, тел.: +38 (097) 238-02-08, ORCID: 0000-0002-8342-820X



**КЕНДЗЕРА О.В.**

Канд. фізико-математичних наук, член-кор. Національної академії наук України, заст. директора, Інститут геофізики ім. С.І. Субботина НАН України, м. Київ, Україна, e-mail: kendzera@igph.kiev.ua, тел.: +38 (044) 423-81-43, ORCID: 0000-0003-0691-0227



**ШЕХОВЦОВ І.В.**

Канд. технічних наук, доц., Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна, e-mail: ogasanis@ukr.net, тел.: +38 (067) 628-79-17, ORCID: 0000-0003-3664-0723



**ПЕТРАШ С.В.**

Канд. технічних наук, доц., Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна, e-mail: SvetlanaPetrash@ukr.net, тел.: +38 (068) 593-49-38, ORCID: 0000-0002-8567-3962

## НОРМАТИВНІ АКТИ В СФЕРІ СЕЙСМОСТІЙКОГО БУДІВНИЦТВА НОВОГО ПОКОЛІННЯ. ЗМІНА № 1 ДБН В.1.1-12:2014 «БУДІВНИЦТВО У СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ»

### АНОТАЦІЯ

Представлені основні положення Зміни № 1 ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» [1], що враховують досвід та сучасні тенденції проектування будівель і споруд в сейсмічних районах інтенсивністю від 6-ти до 10-ти балів згідно з ДСТУ Б В.1.1-28:2010 «Шкала сейсмічної інтенсив-

ності» [6] та ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 «Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT)» [4].

В Зміні № 1 ДБН В.1.1-12:2014 наведені вимоги щодо використання карт загального сейсмічного районування (ОСР-2004) території України, зокре-



ма карти ОСР-2004-С при проектуванні об'єктів із значним класом наслідків (відповідальності) ССЗ для будівель житлового та громадського призначення, що не ідентифікуються як об'єкти підвищеної небезпеки відповідно до Закону України «Про об'єкти підвищеної небезпеки».

Результати експериментально-теоретичних досліджень, виконаних ДП НДІБК протягом 2015-2017 років, сприяли розробленню системних вимог щодо визначення сейсмічних навантажень на багатоповерхові та висотні (висотою 73,5 м та вище) будівлі, а також вимог щодо проектування малоповерхових (до 3 поверхів) будівель з несучими стінами із газобетонних блоків автоклавного тверднення в залежності від розрахункової сейсмічності будівельного майданчика (6, 7 і 8 балів).

Наведені вимоги щодо використання газобетонних блоків марки D 400 за середньою густиною і класом за міцністю на стиск С 2,5 і марки D 300 за середньою густиною і класом за міцністю на стиск С 2,0; допустимих значень перекосів поверхів малоповерхових будівель з несучими стінами із ніздрюватого бетону для трьох рівнів (СЗ, ПЗ, МРЗ); коефіцієнту  $k_1$ , що враховує непружні деформації та локальні пошкодження конструкцій при землетрусах.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** Зміна № 1 ДБН В.1.1-12:2014, карти ЗСР-2004, висотні будівлі, будівлі з несучими стінами із ніздрюватого бетону

## **НОРМАТИВНЫЕ АКТЫ НОВОГО ПОКОЛЕНИЯ В СФЕРЕ СЕЙСМОСТОЙКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА. ИЗМЕНЕНИЕ № 1 ДБН В.1.12:2014 «СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ УКРАИНЫ»**

**НЕМЧИНОВ Ю.И.** Д-р технических наук, проф., первый зам. директора института, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»,

г. Киев, Украина,  
e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua,  
тел.: +38 (050) 469-35-77,  
ORCID: 0000-0002-6618-125X

**МАРЬЕНКОВ Н.Г.** Д-р технических наук, зав. отделом, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»,

г. Киев, Украина,  
e-mail: n.maryenkov@ndibk.gov.ua,  
тел.: +38 (050) 415-36-03,  
ORCID: 0000-0001-8613-877X

**БАБИК К.Н.** Канд. технических наук, зав. лаб., ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»,

г. Киев, Украина,  
e-mail: k.babik@ndibk.gov.ua,  
тел.: +38 (050) 415-37-58,  
ORCID: 0000-0002-8763-510X

**ЕГУПОВ К.В.** Д-р технических наук, проф., директор НИИ фундаментальных и прикладных иссле-

дований, Одесский национальный морской университет,

г. Одесса, Украина,  
e-mail: yegupov.k@gmail.com,  
тел.: +38 (097) 238-02-08,  
ORCID: 0000-0002-8342-820X

**КЕНДЗЕРА А.В.** Канд. физико-математических наук, член-кор. Национальной академии наук Украины, зам. директора, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины,

г. Киев, Украина,  
e-mail: kendzera@igph.kiev.ua,  
тел.: +38 (044) 423-81-43,  
ORCID: 0000-0003-0691-0227

**ПЕХОВЦОВ И.В.** Канд. технических наук, доцент, Одесская государственная академия строительства и архитектуры,

г. Одесса, Украина,  
e-mail: ogasanis@ukr.net,  
тел.: +38 (067) 628-79-17,  
ORCID: 0000-0003-3664-0723

**ПЕТРАШ С.В.** Канд. технических наук, доцент, Одесская государственная академия строительства и архитектуры,

г. Одесса, Украина,  
e-mail: SvetlanaPettrash@ukr.net,  
тел.: +38 (068) 593-49-38,  
ORCID: 0000-0002-8567-3962

## **АННОТАЦИЯ**

Представлены основные положения Изменения № 1 ДБН В.1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины» [1], которые учитывают опыт и современные тенденции проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах интенсивностью от 6-ти до 10-ти баллов по ДСТУ Б В.1.1-28 «Шкала сейсмической интенсивности» [6] и ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 «Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические действия, правила про сооружения (EN 1998-1:2004, IDT)» [4].

В Изменении № 1 ДБН В.1.1-12:2014 приведены требования по использованию карт общего сейсмического районирования (ОСР-2004) территории Украины, в частности, карты ОСР-2004-С при проектировании объектов класса последствий (ответственности) ССЗ для зданий жилого и общественного назначения, которые не идентифицируются как объекты повышенной опасности в соответствии с Законом Украины «Об объектах повышенной опасности».

Результаты экспериментально-теоретических исследований, выполненные ГП НИИСК на протяжении 2015-2017 гг., позволили разработать системные требования по определению сейсмических нагрузок на многоэтажные и высотные (высотой 73,5 м и выше) здания, а также требования по проектированию малоэтажных (до 3 этажей) зданий с несущими стенами из газобетонных блоков авто-



клавного твердения в зависимости от расчётной сейсмичности строительной площадки (6, 7 и 8 баллов).

Приведены требования по применению газобетонных блоков марки D 400 по средней плотности и классу прочности на сжатие C 2,5 и марки D 300 по средней плотности и классу прочности на сжатие C 2,0; допустимым значениям перекосов этажей малоэтажных зданий с несущими стенами из ячеистого бетона для трёх уровней (СЗ, ПЗ, МРЗ); коэффициенту  $k_1$ , учитывающему неупругие деформации и локальные повреждения конструкций при землетрясениях.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** Изменение №1 ДБН В.1.1-12, карты ОСР-2004, высотные здания, здания с несущими стенами из ячеистого бетона

**NEW GENERATION REGULATORY ACTS ON THE EARTHQUAKE RESISTANT CONSTRUCTION. AMENDMENT No. 1 TO DBN V.1.-1-12: 2014 «CONSTRUCTION IN SEISMIC REGIONS OF UKRAINE»**

**NEMCHYNOV Iu.I.** Dr., Prof., the First Deputy Dir. for Scientific Work, SE «The State Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine,

e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua,

tel.: +38 (050) 469-35-77,

ORCID: 0000-0002-6618-125X

**MARIENKOV M.G.** Dr, Head of Department, SE «The State Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine,

e-mail: n.maryenkov@ndibk.gov.ua,

tel.: +38 (050) 415-36-03,

ORCID: 0000-0001-8613-877X

**BABIK K.M.** PhD, Head of Laboratory, SE «The State Research Institute of Building Constructions», Kyiv, Ukraine,

e-mail: k.babik@ndibk.gov.ua,

tel.: +38 (050) 415-37-58,

ORCID: 0000-0002-8763-510X

**YEGUPOV K.V.** Dr., Prof., Director, the Research Institute for Fundamental & Applied Studies of Odessa National Maritime University, Odessa, Ukraine,

e-mail: yegupov.k@gmail.com,

tel.: +38 (097) 238-02-08,

ORCID: 0000-0002-8342-820X

**KENDZERA O.V.** PhD, Deputy Dir., S.I. Subbotin Institute of Geophysics, National Academy, Sciences of Ukraine,

Kyiv, Ukraine,

e-mail: kendzera@igph.kiev.ua,

tel.: +38 (044) 423-81-43,

ORCID: 0000-0003-0691-0227

**SHEKHOVTSOV I.V.** PhD, Ass. Prof., Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,

e-mail: ogasanis@ukr.net,

tel.: +38 (067) 628-79-17,

ORCID: 0000-0003-3664-0723

**PETRASH S.V.** PhD, Ass. Prof., Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, Ukraine,

e-mail: SvetlanaPetrash@ukr.net,

tel.: +38 (068) 593-49-38,

ORCID: 0000-0002-8567-3962

**ABSTRACT**

The provisions of Amendment No. 1 to DBN V.1.-1-12: 2014 «Construction in seismic regions of Ukraine» [1] are presented. The norms take into account the experience and modern trends of buildings and structures design in seismic regions with intensities of 6 to 10 points according to DSTU B.1.1-28:2010 «Scale of seismic intensity» [6] and DSTU-N B EN 1998-1:2010 «Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1:2004, IDT)» [4]. In Amendment No.1 to DBN V.1.-1-12:2014 the requirements are given as to the use of the maps of general seismic zoning (GSZ-2004) of the territory of Ukraine, in particular GSZ-2004-C map, when designing the objects of significant CC3 consequences (importance) class for residential and public buildings, which are not identified as the highly hazardous objects in compliance with the law of Ukraine «On objects of higher risk».

The experimental and theoretical researches conducted at the NIISK during 2015-2017 have allowed the development of requirements for determining the seismic loads on the multistory and high-rise (with heights of 73.5 m and more) buildings, as well as of recommendations for designing the low-rise (up to 3 storeys) buildings with the bearing walls of autoclaved aerated concrete blocks according to the design building site seismicity (6, 7 and 8 points).

The requirements are formulated as to the use of aerated concrete blocks with the characteristics of D 400 C 2.5 and D 300 C 2.0 (average density and compressive strength); allowable values of floor skewing in low-rise buildings with cellular concrete bearing walls for three levels of earthquakes (SZ – weak earthquake, PZ – design earthquake and MDE – maximum design earthquake); the coefficient  $k_1$ , which takes into account the structures inelastic deformations and local damages at the earthquakes.

**KEY WORDS:** Amendment No 1, DBN B.1.1-12, GSZ-2004 maps use, high-rise buildings and facilities, buildings with cellular concrete bearing walls

**1. ВСТУПНІ ПОЛОЖЕННЯ**

У 2015 році в місті Одесі на ювілейній Десятій конференції в сфері сейсмостійкого будівництва була представлена нова редакція ДБН В.1.1-12:2014 [1], що містять:

- основні положення щодо сейсмічної безпеки будівель та споруд, що засновані на



багаторічному досвіді аналізу наслідків катастрофічних землетрусів і використовуються у відповідних нормах в сфері сейсмостійкого будівництва різних країн світу;

- сучасні методи проектування сейсмостійких будівель, що наведені у відповідних нормативних документах країн США, Канади, Японії, країн Європи. Наведені методи отримали загальну назву «Nonlinear Pushover Analysis» (нелінійний метод, заснований на аналізі послідовного руйнування елементів конструкцій під дією поперечного навантаження), а прийнятий у ньому підхід до проектування «Performance based seismic engineering» розглядається як «Проектування сейсмостійких конструкцій із заданими параметрами сейсмостійкості» або «Проектування на основі робочих характеристик»;
- рівні безпеки споруд, що відповідають певним рівням сейсмічних впливів:
  - «Immediate Occupance» – слабкий землетрус (СЗ);
  - «Life Safety» – проектний землетрус (ПЗ);
  - «Structural Stability» – максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ).
- нормовані спектри впливів та порядок визначення сейсмічних навантажень;
- сейсмічне зонування;
- основи проектування будівель, що відповідають вимогам ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 [4];
- основні конструктивні вимоги щодо забезпечення сейсмостійкості при проектуванні будівель та споруд, зокрема:
  - забезпечення простоти конструкції;
  - забезпечення однорідності і симетричності будівлі у плані та за висотою;
  - забезпечення однакового опору будівлі сейсмічним навантаженням у двох горизонтальних напрямках;
  - зменшення негативного впливу крутильних коливань;
  - створення горизонтальних діафрагм у рівні міжповерхових перекриттів;
  - обов'язкових вимог до фундаментів будівлі;
  - застосування будівель з «гнучким поверхом» (особливості та недоліки);
  - уникнення співударяння будівель при землетрусі тощо.

## 2. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬ, ЩО ВСТАНОВЛЕНІ В ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 [4]

У ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 [4] встановлені наступні методи розрахунку, що використовуються для

вирішення задач сейсмостійкості будівель:

- лінійний статичний аналіз (звичайно називається методом поперечних сил);
- модальний аналіз спектру реакції (використовують як референтний метод лінійно-динамічного аналізу, у якому застосовується лінійно-пружна модель конструкції та проектний спектр реакції. У нормативному полі України і країн СНД цей метод називають «спектральним методом»);
- нелінійний статичний аналіз (відомий як «розрахунок на граничну міцність» («Nonlinear Pushover Analysis»). Метод заснований на аналізі послідовності руйнування елементів конструкцій під дією зовнішнього навантаження на конструкцію);
- нелінійний динамічний аналіз (покроковий аналіз акселерограм землетрусів в часі з урахуванням розгляду усіх відомих нелінійностей (Non-linear Time History (dynamic) Analysis)).

Серед вищевказаних методів розрахунку найбільш розповсюдженим є метод нелінійного статичного аналізу, як найбільш прийнятний для інженерного застосування теорії сейсмостійкості.

### 2.1 Нелінійний статичний аналіз (Nonlinear Pushover Analysis)

Основним принципом методу є оцінка цільових (проектних) переміщень конструкцій, що можуть виникнути при сейсмічному впливі, що здійснюється із застосуванням розрахунку на основі послідовного аналізу руйнування конструкцій під дією зовнішнього навантаження (аналіз граничної міцності будівлі) [7 - 9].

Для практичного використання розроблені процедури оцінки сейсмічної реакції на основі спектрів сейсмічних впливів і перетворення системи з багатьма ступенями свободи на систему з однією еквівалентною масою  $M_{екв}$  і узагальненою горизонтальною жорсткістю  $K_{екв}$ . Схема такого перетворення наведена на рис. 1.

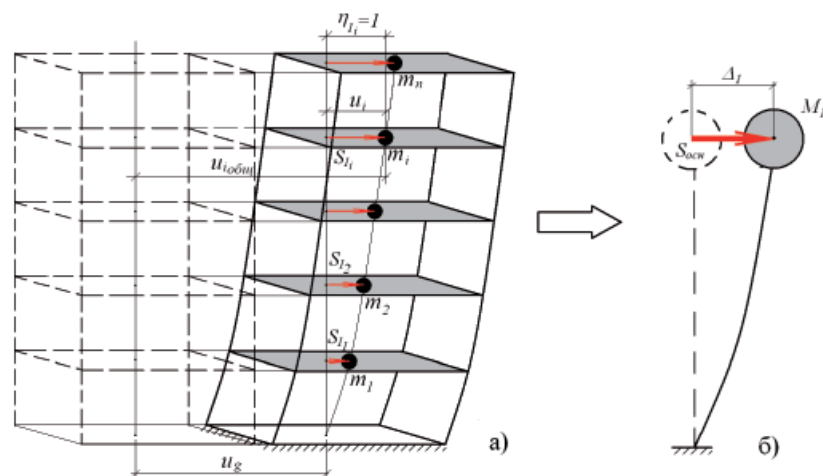


Рис. 1. Схема перетворення багатомасової системи на еквівалентну систему з одним ступенем свободи



Мається на увазі, що система з багатьма ступенями свободи (Multiple-Degree-of-Freedom (MDOF)) перетворюється на систему з одним ступенем свободи (Single-Degree-of-Freedom (SDOF)). Основний принцип такого перетворення визначають кілька відомих схем, зокрема:

- метод спектру несучої здатності (ATC-40) [7];
- метод коефіцієнтів переміщення (FEMA 356) [10];
- процедура постійного коефіцієнта пластичності (Chopra & Goel) [11].

Якщо позначити величину еквівалентної маси  $M_{\text{екв}} = M^*$  і горизонтальну жорсткість  $K_{\text{екв}} = K^*$  одномасової системи, а також припустити, що основна форма переміщень буде відповідати коливанням за першою формою багатомасової консольної системи, як це наведено на рис. 1, то період коливань еквівалентної системи конструкцій Т можна записати наступним чином:

$$T_{\text{екв}} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}}, \quad (1)$$

де

$$K_{\text{екв}} = K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*}. \quad (2)$$

У формулі (2) індекс «у» (yield) характеризує граничну міцність (умовну текучість) конструкції, що стосується еквівалентної системи з одним ступенем свободи, а величина  $u_y^*$  стосується переміщень, що відповідає такому ж стану конструкції.

Методологія, що використовує процедуру Спектра несучої здатності будівлі, наведена у ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 [4] та у відповідних нормативних документах країн США, а також програмно втілена у поширених розрахункових комплексах. Сучасні методики розрахунку дозволяють враховувати несиметричність будівель і споруд у плані та за висотою, вплив вищих форм коливань для висотних будівель і протяжних споруд, взаємодію в системі «основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди)».

Прийнята процедура рішення задачі складається з послідовних етапів, наведених у доповіді [12]. На її основі доопрацьовано відповідні норми в сфері будівництва в сейсмічних районах, що були представлені у низці публікацій [1, 3, 5, 19].

## 2.2 Особливості положень ДБН В.1.1-12:2014

ДБН В.1.1-12:2014 [1] встановлюють обов'язкові вимоги, яких потрібно дотримуватися при проектуванні, будівництві, реконструкції та експлуатації будівель і споруд різного призначення, що зводяться на майданчиках з сейсмічністю 6 балів і вище за шкалою сейсмічної інтенсивності [6].

Особливостями положень ДБН В.1.1-12:2014 [1] є:

- визначення сейсмічних навантажень з ураху-

ванням нелінійного деформування матеріалів і конструкцій;

- застосування нелінійного розрахунку конструкцій з використанням методу спектра несучої здатності відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 [4];
- удосконалення підходу до застосування карт Загального сейсмічного районування території України з урахуванням класу наслідків (відповідальності) будівель і споруд, що проектується у сейсмічних районах України;
- уточнення вимог до сейсмічного мікрорайонування будівельних майданчиків та розрахунків будівель і споруд на сейсмічні впливи, задані акселерограмами землетрусів;
- встановлення конструктивних вимог до будівель і споруд, що проектується в районах із сейсмічністю будівельного майданчика 6 балів;
- встановлення вимог щодо розміщення на будівлях висотою понад 70 м і на об'єктах експериментального будівництва станцій інженерно-сейсмометричних спостережень;
- встановлення вимог щодо динамічної паспортизації об'єктів заввишки понад 16 поверхів;
- встановлення диференційованих показників перекосів поверхів в залежності від рівнів сейсмічних впливів, що відповідають слабким (СЗ), проектним (ПЗ) та максимальним розрахунковим землетрусам (МРЗ);
- орієнтація на широке застосування програмних комплексів оцінки сейсмостійкості;
- уточнені вимоги щодо проектування сейсмостійких гідротехнічних споруд;
- нові положення щодо проектування укосів;
- нові положення щодо проектування систем сейсмоізоляції будівель різного призначення.

## 3. ЗМІНА № 1 ДБН В.1.1-12:2014 «БУДІВНИЦТВО У СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ»

Зміна № 1 ДБН В.1.1-12:2014 спрямована на удосконалення оцінки рівнів сейсмічного впливу на будівлі і споруди з урахуванням досвіду проектування сейсмостійких будівель, накопиченого з 2006 року по теперішній час.

Призначення і завдання розроблення Зміни № 1 ДБН В.1.1-12:2014 полягало в забезпеченні проектування сейсмостійких багатоповерхових і висотних будівель та споруд незначного (СС1), середнього (СС2) та значного (СС3) класів наслідків (відповідальності), а також малоповерхових будівель з несучими стінами із газобетонних блоків автоклавного тверднення.

Зміна № 1 ДБН В.1.1-12:2014 містить актуалізований перелік нормативних посилань і назв населених пунктів України, наведених у Додатку А (Таблиця А.1) та Додатку Б (на Картах Загального сейсмічного районування ЗСР-2004).





Основні положення Зміни № 1 ДБН В.1.1-12:2014 стосуються розділу 5 ДБН В.1.1-12:2014, зокрема, абзац 6 пункту 5.1.1 викладено у новій редакції:

«5.1.1 Комплект карт ЗСР-2004 території України складається з:

- карти ЗСР-2004-А, що відповідає 10%-ій ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності упродовж 50 років і середнім періодом повторюваності таких інтенсивностей один раз на 500 років. Карту слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд із незначним (СС1) класом наслідків (відповідальності) згідно з ДБН В.1.2-14, а також із середнім (СС2) та значним (СС3) класами наслідків (відповідальності) згідно з ДБН В.1.2-14 для будівель заввишки до 73,5 м;
- карти ЗСР-2004-В, що відповідає 5%-ій ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності упродовж 50 років і середнім періодом повторюваності таких інтенсивностей один раз на 1000 років. Карту ЗСР-2004-В слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд із середнім (СС2) та будівель із значним (СС3) класом наслідків (відповідальності) заввишки від 73,5 м і вище;
- карти ЗСР-2004-С, що відповідає 1%-ій ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності упродовж 50 років і середнім періодом повторюваності таких інтенсивностей один раз на 5000 років. Карту ЗСР-2004-С слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд, що відносяться до об'єктів підвищеної небезпеки, та відповідають значному (СС3) класу наслідків (відповідальності) згідно з ДБН В.1.2-14;
- детальної карти ЗСР-2004-А0, що відповідає 39%-ій ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності упродовж 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 100 років. Відповідні карти слід застосовувати при проектуванні тільки в АР Крим та Одеській області для будівель і споруд із незначним (СС1) класом наслідків (відповідальності)».

Зміни, що внесені у ДБН В.1.1-12:2014, стосуються застосування карт Загального сейсмічного районування типу ЗСР-2004-А, ЗСР-2004-В та ЗСР-2004-С, зокрема:

- карта «А» призначена для застосування не лише для будівель із середнім (СС2) класом наслідку (відповідальності) (як наведено у ДБН В.1.1-12:2014), але також і для будівель заввишки до 73,5 м, що відносяться до будівель із значним (СС3) класом наслідків (відповідальності) відповідно до ДБН В.1.2-14 [13];
- карта «В» застосовується для проектування будівель і споруд не лише із середнім (СС2)

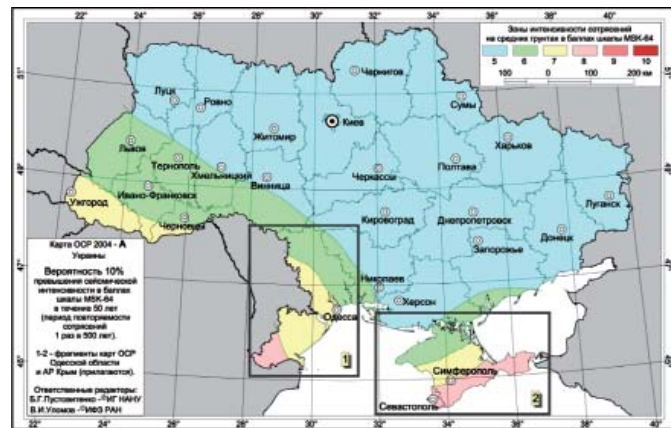


Рис. 2. Карта Загального сейсмічного районування ЗСР-2004-А території України

класом наслідків (відповідальності) (як наведено у ДБН В.1.1-12:2014), але і для будівель заввишки від 73,5 м і вище із значним (СС3) класом наслідків (відповідальності) відповідно до ДБН В.1.2-14 [13];

- карту «С» потрібно застосовувати при проектуванні будівель і споруд, що відносяться до об'єктів підвищеної небезпеки, із значним (СС3) класом наслідків (відповідальності) відповідно до ДБН В.1.2-14. Відповідно до Закону України «Про об'єкти підвищеної небезпеки» [14] до об'єктів підвищеної небезпеки не відносяться житлові та громадські будівлі із значним (СС3) класом наслідків (відповідальності). Тому при проектуванні житлових і громадських будівель заввишки до 73,5 м потрібно застосовувати карту ЗСР-2004-А, а при проектуванні будівель із значним (СС3) класом наслідків (відповідальності) заввишки 73,5 м і вище потрібно застосовувати карту ЗСР-2004-В.

Карту ЗСР-2004-С потрібно застосовувати, наприклад, при проектуванні таких об'єктів:

- об'єкти нафтової, газової, металургійної, хімічної, оборонної та інших галузей промисловості;
- об'єкти гідро- і теплоенергетики;
- мости і тунелі на дорогах вищої категорії або протяжністю понад 1000 м або з прольотом понад 300 м і т. п.

Відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 [4] житлові та громадські будівлі класу важливості II відповідають класу наслідків відповідальності (СС2), встановленого у ДСТУ-Н Б EN 1990:2008. Класи важливості будівель відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 [4], наведено у табл. 1.

Карту А0 потрібно застосовувати при проектуванні лише в АР Крим та Одеській області для будівель і споруд із незначним (СС1) класом наслідків (відповідальності) відповідно до ДБН В.1.2-14 [13].

У новій редакції викладено і пункт 5.2.2, а саме: «5.2.2 Проектуючи будівлі і споруди із знач-



Таблиця 1. Класи важливості будівель

Класи важливості	Будівлі
I	Будівлі другорядної важливості для громадської безпеки, наприклад, сільськогосподарські та інші будівлі
II	<b>Звичайні будівлі</b> , не віднесені до інших категорій
III	Будівлі, сейсмостійкість яких важлива з точки зору наслідків, пов'язаних з руйнуваннями, наприклад, школи, залу засідань, культурних закладів і так далі
IV	Будівлі, цілісність яких під час землетрусу життєво важлива для цивільного захисту, наприклад, лікарні, пожежні депо, електростанції і так далі

**Примітка:** Класи важливості I, II, III чи IV приблизно відповідають наслідкам класів СС1, СС2 та СС3, відповідно, визначеним у Додатку В EN 1990:2002

ним (СС3) класом наслідків (відповідальності) слід виконувати науково-технічний супровід відповідно до положень ДБН В.1.2-5.»

Порівняно з ДБН В.1.1-12:2014 [1], внесений Зміною № 1 ДБН В.1.1-12:2014 пункт 5.2.2 розширений, оскільки стосується лише нових конструктивних схем будівель і споруд без зазначення класу наслідків (відповідальності) (СС3).

Другий і третій абзаци пункту 6.1.1 також викладені у новій редакції, а саме:

«Сейсмічні навантаження, що відповідають СЗ, можуть використовуватися при проектуванні будівель і споруд із незначним (СС1) класом наслідків (відповідальності) і категорії складності I з використанням детальних карт ЗСР-2004-А0 (для територій АР Крим та Одеської області).

Сейсмічні навантаження, що відповідають ПЗ, повинні використовуватися при проектуванні будівель і споруд із незначним (СС1), середнім (СС2) та значним (СС3) класами наслідків (відповідальності) згідно з ДБН В.1.2-14 із застосуванням карт ЗСР-2004-А, а також із середнім (СС2) та значним (СС3) класами наслідків (відповідальності)

згідно з ДБН В.1.2-14 із застосуванням карт ЗСР-2004-В (для території України) або детальних карт ЗСР-2004-А і ЗСР-2004-В (для територій АР Крим та Одеської області) відповідно до 5.1.1.»

Нова редакція пункту 6.1.1 обумовлена зміною назв рівнів сейсмічних впливів, а також змінами редакції пункту 5.1.1, пояснення до яких наведені вище.

Зміною № 1 ДБН В.1.1-12:2014, внесені зміни до таблиці 6.3, що наведена у новій редакції, а саме:

«Таблиця 6.3 – Коефіцієнт  $k_1$ , що враховує непружні деформації та локальні пошкодження елементів будівель (споруд)

Конструктивні рішення систем і несучих елементів	Значення $k_1$ за сейсмічності будівельного майданчику, балів		
	6	7-8	9
Будівлі і споруди, в яких пошкодження або непружні деформації не допускаються, а також при визначенні додаткових моментів від вертикальних навантажень (див. п. 6.3.6, 6.3.7)	1,0		
Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені залишкові деформації і пошкодження, що ускладнюють нормальну експлуатацію при забезпеченні безпеки людей і збереження обладнання, що зводяться:			
- зі сталеним каркасом;	0,25	0,25	0,3
- із залізобетонним каркасом без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості;	0,25	0,35	0,45
- із залізобетонним каркасом з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості;	0,25	0,3	0,4
- зі стінами з монолітного залізобетону та з великих залізобетонних панелей;	0,25	0,25	0,35
- з несучими стінами із крупних блоків і каркасно-кам'яними;	0,25	0,35	0,4
- з несучими стінами з кам'яної або цегляної кладки;	0,25	0,4	0,45
- з несучими стінами з блоків із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення;	<b>0,5</b>	<b>0,5</b>	<b>0,6</b>
- з системами сейсмоізоляції	0,25	$1/R_p$	$1/R_p$
Елементи будівель, що розраховуються на «місцеві» сейсмічні навантаження (заповнення каркасів і перегородки в розрахунках із площини, парапети, козирки тощо)	0,4	0,5	0,6
Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені значні залишкові деформації, тріщини, пошкодження окремих елементів, їх зміщення, що тимчасово призупиняє нормальну експлуатацію при забезпеченні безпеки людей	0,2	0,2	0,3

**Примітка 1.** Значення коефіцієнта редукції  $R_p$  визначають за методикою відповідно до додатку Г.

**Примітка 2.** Проектування будівель з системами сейсмоізоляції виконують відповідно до розділу 12.



Зміни, що внесені до таблиці 6.3, відносяться до конструктивних рішень систем і несучих елементів будівлі з несучими стінами із газобетонних блоків ніздрюватого бетону автоклавного тверднення. Підставою для внесення відповідних змін є отримані результати комплексних випробувань елементів та фрагментів будівель із зазначених матеріалів на дію сейсмічних навантажень, що виконані в ДП НДІБК протягом 2014-2016 років [17].

Основна мета досліджень полягала у визначенні несучої здатності стін будівель із газобетонних блоків ніздрюватого бетону автоклавного тверднення висотою до 3-х поверхів при сумісній дії вертикальних статичних та горизонтальних сейсмічних навантажень на будівлю. В якості об'єкта досліджень було обрано триповерховий житловий будинок з несучими стінами із газобетону, розробленого інститутом УКРНДПЦИВІЛЬБУД [18].

Послідовність оцінки сейсмостійкості конструкцій включала:

- аналіз конструктивного рішення будівлі з несучими стінами з блоків автоклавного тверднення марки D 400 за середньою густиною і класом за міцністю на стиск С 2,5 і блоків марки D 300 за середньою густиною і класом за міцністю на стиск С 2,0;
- розрахунок триповерхового будинку на дію сейсмічних навантажень, встановлених у ДБН В.1.1-12:2014;
- експериментальну оцінку міцності розчину, фрагментів газобетонних блоків, натурних простінків і кладки;
- визначення фізико-механічних характеристик газобетонних блоків, розчину і кладки;
- оцінку впливу залізобетонних сердечників на збільшення міцності простінків;
- отримання експериментальних діаграм деформування «вертикальне навантаження – деформації стискання» кладки, «горизонтальне навантаження – кути зсуву (перекося)» фрагменту як у разі відсутності залізобетонних включень (сердечників), так і при їх наявності в несучій системі простінків;
- визначення несучої здатності простінків при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сейсмічних навантажень, що відповідають сейсмічним навантаженням 7 та 8 балів.

Для визначення максимального значення допустимого перекося несучих стін і визначення їх сейсмостійкості проведені випробування двох однако-

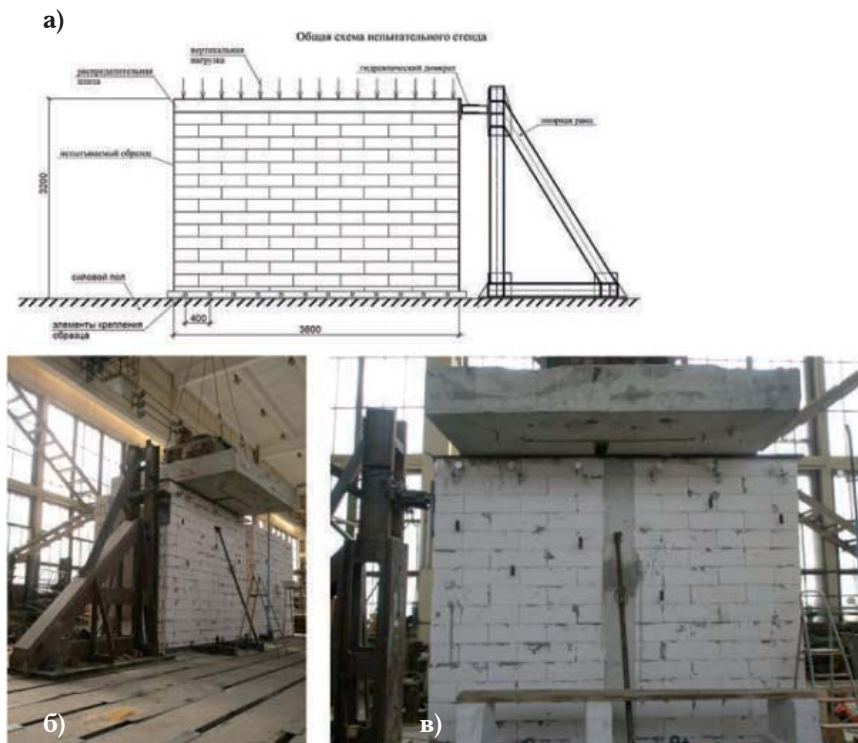
вих простінків (в масштабі 1:1) житлового триповерхового будинку при сумісній дії вертикальних та горизонтальних (еквівалентних сейсмічним) навантажень.

Один простінок ПР-3 (рис. 3) в масштабі 1:1 (з блоків 600 мм × 400 мм × 200 мм) був випробуваний на дію постійного вертикального (160 кН) і ступінчатого горизонтального навантаження з кроком 5 кН, що відповідає сейсмічним 7 та 8 балам.

Другий простінок ПР-3 в масштабі 1:1 (кладка з розмірами 600 мм × 400 мм × 200 мм) був випробуваний на дію постійного вертикального (160 кН) і знакоперемінних (три цикла випробувань) горизонтальних навантажень, що відповідають сейсмічним 7 та 8 балам.

В результаті проведених досліджень було сформульовано наступні висновки:

1. Будівництво житлових будинків з несучими стінами із газобетонних блоків автоклавного тверднення марки D 400 за середньою густиною і з класом міцності на стиск не менше ніж С2,5 можливо висотою до 3-х поверхів в районах сейсмічності 6 та 7 балів. При розрахунковій сейсмічності майданчика будівництва 8 балів висота житлових будинків не повинна перевищувати 2 поверхи з використанням в несучих стінах залізобетонних сердечників.
2. Будівництво житлових будинків з несучими стінами із газобетонних блоків класу за



**Рис. 3.** Схема випробувального стенду з прикладенням горизонтального (сейсмічного) навантаження при монотонному навантаженні (а), загальний вигляд простінку без сердечника (б) і з сердечником (в), завантажених вертикальним та горизонтальним навантаженням



- міцністю на стиск не менше ніж С2,0 можливо лише з використанням залізобетонних сердечників висотою до 3-х поверхів в районах сейсмічності 6 балів та висотою до 2-х поверхів при сейсмічності 7 балів.
3. Допустиме значення міжповерхових перекосів поверхів (табл. 6.8 ДБН В.1.1-12:2014 [1]) необхідно приймати не більше ніж 0,0004.
  4. На основі результатів експериментальних

досліджень для конструкцій з автоклавного газобетону при сейсмічності (7-8) балів приймають значення коефіцієнта  $k_1$  (табл. 6.3) рівним 0,5.

Більш детально результати досліджень наведені в публікації [17].

Зміною № 1 ДБН В.1.1-12:2014 також внесені зміни до таблиці 6.4, що наведена у новій редакції, а саме:

«Таблиця 6.4 - Коефіцієнт  $k_2$ , що враховує тип і призначення будівлі (споруди)

Ч.ч.	Характеристика споруд	Значення $k_2$
1	Особливо відповідальні та унікальні споруди, в тому числі виробничі корпуси, складські будівлі хімічної промисловості з токсичними і отруйними речовинами, вибухонебезпечні корпуси хімічно-фармацевтичної промисловості і споруди нафтохімічної промисловості	1,5
2	Споруди з одночасним перебуванням великої кількості людей (великі вокзали, аеропорти, театри, цирку, музеї, виставкові і концертні зали з числом місць понад 1000 осіб, криті ринки та стадіони); Будівлі та споруди, експлуатація яких необхідна при землетрусі або при ліквідації його наслідків (системи енерго- і водозабезпечення, системи пожежогасіння, телефонного і телеграфного зв'язків, виробничі корпуси важкої промисловості з безперервним циклом роботи, банки, державні і місцеві адміністративні органи тощо)	1,4
3	Будівлі та споруди лікарень на 100 ліжок и більше, пологових будинків, акушерських корпусів, станцій швидкої допомоги, шкіл, дитячих садків, вищих навчальних закладів, магістральних залізниць і автомобільних доріг та штучних споруд транспорту	1,3
4	Будівлі готелів, спальних корпусів для відпочинку на 250 місць і більше	1,2
5	Висотні споруди, невеликих у плані розмірів (башти, щогли, димові труби, шахти ліфтів, що стоять окремо тощо) при відношенні висоти споруди $H$ до її ширини $B$ , рівному або більше ніж 5, і великопрогонові споруди ( $L \geq 30$ м)	1,4
6	Каркасні будівлі, стінове заповнення яких не впливає на їх деформативність, при відношенні висоти стійки «h» до її поперечного розміру «b» в напрямку дії сейсмічного навантаження, рівному або більше, ніж 25	1,4
7	Те саме, але при $h/b$ рівному або менше, ніж 15	1,0
8	<b>Житлові, громадські та виробничі будівлі заввишки 73,5 м і вище</b>	<b>1,4</b>
9	Житлові, громадські та виробничі будівлі, що не зазначені у рядках 1 – 8 цієї таблиці	1,0
10	Будівлі та споруди, руйнування яких не пов'язане із загибеллю людей, втратою матеріальних і культурних цінностей і не викликає припинення безперервних технологічних процесів або забруднення навколишнього середовища (склади, кранові та ремонтні естакади, підприємства торгівлі і побутового обслуговування з строком служби не більше 20 років, невеликі майстерні, тимчасові будівлі та споруди, торговельні павільйони тощо)	0,5

**Примітка 1.** Споруди за рядком 1 цієї таблиці затверджуються відповідними центральними органами виконавчої влади.

**Примітка 2.** За проміжних значень  $h/b$  значення  $k_2$  приймається за інтерполяцією.

**Примітка 3.** Коефіцієнт  $k_2$  повинен прийматися тільки один раз для будівель, зазначених в рядках 3-5 цієї таблиці.

».



ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 встановлює, що при визначенні сейсмічних навантажень на будівлі і споруди слід враховувати демпфуючі властивості конструкцій та обмежувати перекоси поверхів. Висотні будівлі мають знижені значення демпфування (у порівнянні з мало- та багатоповерховими будівлями), тому для підвищення сейсмостійкості висотних будівель коефіцієнт  $k_2$  приймають рівним 1,4 (рядок 8 табл. 6.4 Зміни № 1 ДБН В.1.1-12:2014).

Зміною № 1 ДБН В.1.1-12:2014 внесені зміни до таблиці 6.8, що викладена у новій редакції:

Відповідно до таблиці 6.8 допустимі значення

вані в будівництві житлових будинків до 5-ти поверхів за інтенсивності впливів 7 і 8 балів за умови забезпечення міцності цегли та керамічного каменю не нижче, ніж М 150 і міцності розчину не нижче, ніж М 75 в реальних умовах будівельного майданчика при відповідному контролю за цими показниками. У зонах із інтенсивністю сейсмічних впливів 9 балів слід застосовувати тільки суцільну цеглу;

- б) камені бетонні, суцільні та пустотілі блоки з бетону (у тому числі з легкого, густиною не менше ніж  $800 \text{ кг/м}^3$ ) марки М 50 і вище;

«Таблиця 6.8 – Допустимі значення перекосів поверхів для трьох експлуатаційних рівнів

Конструктивні схеми будівель	Міжповерховий перекіс для експлуатаційного рівня		
	СЗ	ПЗ	МРЗ
Сталевий каркас	0,0067	0,012	0,02
Залізобетонний каркас без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості	0,0067	0,012	0,03
Залізобетонний каркас з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості	0,004	0,017	0,025
Безкаркасні монолітні залізобетонні, великопанельні і великоблочні	0,0028	0,01	0,02
Безкаркасні з кам'яними стінами або армокам'яні	0,0025	0,004	0,008
Безкаркасні з несучими стінами з блоків із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення	0,0004		
Каркасно-кам'яні будівлі	0,0025	0,004	0,008
<b>Будівлі заввишки 73,5 м і вище</b>	<b>0,0025</b>	<b>0,012</b>	<b>0,015</b>

».

перекосів поверхів висотних будівель наведені для трьох експлуатаційних рівнів (СЗ, ПЗ і МРЗ). Вважаючи допустимі значення перекосів поверхів для будівель висотою 73,5 м і вище, необхідно враховувати додатковий момент від вертикальних навантажень в результаті горизонтальних нелінійних переміщень конструкцій будівлі під час землетрусу (пункти 6.3.6 і 6.3.7 ДБН В.1.1-12:2014).

Зміною № 1 ДБН В.1.1-12:2014 також внесені зміни до табл. 7.1 (рядок 9), що викладений у новій редакції.

Зміною № 1 ДБН В.1.1-12:2014 внесені зміни до пункту 7.10.2, що викладено у новій редакції, а саме:

«7.10.2 Для кладки стін дозволяється застосовувати:

- а) за сейсмічності 6, 7 і 8 балів цеглу суцільну або порожнисту з пустотністю до 20% марки не нижче, ніж М 75. Керамічні вироби з пустотністю до 35% можуть бути застосо-

- в) камені та блоки правильної форми з черепашників або вапняків марки не нижче, ніж М 35 або туфів (крім фельзитового) та інших природних матеріалів марки М 50 і вище. Проектування житлових будинків з черепашників або вапняків виконують відповідно до вимог ДБН В.1.1-1;

- г) розчини класу міцності на стиск не нижче, ніж М 50 на основі цементу з введенням пластифікуючих та/або спеціальних добавок, що підвищують зчеплення розчину з цеглою;
- д) блоки із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення класу за міцністю на стиск не менше, ніж С 2,0, з урахуванням положень 7.10.3. При проектуванні житлових будинків необхідно приймати середню густина виробів з урахуванням відпусної вологості бетону (коефіцієнт до власної ваги блоків слід приймати 1,35).».

Відповідно до пункту 7.10.2 Зміни № 1 ДБН В.1.1-12:2014 зниження процен-



«Таблиця 7.1 – Поверховість житлових, громадських і промислових будівель в залежності від сейсмічності будівельного майданчика

Ч.ч.	Несучі конструкції будівлі	Кількість надземних поверхів при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика (бали)			
		6	7	8	9
1	Сталевий каркас	нс	нс	16	12
2	Залізобетонний каркас: - в'язевий або рамно-в'язевий із вертикальними залізобетонними діафрагмами, в'язями або ядрами жорсткості; - рамний із діафрагмами зі штучної кладки; - рамний без діафрагм; - безригельний із залізобетонними діафрагмами або ядрами жорсткості; - безригельний без діафрагм	нс нс 12 16 7	16 9 7 12 4	12 7 5 9 3	9 5 3 7 2
3	Стіни з монолітного залізобетону	нс	24	20	12
4	Стіни великопанельні залізобетонні	нс	20	16	10
5	Каркасно-кам'яні	нс	10	7	5
6	Стіни з великих бетонних або віброцегляних блоків: - дворядної розрізки, з'єднаних між собою за допомогою закладних деталей або арматурних випусків; - дворядної розрізки, посилені суцільним вертикальним армуванням	9 нс	5 9	4 7	2 4
7	Стіни комплексної конструкції з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	12	5	4	3
8	Стіни з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	9	4	3	2
9	Стіни комплексної конструкції з використанням стінових дрібних блоків з ніздрюватих бетонів класом за міцністю на стиск: - <b>C2.5</b> - <b>C 2.0</b>	3 3	3 2	2 -	- -
10	Стіни дерев'яні щитові, рублені, брусчаті	нс	3	2	1

**Примітка 1.** Вимоги до будівництва в 6-ти бальних зонах відповідно до 7.12.

**Примітка 2.** Висота поверху багатоповерхових будівель прийнята не більше 4 м для житлових і громадських будівель та 6 м для промислових.

**Примітка 3.** Позначення **нс** в таблиці вказує на те, що будівлі проектується за вимогами для несейсмічних районів.

**Примітка 4.** Під першим поверхом в даних нормах мається на увазі об'єм, обмежений перекриттям, що лежить вище позначки защемлення будівлі в ґрунті. У кількості поверхів враховується також неповний поверх (машинні відділення ліфтових шахт тощо) у випадках, якщо його маса становить понад 30% нижче розташованого ярусу. Для житлових та громадських будівель кількість поверхів може бути збільшено, а також повинно бути зменшено згідно таблиці, якщо висота будівлі від позначки защемлення в ґрунті (наприклад, від позначки середньої планувальної відмітки) до позначки низу перекриття (покриття) не перевищує значення, рівного  $(3.3 \times n + 2.0)$  м, де  $n$  – кількість поверхів (рядки 1-10).

**Примітка 5.** Кількість поверхів у будівлях з кам'яними стінами (рядки 7 і 8) при гарантованому нормальному зчепленні в кладці  $f_{sk} \geq 180$  кПа (1,8 кгс/см<sup>2</sup>) може бути збільшена в районах сейсмічності 7 і 8 балів на один поверх.

».



ту порожнечі від 35% до 20% пояснюється можливістю забезпечення безпеки застосування цегли і досягнення більш якісних показників такої кладки.

Також Зміною № 1 ДБН В.1.1-12:2014 внесені зміни до пункту 7.10.3, що викладено у новій редакції, а саме:

«7.10.3 Значення характеристичної міцності кам'яної кладки на вигин по неперев'язаних швах (нормальне зчеплення) має становити  $f_{xkl} \geq 120$  кПа.

У районах з інтенсивністю сейсмічних впливів 7 балів для малоповерхових житлових будівель, у разі розрахункового обґрунтування, допускається використання кладки з більш низьким значенням характеристичної міцності на вигин, але не менше ніж 60 кПа. При цьому висота будівель повинна бути не більше, ніж три поверхи, ширина простінків не менше, ніж 0,9 м, ширина прорізів не більше ніж 2 м, а відстань між осями поперечних стін не більше, ніж 12 м.

Будівництво житлових будівель з несучими стінами з блоків із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення можливе за умови забезпечення та контролю в процесі зведення значення характеристичної міцності кладки на розтяг не менше, ніж 120 кПа для блоків марки D 400 за середньою густиною і класом за міцністю на стиск С 2,5 і 100 кПа для блоків марки D 300 за середньою густиною і класом за міцністю на стиск С 2,0.

Під час будівництва житлових будівель з несучими стінами комплексної конструкції з використанням стінових дрібних блоків з ніздрюватих бетонів (рядок 9 таблиці 7.1) необхідно застосовувати блоки класу за міцністю на стиск не менше, ніж С 2,5, за виключенням положень 7.10.3.2.

7.10.3.1 Будівництво житлових будівель з несучими стінами з блоків із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення марки D 400 за середньою густиною і класом за міцністю на стиск С 2,5 допускається в районах із розрахунковою сейсмічністю 6 та 7 балів заввишки не більше, ніж 3 поверхи, 8 балів – не більше, ніж 2 поверхи з залізобетонними включеннями (сердечниками).

7.10.3.2 Будівництво житлових будівель з несучими стінами з блоків із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення марки D 300 за середньою густиною і класом за міцністю на стиск С 2,0 допускається з залізобетонними включеннями (сердечниками) в районах із розрахунковою сейсмічністю 6 балів заввишки не більше, ніж 3 поверхи, 7 балів – не більше, ніж 2 поверхи.».

Нові положення пункту 7.10.3 і підпунктів 7.10.3.1 і 7.10.3.2 засновані на результатах експериментальних досліджень блоків із ніздрюватих бетонів автоклавного тверднення, що були проведені у ДП НДІБК протягом 2014 – 2016

років [17]. Відповідні основні результати експериментальних досліджень наведені вище.

## ВИСНОВКИ.

Виконано аналіз положень сучасних нормативних актів у сфері сейсмостійкого будівництва різних країн, враховано накопичений досвід застосування нормативних актів України протягом 2016-2018 років, проведено масштабні експериментально-теоретичні дослідження.

Основними результатами впровадження Зміни № 1 ДБН В.1.1-12:2014 в сфері сейсмостійкого будівництва є:

- актуалізація національної нормативної бази відповідно до сучасних завдань будівельної галузі та розвиток положень ДБН В.1.1-12:2014;
- врегулювання вимог щодо застосування карти загального сейсмічного районування ЗСР-2004-С при проектуванні будівель і споруд із значним (СС3) класом наслідків (відповідальності);
- удосконалення положень щодо проектування висотних житлових та громадських будівель;
- введення нових положень щодо проектування сейсмостійких малоповерхових будівель і споруд, що сприятимуть розширенню сфери застосування блоків із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ 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. Ghosh, S.K. State-of-the-Art in Precast Construction in USA. Associates Inc. - 54 p. Режим доступу: [http://www.safecastproject.eu/index.php?option=com\\_docman&task=cat\\_view&gid=101&Itemid=53](http://www.safecastproject.eu/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=101&Itemid=53).
3. Проектування сейсмостійких конструкцій відповідно до Єврокоду 8. Практичний Посібник. Частина 1; за заг. ред. проф. Ю.І. Немчинова, ДП НДІБК, 2015. - Київ: ТОВ УЦРП. - 142 с.
4. ДСТУ Н Б EN 1998-1:2010 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT).
5. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях / Ю.И. Немчинов. - Киев, 2008. – 480 с.
6. ДСТУ Б В.1.1-28:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих



- експлуатаційних впливів, від пожежі. Шкала сейсмічної інтенсивності. – Чинний від 2011-10-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – IV, 47 с.
7. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - Volume 1 and 2, Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November, 1996.
  8. FEMA 273. Federal Emergency Management Agency. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C. – October, 1997.
  9. Fajfar, P. EERI M. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. "Earthquake Spectra", Vol. 16, No.3, August, 2000, pp. 573-592.
  10. FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington, D.C. - November, 2000.
  11. Chopra, A.K. & Goel, R.K. (2000). Capacity-demand diagram methods based on inelastic design spectrum // Proc. of 12<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper № 1612.
  12. Нормативные документы по сейсмостойкому строительству нового поколения. Основные положения ДБН В.1.1-12: 2014: «Строительство в сейсмических районах Украины» с учетом рекомендаций европейского стандарта EN 1998-1 (ЕВРОКОД 8) и ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 / Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г., Бабик К.Н., Хавкин А.К. и др. // Наука та будівництво, 2015, № 4. - С. 4-11.
  13. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Зміна №1 від 22.12.2011р. Наказ № 374 від 1 квітня 2012 р., 2009. – Київ: ДП «Укрархбудінформ». – 37 с.
  14. Закон України «Про об'єкти підвищеної небезпеки» від 18.01.2001 р., № 2245-III.
  15. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. – Чинний від 2013-09-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2013. – III, 26 с.
  16. ДБН В.1.2-5:2007 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. – Чинні від 2008-01-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2007. – 13 с.
  17. Экспериментальные исследования несущих стен из газобетонных блоков D400 C2,5 и D300 C2,0 при вертикальных статических и горизонтальных сейсмических нагрузках / Немчинов Ю.И., Тарасюк В.Г., Марьенков В.Г., Жарко Л.А. и др. // Наука та будівництво, 2017, № 2. - С. 10-18.
  18. Проект трехэтажного жилого дома с несущими стенами из газобетона – «7-ми комнатный жилой дом «АРКА». - Киев: УкрНИИПГграждансельстрой, 2013.
  19. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость высотных зданий и сооружений / Ю.И. Немчинов. – Киев: Гудименко С.В., 2015. – 584 с.

## REFERENCES

1. DBN B.1.1 -12:2014 Construction in seismic regions of Ukraine. – In force since 2014-10-01. – K.: SE «Ukrarkhbudininform», 2014, VI. – 110 p.
2. Ghosh, S.K. State-of-the-Art in Precast Construction in USA. Associates Inc. – 54 p. Available at: [http://www.safecastproject.eu/index.php?option=com\\_docman&task=cat\\_view&gid=101&Itemid=53](http://www.safecastproject.eu/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=101&Itemid=53).
3. Design of structures for earthquake resistance in compliance with EUROCODE 8. Practical manual. Part 1. Under the general editorship of Prof. Iu. Nemchinov, NIISK, 2015. – Kyiv: TOV UTsRP. - 142 p.
4. DSTU-N BEN 1998-1:2010 Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1:2004, IDT).
5. Nemchinov Iu.I. Buildings and facilities earthquake resistance. In two parts. – Kyiv, 2008. – 480 p.
6. DSTU B V.1.1-28:2010 Protection against dangerous geological processes, harmful operational influences, against fire. Scale of seismic intensity. – In force since 2011-10-01. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudininform», 2011. – IV, 47 p.
7. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volumes 1 and 2, Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November, 1996.
8. FEMA 273. Federal Emergency Management Agency. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C. – October, 1997.
9. Fajfar P., M.EERI. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. «Earthquake Spectra», Vol. 16, No.3, August, 2000, pp. 573-592.
10. FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington, D.C. – November, 2000.





11. Chopra, A.K. & Goel, R.K. Capacity-demand diagram methods based on inelastic design spectrum // Proceedings of 12 World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000. Paper №1612.
12. Nemchinov, Iu.I., Marienkov, N.H., Babik, K.N., Dorofeev, V.S. et al. New generation regulatory documents on the earthquake resistant construction. Fundamental provisions of DBN V.1.-1-12: 2014 «Construction in seismic regions of Ukraine» with the allowance for the recommendations of the European Standard EN 1998-1 (EUROCODE 8) and DSTU-N B V.1.2-16:2013 // Science and Construction, 2015, No.4. – P. 4-11.
13. DBN V.1.2-14-2009. «The main principles of ensuring the structural safety of buildings, facilities, civil structures and bases». Amendment No.1 of 22.12.2011. Order No.374 of 01.04. 2012. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform». – 37 p.
14. Law of Ukraine «On objects of higher risk» of 18.01.2001, No.2245-III.
15. DSTU-N B V.1.2-16:2013 Definition of consequences (responsibility) class and complication category of building sites. – In force since 2013-09-01. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2013. – III, 26 p.
16. DBN V.1.2-5:2007 System of building objects reliability and safety ensuring. Scientific and technical support of construction objects. – In force since 2008-01-01. – Kyiv: SE «Ukrarkhbudinform», 2007. – 13 p.
17. Nemchinov, Iu.I., Tarasiuk, V.H., Marienkov, N. H., Zharko, L. A. et al. The experimental investigations of bearing walls of D400 C2.5 and D300 C2.0 aerated concrete units under vertical static and horizontal seismic loads // Science and Construction, 2017, No.2. – P. 10-18.
18. The project of a three-storey residential building with aerated concrete load-bearing walls. 7-room apartment building «ARKA». - Kyiv: UkrNIIPHrazhdanselstroi, 2013.
19. Nemchinov, Iu.I. High-rise buildings and facilities earthquake resistance. – Kyiv: Gudymenko S.V., 2015. – 584 p.

Стаття надійшла в редакцію 14.05.2018 р.



УДК 699.841+624.0125



**КОВРОВ А.В.**

Канд. технічних наук, проф., ректор Одеської державної академії будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна, e-mail: rektor@gmail.com, тел.: +38 (097) 282-93-23, ORCID: 0000-0001-9408-3246



**ШЕХОВЦОВ І.В.**

Канд. технічних наук, доц., Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна, e-mail: ogasanis@ukr.net, тел.: +38 (067) 628-79-17, ORCID: 0000-0003-3664-0723



**ПЕТРАШ С.В.**

Канд. технічних наук, доц., Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, Україна, e-mail: SvetlanaPetrash@ukr.net, тел.: +38 (068) 593-49-38, ORCID: 0000-0002-8567-3962

## БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ЗІ СТІНАМИ ІЗ ЦЕГЛИ І ВЕЛИКОРОЗМІРНИХ БЛОКІВ

### АНОТАЦІЯ

Більшу частину України займають території з особливими природними техногенними умовами, що повинні бути враховані під час спорудження будівель і споруд. У проектному рішенні повинна бути забезпечена надійність, безпека та зручність спорудження і експлуатації будівель, розроблено найбільш доцільне просторово-планувальне і конструктивне рішення.

Найменш придатними для умов сейсміки є будівлі зі стінами мурованими з цегли, дрібних блоків, каменів черепашнику або вапняку внаслідок підвищеної маси конструкцій та наявності великої кількості стиків і швів; водночас це найбільш розповсюджена будівельна система у масовому будівництві Південної України.

Наведено основні положення та загальні принципи ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України», за якими здійснюється проектування цегляних та блочних будівель та споруд в сейсмічних районах України. Також розглянутий підхід щодо визначення зчеплення в муруванні відповідно до європейських та американських стандартів (EN 1052-5:2005 та ASTM C1072).

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** мурування, стіни із цегли і великорозмірних блоків, руйнування мурування, пухотність, зчеплення в муруванні.

### СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ УКРАИНЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ СО СТЕНАМИ ИЗ КИРПИЧА И КРУПНОРАЗМЕРНЫХ БЛОКОВ

**КОВРОВ А.В.**

Канд. технических наук, проф., ректор, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина, e-mail: rektor@gmail.com, тел.: +38 (097) 282-93-23, ORCID: 0000-0001-9408-3246

**ШЕХОВЦОВ И.В.**

Канд. технических наук, доц., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина, e-mail: ogasanis@ukr.net, тел.: +38 (067) 628-79-17, ORCID: 0000-0003-3664-0723

**ПЕТРАШ С.В.**

Канд. технических наук, доц., Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина, e-mail: SvetlanaPetrash@ukr.net, тел.: +38 (068) 593-49-38, ORCID: 0000-0002-8567-3962



## АННОТАЦИЯ

Большую часть Украины занимают территории с особыми природными техногенными условиями, которые должны быть учтены при строительстве зданий и сооружений. При их проектировании должна быть обеспечена надежность и безопасность сооружения и эксплуатации зданий, разработаны наиболее эффективные пространственно-планировочные и конструктивные решения.

Наименее пригодными для условий сейсмичности являются здания со стенами из кирпича, мелких блоков, камня-ракушечника или известняка вследствие завышенной массы конструкций и наличия большого количества стыков и швов; при этом следует учитывать, что это наиболее распространенный строительный материал и, как следствие, конструктивная система, используемая при массовой застройке Южной Украины.

Приведены основные положения и общие принципы ДБН В.1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины», согласно которых осуществляется проектирование кирпичных и блочных зданий и сооружений в сейсмических районах Украины. Также рассмотрен подход к определению сцепления в кладке в соответствии с европейскими и американскими стандартами (EN 1052-5: 2005 и ASTM C1072).

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** кладка, стены из кирпича и крупноразмерных блоков, разрушение кладки, пустотность, сцепление в кладке.

## CONSTRUCTION OF BUILDINGS AND FACILITIES WITH WALLS MADE OF BRICKS AND LARGE-SIZE BLOCKS IN SEISMIC REGIONS OF UKRAINE KOVROV A.V.

PhD, Prof., rector, Odessa State Academy of Construction and Architecture,  
Odessa, Ukraine,  
e-mail: rektor@gmail.com,  
tel.: +38 (097) 282-93-23,  
ORCID: 0000-0001-9408-3246

## SHEKHOVTSOV I.V.

PhD, Ass. Prof., Odessa State Academy of Construction and Architecture,  
Odessa, Ukraine,  
e-mail: ogasanis@ukr.net,  
tel.: +38 (067) 628-79-17,  
ORCID: 0000-0003-3664-0723

## PETRASH S.V.

PhD, Ass. Prof., Odessa State Academy of Construction and Architecture,  
Odessa, Ukraine,  
e-mail: SvetlanaPetrash@ukr.net,  
tel.: +38 (068) 593-49-38,  
ORCID: 0000-0002-8567-3962

## ABSTRACT

Major territory of Ukraine are areas with special natural man-made conditions, which should be taken

into account during construction. When designing the structures, the reliability and safety of construction and operation of buildings should be ensured, the most effective spatial planning and conceptual solutions should be developed.

The least suitable for seismic conditions are buildings with walls made of bricks, small blocks, shell rock or limestone due to the increased weight of structures and the presence of a large number of joints and seams; at the same time it should be taken into account that this is the most common building material and, as a result, a constructive system used in the mass built-up of the Southern Ukraine.

The main provisions and general principles of DBN V.1.1-12: 2014 «Construction in seismic regions of Ukraine», according to which the design of brick and block buildings and structures of seismic regions of Ukraine, are presented. An approach to the definition of adhesion in masonry in accordance with European and American standards (EN 1052-5: 2005 and ASTM C1072) is also considered.

**KEY WORDS:** masonry, brick and large-sized walls, masonry destruction, hollowness, masonry bonding.

## ВСТУП

Більшу частину України займають території з особливими природними техногенними умовами, що повинні бути враховані під час спорудження будівель і споруд. Найважливішими з таких особливих умов, що слід приймати до уваги під час проектування, є:

- просідаючі ґрунти та підроблювані території;
- зони сейсмічної активності;
- підтоплювані і затоплювані території;
- карстнебезпечні території;
- насипні, біогенні, наливні та інші слабкі ґрунти;
- міські території зі щільною забудовою;
- екологічно небезпечні будівлі та території;
- об'єкти архітектури, для проектування яких відсутній повний комплекс необхідних нормативних документів.

У проектному рішенні повинна бути забезпечена надійність, безпека та зручність спорудження і експлуатації будівель, вироблено найбільш доцільне просторово-планувальне і конструктивне рішення.

Розглядаючи питання проектування об'єктів архітектури для спорудження у сейсмічних районах, слід зазначити, що кожного року на земній кулі відбувається декілька руйнівних землетрусів, тоді як загальна кількість сейсмічних поштовхів, що фіксують фахівці, досягає 300 тисяч. Інтервали між руйнівними землетрусами на одній і тій же території складають від 70 до 500 років. Сейсмічний вплив на об'єкти будівництва визначають у балах інтенсивності, для чого в Україні використовується шкала MSK-64. Вимоги до будівництва об'єктів регламентовано ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» (ці вимоги є мінімально необхідними, за бажанням замовника рівень вимог може бути підвищений).



Найменш придатними для умов сейсміки є будівлі зі стінами мурованими з цегли, дрібних блоків, каменів черепашнику або вапняку внаслідок підвищеної маси конструкцій та наявності великої кількості стиків і швів; водночас це найбільш розповсюджена будівельна система у масовому будівництві Південної України. Це обумовлено повсюдним поширенням сировини для їх виготовлення і якістю матеріалу. До їх числа можна віднести довговічність цегляних будівель, хорошу опірність атмосферним впливам, високу механічну міцність. Одним з істотних переваг житлових та громадських будівель з цегли, в порівнянні з будівлями з інших матеріалів, є кращий мікроклімат в приміщеннях внаслідок їх високих теплотехнічних якостей та звукоізоляції цегляних стін.

Такі будівлі з мурованими стінами рекомендується проектувати комплексної конструкції з влаштуванням у муруванні вертикальних залізобетонних монолітних включень – сердечників або колон, арматура яких зв'язана з армуванням горизонтальних поясів. Система сердечників або колон та поясів утворює каркас будівлі із несучим заповненням з мурування.

### ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ЦЕГЛЯНИХ ТА БЛОЧНИХ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ ЗГІДНО З ДІЮЧИМИ НОРМАМИ

Відповідно до діючих на теперішній час норм накладено обмеження щодо поверховості будівель та споруд, що будуються в сейсмічно небезпечних районах України (табл. 1).

Наведені дані відносно поверховості будівель були отримані за результатами проведених досліджень фахівцями із різних країн. Також, за даними проведених досліджень встановлений розмір економічних втрат від сейсмічних впливів для будівель та споруд з різними конструктивними схемами за однакової сейсмічності майданчика (рис. 1).

З наведеного випливає, що цегляні малоповерхові

Таблиця 1. Обмеження щодо поверховості будівель та споруд, які будуються в сейсмічно небезпечних районах України (за даними таблиці 7.1 ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України»)

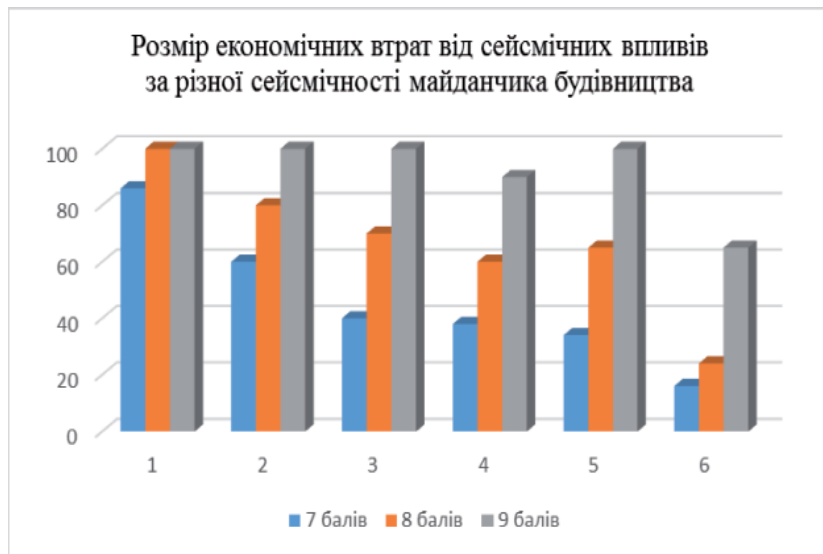
№	Несучі конструкції будівлі	Кількість надземних поверхів при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика (бали)			
		6	7	8	9
1	Каркасно-кам'яні	нс	10	7	5
2	Стіни з великих бетонних або віброцегляних блоків:				
	- дворядної розрізки, з'єднаних між собою за допомогою закладних деталей або арматурних випусків	9	5	4	2
	- дворядної розрізки, посилені суцільним вертикальним армуванням	нс	9	7	4
3	Стіни комплексної конструкції з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	12	5	4	3
4	Стіни з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	9	4	3	2

**Примітка.** Кількість поверхів у будівлях з кам'яними стінами при гарантованому нормальному зчепленні в кладці  $f_{xkl} \geq 180$  кПа (1,8 кгс/см<sup>2</sup>) може бути збільшена в районах сейсмічності 7 і 8 балів на один поверх.

будинки є найбільш вразливими до сейсмічних впливів та відносяться до найменш сейсмостійкого типу будівель, що обумовлено низкою факторів, та отримують найбільші пошкодження серед усіх розглянутих конструктивних типів будівель. Найбільш стійкими до сейсмічних впливів за рівнем економічних втрат є будівлі із залізобетонним або металевим каркасом. Інші будівлі за цим показником розташовані поміж ними.

Відповідно до діючих норм за даними ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» для мурування слід використовувати:

- за сейсмічності 6, 7 і 8 балів цеглу суцільну або порожнисту марки згідно з ДСТУ Б В.2.7-61 не нижче ніж М75. Керамічні вироби з пустотністю до 35% можуть бути застосовані в будівництві житлових будинків висотою до 5-ти поверхів за інтенсивності сейсмічних впливів 7 і 8 балів за умови забезпечення міцності цегли та керамічного каменю не нижче ніж М150 і міцності розчину не нижче ніж М75 в реальних умовах будмайданчика при відповідному контролі за цими показниками. У 9-бальних зонах слід застосовувати тільки суцільну цеглу;
- бетонні камені, суцільні та пустотілі блоки з бетону (у тому числі з легкого бетону, густиною не менше ніж 800 кг/м<sup>3</sup>) марки М50 і вище;
- камені та блоки правильної форми з черепашників або вапняків марки не нижче



**Рис. 1.** Розмір економічних втрат (у відсотках) від сейсмічних впливів для будівель та споруд з різними конструктивними схемами при однаковій сейсмічності майданчика:

- 1 – для безкаркасних споруд із стінами із цегли-сирцю;
- 2 – 1-2 поверхові будівлі із цегляними стінами та дерев'яними перекриттями;
- 3 – споруди із цегляними стінами та збірними залізобетонними перекриттями;
- 4 – 3-5 поверхові безкаркасні будівлі із цегляними стінами та дерев'яними перекриттями;
- 5 – будівлі із цегляними стінами комплексної конструкції (із залізобетонними включеннями);
- 6 – монолітний залізобетонний або металевий каркас із діафрагмами та ядрами жорсткості.

M35 або тувів (крім фельзитового) та інших природних матеріалів марки M50 і вище;

- розчини класу міцності на стиск не нижче ніж M50 на основі цементу з пластифікаторами та/або спеціальними добавками, що підвищують зчеплення розчину з цеглою або каменем.

Мурування повинне мати характеристичну міцність на вигин по неперев'язаних швах не менше 120 кПа, у будинках до трьох поверхів при сейсмічності майданчика будівництва 7 балів - 60 кПа (при цьому накладено наступні обмеження: ширина простінків не менше ніж 0,9 м, ширина прорізів не більше ніж 2 м, а відстань між осями поперечних стін не більше ніж 12 м).

За реальних умов каркасні споруди проектують таким чином, щоб вертикальні та горизонтальні навантаження сприймалися саме елементами каркасу (рис. 2). Але за наявності заповнення каркасу у вигляді мурування частину навантаження сприймає на себе саме мурування, яке в цьому випадку працює спільно із елементами каркасу.

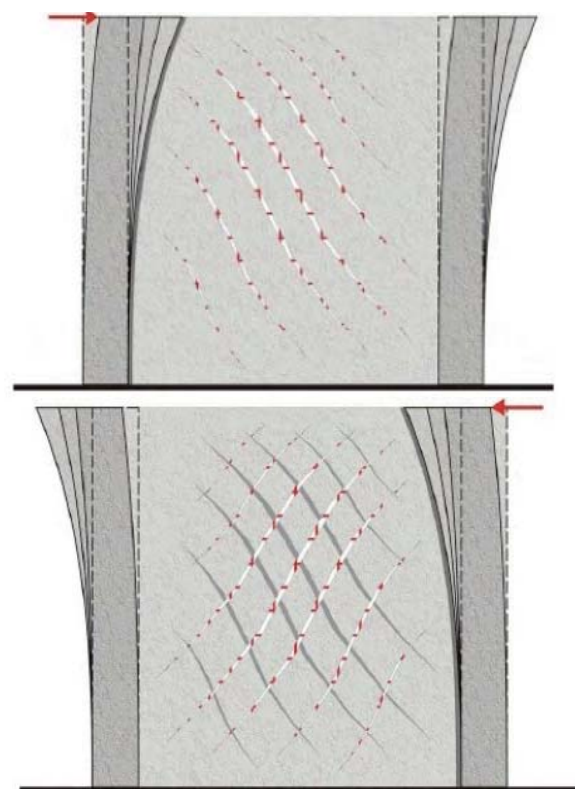
Дія статичного вертикального навантаження призводить до появи в невідсиленому армуванні муруванні тріщин внаслідок його роботи як центрально завантаженого (рис. 3а). Якщо розглядати стадії виникнення вертикальних тріщин, то спочат-

ку тріщини утворюються по вертикальних швах мурування, які з часом переходять на матеріал каменю. Об'єднуючись між собою, вони розподіляють мурування на окремі вертикальні гнучкі стовпчики, які, втрачаючи стійкість, призводять до руйнування мурування.

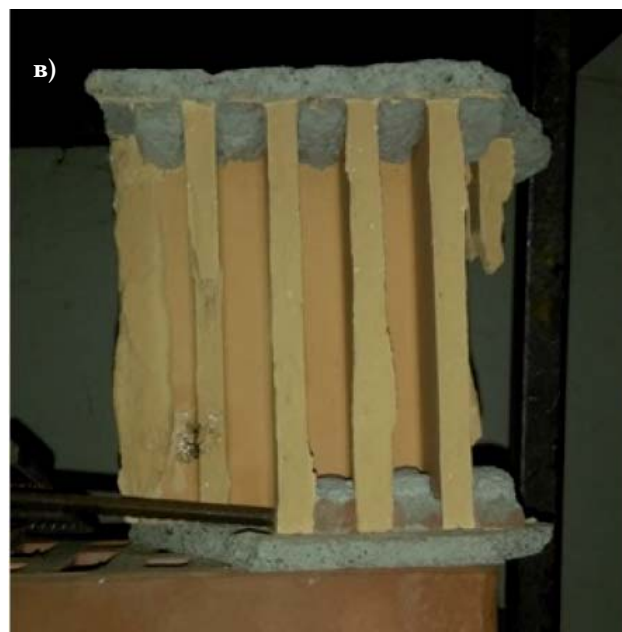
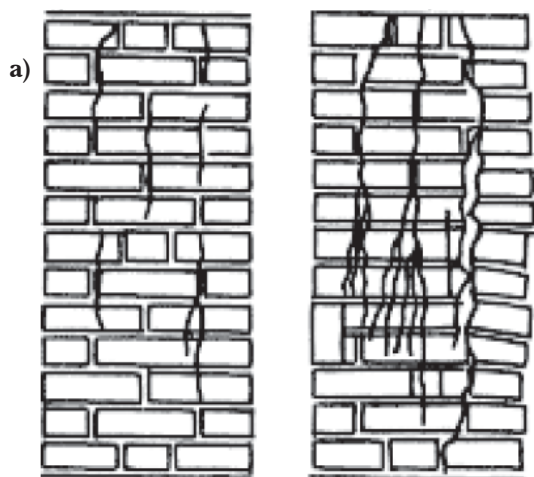
Поява тріщини – це початок крихкого руйнування, яке може також бути спровоковано наявністю пустот в самому камені (тут пустоти можна сприймати як заздалегідь наявні тріщини). За наявності пустот в матеріалі каменю руйнування відбувається при меншому навантаженні в порівнянні із муруванням із суцільного матеріалу (каменю).

На рис. 3б і 3в наведені дослідні зразки цегли із пустотністю, випробування яких на вертикальне статичне навантаження було проведено в лабораторії Одеської державної академії будівництва та архітектури (далі – ОДАБА).

Дія знакозмінного горизонтального навантаження призводить до появи діагональних тріщин в невідсиленому армуванні



**Рис. 2.** Схеми роботи каркасної споруди (раму) та каркасу із заповненням (використовується мурування в якості заповнення) під час дії горизонтального знакозмінного навантаження



**Рис. 3.** Дія статичного вертикального навантаження на мурування:  
а) – схема роботи мурування під навантаженням;  
б), в) – дослідний зразок із пустотністю до випробувань та після них стискаючим навантаженням відповідно

муруванні. Ці тріщини є результатом згинально-зсувної деформації мурування в своїй площині, що пов'язано із тим, що мурування може бути розглянуте як анізотропний неоднорідний матеріал, який має різні міцнісні та деформативні характеристики за різними напрямками його роботи.

Перехід на європейські нормативні документи змушує впроваджувати в будівельну практику закордонний досвід, що призводить до необхідності освоєння нових підходів до розрахункових методик і, особливо, до методів випробувань будівельних конструкцій і виробів. Одним із важливих факторів є якість безпосередньо самого мурування, а саме – забезпечення зчеплення між матеріалом (каменем) та розчином. Відповідно до вимог ДБН В.1.1-12:2014 характеристична міцність на вигин по неперев'язаних швах повинна бути не менше ніж 120 кПа. Стосовно кам'яної кладки для визначення міцності її зчеплення в Україні використовується методика, згідно з якою міцність зчеплення визначається як величина вертикального розтягуючого зусилля (рис. 4). Але осьового розтягування в реальних конструкціях практично ніколи не виникає, а кладка в швах під час горизонтальних впливів працює частково на стиск, частково на відрив.

Європейські та американські стандарти пропонують методику визначення міцності зчеплення в інший спосіб – методом згинального моменту, завдя-



**Рис. 4.** Дослідний зразок мурування для визначення міцності зчеплення за методикою ДСТУ Б В.2.6-174:2011



ки якому отримується по площі поверхні каменю величини зусиль різних знаків. Такий підхід до визначення міцності зчеплення в кладці представляє безперечний науковий інтерес. В лабораторії ОДАБА було проведено ряд натурних експериментів з випробувань кладки з різного виду каменів на цементно-піщаному будівельному розчині для визначення міцності зчеплення за рекомендаціями зарубіжних стандартів (EN 1052-5:2005 та ASTM C1072) (рис. 5). Проведені експериментальні дослідження дозволили визначити та проаналізувати міцність зчеплення в кладці за методом згинального моменту (різниця в результатах розглянутих методик складається з різних підходів до обробки результатів експерименту і становить до 6%).

### ПРОВЕДЕНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПІДТВЕРДЖУЮТЬ ПОЛОЖЕННЯ, НАВЕДЕНІ В ДБН В.1.1-12:2014 «БУДІВНИЦТВО У СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ».

Будівлі зі стінами із цегли та великорозмірних блоків, що розповсюджені в сейсмічних регіонах України, відносяться до найменш сейсмостійкого конструктивного типу споруд та піддаються найбільшим сейсмічним ушкодженням в порівнянні з іншими конструктивними типами споруд. Саме за цієї причини в діючих нормах висунуто вимоги щодо зменшення поверховості будівель та споруд із мурованими стінами та вимоги щодо антисейсмічних заходів.

Труднощі, пов'язані з отриманням достатнього зчеплення в муруванні, що виконують в звичайних умовах на будівельному майданчику, призводять до необхідності використання ефективних конструктивних методів його підсилення, а саме введення бетонних та залізобетонних включень, армування та інших засобів. Саме тому в ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» вису-

нуто вимоги щодо конструктивних рішень будівель із мурованими стінами:

- перевірка міцності кам'яних стінових конструкцій повинна виконуватися на позакентровий стиск, зріз і за похилими перерізами у площині стіни на головні напруження розтягу. Значення розрахункових опорів кладки  $f_{db}$ ,  $f_{xd2}$ ,  $f_{vd}$  по перев'язаних швах слід приймати згідно з ДБН В.2.6-162, а по неперев'язаних швах визначати в залежності від величини  $f_{xkl}$ , яку отримано за результатами випробувань, що виконуються в районі будівництва відповідно. Значення  $f_{db}$ ,  $f_{xd2}$ ,  $f_{vd}$  не повинні перевищувати відповідних значень при руйнуванні кладки по цеглі або каменю;
- висота поверхів будівель з несучими стінами із штучної кладки, не підсилені залізобетонними включеннями, не повинна перевищувати за розрахункової сейсмічності 7, 8 і 9 балів відповідно 5 м, 4 м і 3,2 м. Підсилюючи кладку залізобетонними включеннями (сердечниками), висоту поверху допускається приймати відповідно 6 м, 5 м, 4,2 м. Співвідношення висоти поверху до товщини стіни повинне бути не більше ніж 12;
- на рівні перекриттів і покриттів, виконаних із збірних елементів, по всіх стінах без розривів повинні встановлюватися антисейсмічні пояси з монолітного залізобетону з неперервним армуванням. У будівлях з монолітними залізобетонними перекриттями, замурованими по контуру в стіни, у випадку опирання монолітного перекриття на всю товщину стіни, антисейсмічні пояси в рівні цих перекриттів допускається не влаштовувати;
- у сполученнях стін у кладку повинні укладатися арматурні сітки загальною площею перерізу поздовжньої арматури не менше ніж  $1 \text{ см}^2$ , довжиною не менше ніж 120 см у кожний бік через 70 см за висотою за сейсмічності 7 і 8 балів і через 50 см – при 9 балах;
  - ділянки стін над горищним перекриттям заввишки більше 40 см, а також фронтони, повинні бути підсилені вертикальним армуванням або вертикальними залізобетонними включеннями, заанкерованими в антисейсмічний пояс;
  - у стінах комплексної конструкції сердечники повинні влаштовуватися в місцях сполучення стін, у віконних простінках, у місцях обрамлень дверних прорізів внутрішніх стін, на глухих ділянках стін кроком, який не перевищує висоту поверху. Сердечники повинні з'єднуватися з антисейсмічними поясами, анкеруватися за допомогою сіток у прилеглій кладці та виконуватися відкритими не менше ніж з одного боку. Якщо залізобетонні включення (сердечники) виконуються на торцях простінків, то поздовжня



Рис. 5. Дослідний зразок мурування для визначення міцності зчеплення за методикою EN 1052-5:2005 та ASTM C1072



арматура включень повинна бути з'єднана хомутами, укладеними в горизонтальних швах кладки;

- у каркасно-кам'яних будівлях монолітні залізобетонні колони повинні виконуватися в місцях сполучень стін перерізом не менше ніж 40 см × 40 см, відкритими не менше ніж з одного боку, з бетону класу за міцністю на стиск не нижче ніж С12/15. Відстань між колонами допускається не більше ніж 8 м. Арматура колон повинна анкеруватися в поперкових монолітних (збірно-монолітних) поясах і в фундаментах. Збірно-монолітні пояси повинні забезпечувати контакт кладки з монолітним бетоном не менше ніж на 60% від загальної площі обпирання пояса на кладку. Поперечне армування колон виконується відповідно до вимог армування колон каркасних будівель.

### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

- ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України – Чинні від 2014-10-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2014. – VI, 110 с.
- ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – Чинні від 2011-09-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – VI, 97 с.
- Поляков С.В. Сцепление в кирпичной кладке. / С.В. Поляков - М.: Гос. изд-во литературы по стр-ву и архитектуре, 1959. - 85 с.
- Eurocode 6. Design of masonry structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. - 123 p.
- EN 1052-5:2005. Methods of test for masonry. Determination of bond strength by the bond wrench method. – 18 p.
- ASTM C 1072. Standard Test Methods for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength. - 19 p.
- ДСТУ Б В.2.6-174:2011 Конструкції кам'яні. Метод визначення міцності зчеплення в кам'яній кладці (ГОСТ 24992-81, MOD) – Чинний від 2012-12-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2012. – V, 12 с.
- Экспериментальные исследования прочности сцепления кладки из различного типа камней согласно стандартов EN 1052-5:2005 и ASTM C1072 / [Шеховцов И.В., Петраш С.В., Бондаренко А.В., Шеховцов В.И.] // Будівельні конструкції: зб. наукових пр. – Київ, ДП НДІБК, 2015. – Вип. 82. – С. 550 -557.

### REFERENCES

- DBN V.1.1-12:2014 Construction in seismic regions of Ukraine – Valid from 2014-10-01. – K.: DP «Ukrarkhbudinform», 2014. – VI, 110 p.
- DBN V.2.6-162:2010 Masonry and reinforced masonry structures. General provisions – Valid from 2011-09-01. – K.: DP «Ukrarkhbudinform», 2011. – VI, 97 p.
- Polyakov, S.V. Brick masonry bonding / S.V. Polyakov - M.: Gos. Izd-vo literaturi po strvu i arkhitekture, 1959. - 85 p.
- Eurocode 6. Design of masonry structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. - 123 p.
- EN 1052-5:2005. Methods of test for masonry. Determination of bond strength by the bond wrench method. – 18 p.
- ASTM C 1072. Standard Test Methods for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength. - 19 p.
- DSTU B V.2.6-174:2011 Masonry structures. Method for determination of masonry bonding strength (GOST 24992-81, MOD) – Valid from 2012-12-01. – K.: DP «Ukrarkhbudinform», 2012. – V, 12 p.
- Experimental studies of masonry bonding strength of various types of masonry according to EN 1052-5:2005 and ASTM C1072 / [Shekhovtsov I.V., Petrash S.V., Bondarenko A.B., Shekhovtsov V.I.] // Budivelni konstruktsii: zb. naukovukh pr. – K., NIISK, 2015. – Iss. 82. – P. 550 -557.

Стаття надійшла до редакції 07.02.2019 р.





УДК 006:69:004.048



**ИСАЕНКО Д.В.**

Канд. наук з державного управління, віце-президент, Конфедерація будівельників України,  
м. Київ, Україна,  
тел.: +38 (044) 200-04-52,  
e-mail: isaienko.d.v@gmail.com,  
ORCID: 0000-0002-6093-3967

## СТРУКТУРА ТА ОСОБЛИВОСТІ МЕТОДОЛОГІЇ ПОБУДОВИ СИСТЕМИ ТЕХНІЧНОГО РЕГУЛЮВАННЯ В БУДІВНИЦТВІ

### АНОТАЦІЯ

Детальний аналіз досвіду впровадження нових принципів технічного регулювання у будівництві України свідчить, що в цілому проблема наукового обґрунтування цієї діяльності є системною проблемою.

Її розв'язання полягає у необхідності представлення «технічного регулювання» у якості своєрідного напрямку наукових досліджень з подальшим створенням наукової методології цього напрямку. Таким чином, забезпечуються системні основи створення соціотехнічної системи «технічне регулювання», основною цільовою концепцією якої є запровадження «параметричного» підходу на противагу «приписувальному».

Отже, технічне регулювання як прикладний соціально-орієнтований науковий напрямок потребує створення власних методологічних наукових основ та інструментальних засобів розроблення та реалізації.

В статті детально проаналізовані основні складові ієрархічної системної методології технічного регулювання як науки, що функціонує у конфліктному науковому та адміністративному середовищах. Висвітлено особливості побудови та функціонування методології, що складається з предметно-наукової, інформаційно-конфліктологічної та соціотехнічної підсистем, на основі SWOT-аналізу виявлено сучасний зріз якісного стану розвитку наукової системи «технічне регулювання» за ключовими системними показниками.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** технічне регулювання, методологія, параметричний підхід, SWOT-аналіз.

### СТРУКТУРА И ОСОБЕННОСТИ МЕТОДОЛОГИИ ПОСТРОЕНИЯ СИСТЕМЫ ТЕХНИЧЕСКОГО РЕГУЛИРОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИСАЕНКО Д.В.

Канд. наук по государственному управлению, вице-президент, Конфедерация строителей Украины,  
г. Киев, Украина,

тел.: +38 (044) 200-04-52,  
e-mail: isaienko.d.v@gmail.com,  
ORCID: 0000-0002-6093-3967

### АННОТАЦИЯ

Детальный анализ опыта внедрения новых принципов технического регулирования в строительстве Украины свидетельствует, что в целом проблема научного обоснования этой деятельности является системной проблемой. Ее решение заключается в необходимости представления «технического регулирования» в качестве своеобразного направления научных исследований с последующим созданием научной методологии этого направления. Таким образом, обеспечиваются системные основы создания социотехнической системы «технического регулирования», основной целевой концепцией которой является введение «параметрического» подхода в противовес «приписывающего».

Таким образом, техническое регулирование как прикладное социально-ориентированное научное направление требует создания собственных методологических научных основ и инструментальных средств разработки и реализации. В статье подробно проанализированы основные составляющие иерархической системной методологии технического регулирования как науки, которая функционирует в конфликтной научной и административной средах. Освещены особенности построения и функционирования методологии, которая состоит из предметно-научной, информационно-конфликтологической и социотехнической подсистем, на основе SWOT-анализа выявлен современный срез качественного состояния развития научной системы «техническое регулирование» по ключевым системным показателям.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** техническое регулирование, методология, параметрический подход, SWOT-анализ.



## STRUCTURE AND FEATURES OF METHODOLOGY FOR THE TECHNICAL REGULATION SYSTEM DEVELOPMENT IN CONSTRUCTION

**ISAIENKO D.V.**, PhD in Public Administration, Vice-President, Confederation of Builders of Ukraine, Kyiv, Ukraine,  
tel.: +38 (044) 200-04-52,  
e-mail: isaienko.d.v@gmail.com,  
ORCID: 0000-0002-6093-3967

### ABSTRACT

A detailed analysis of the experience of new technical regulation principles implementation in the construction sector of Ukraine shows that, in general, the problem of the scientific substantiation of this activity is a systemic problem. Its solution consists in the necessity of presenting «technical regulation» as a specific direction of scientific research with the subsequent creation of the scientific methodology for this direction. Thus, the systemic basis for the creation of a «technical regulation» sociotechnical system is provided, the main target concept of which is the introduction of a «parametric» approach as opposed to the «attributing» one.

Thus, technical regulation as an applied socially oriented scientific direction requires the creation of its own methodological scientific foundations and instrumental means for the development and implementation. The main components of the hierarchical systemic methodology of technical regulation as a science, which functions in conflict scientific and administrative environments are analyzed in detail in this article. The features of the construction and operation of the methodology, which consists of the subject-scientific, information and conflict managing and sociotechnical subsystems, are highlighted; a modern assessment of the qualitative state of the «technical regulation» scientific system development by the key system indicators is revealed on the basis of the SWOT analysis.

**KEY WORDS:** technical regulation, methodology, parametric approach, SWOT-analysis.

### ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Впровадження сучасних концепцій та підходів у технічному регулюванні будівельної галузі України відбувається вже протягом значного періоду часу, але визначити в цілому цей процес як системний досить складно.

Серед причин такого стану відмітимо наступне:

- переважне застосування нормативної бази, що дотепер ґрунтується на жорстко регламентованому «приписувальному» підході;
- фрагментарність і безсистемність процесу імплементації нормативних документів, гармонізованих з нормами ЄС;
- практика одночасного застосування документів нормативної бази, окремі положення яких протирічать одне одному;
- певна неузгодженість понятійного апарату та термінології в законодавчих актах і доку-

ментах нормативної бази, кон'юнктурність термінотворення;

- безсистемність дій в адміністративному середовищі соціотехнічної системи (далі – СТС) технічного регулювання (далі – ТР), як приклад – функціональний розрив у повноваженнях Мінрегіону та Мінекономрозвитку, що ускладнює суб'єктне середовище системи та призводить до зниження якісного рівня створених норм і стандартів;
- відсутність обґрунтованої оптимальної структури взаємозв'язків та оптимізації зв'язків між суб'єктами та об'єктами технічного регулювання і, як результат, недосконалість структури суб'єктного середовища;
- невизначеність і непослідовність впровадження сучасних концепцій побудови та функціонування СТС технічного регулювання, відповідних механізмів та інструментів переходу від «приписувального» до «параметричного» підходу.

Детальний аналіз вищевказаного свідчить, що в цілому проблема науково обґрунтованого впровадження нових принципів технічного регулювання у будівництві є системною проблемою. Її розв'язання полягає у необхідності розроблення системної наукової методології створення СТС технічного регулювання, основною цільовою концепцією якої є запровадження «параметричного» підходу у технічному регулюванні.

Таким чином, очевидно, що технічне регулювання як прикладний соціально-орієнтований напрямок потребує створення власних методологічних наукових основ та інструментальних засобів розроблення та реалізації.

### МЕТА СТАТТІ

Висвітлення принципів побудови науково-обґрунтованої методології створення системи технічного регулювання в будівництві.

З системної точки зору «технічне регулювання» як комплексний наукоємний прикладний напрямок є відкритою складною СТС, що функціонує у конфліктному зовнішньому середовищі.

Розглянемо загальну ієрархічну структуру методології прикладної наукової дисципліни, що функціонує у зовнішньому предметно-науковому та адміністративному середовищах [1]. Використовується розширене трактування поняття «методологія», доцільність використання якого визначається відкритістю напрямку, що розглядається, до зовнішнього оточення. Вказане розширене трактування полягає в наступному.

Поряд з предметно-науковою (змістовною та формальною) складовою, що базується на певному теоретико-методологічному ядрі науки, має бути вибудована інформаційно-конфліктологічна та соціально-технічна складові, відповідно:

- а) система регулювання взаємодії науки з ото-



ченням, формалізації схем трансформації її теоретико-методологічного ядра;

- б) система управління знаннями та наукою в цілому, система захисту наукового напрямку в зовнішньому середовищі.

Очевидно, що інформаційно-конфліктологічний компонент методології має забезпечити цілісність і поступальний розвиток дисципліни.

В свою чергу, соціотехнічний її аспект є засобом регулювання внутрішньої системної нестабільності та узгодження всіх напрямків розвитку, що існують фізично або потенційно в науковій дисципліні як сітковій організаційній системі.

Таким чином, методологічна система «технічного регулювання» як наукового напрямку утворена трьома супідрядними підсистемами (рис. 1).

1. **Предметно-наукова підсистема** – містить структуру, зміст і визначає рівень розвитку унікального наукового продукту, що виділяє напрямок у якості самодостатньої наукової системи. Підсистема складається із:

- теоретико-методологічного ядра (далі – ТМЯ), концептуальної системи, парадигми [2];
- інструментальних засобів, методів і моделей, притаманних даній науці або залучених із зовнішнього наукового оточення;
- історіографії даного напрямку (галузі), що містить упорядковану інформацію щодо генезису та знакових етапів розвитку, що принципово вплинули на сучасний науковий зміст напрямку;
- понятійного апарату, що формується як зовнішнім середовищем, так і самою системою за певними правилами та з визначеними обмеженнями [3];
- типології та систематики, що містить необхідні внутрішні ієрархічні побудови наукового напрямку, класифікації та правила впорядкування елементів системи.

Слід зазначити, що на різних етапах життєвого циклу наукової системи рівень розвитку складових предметно-наукової підсистеми є різним. Так, для теоретично розвинених, «класичних» наукових дисциплін характерним є існування багатьох

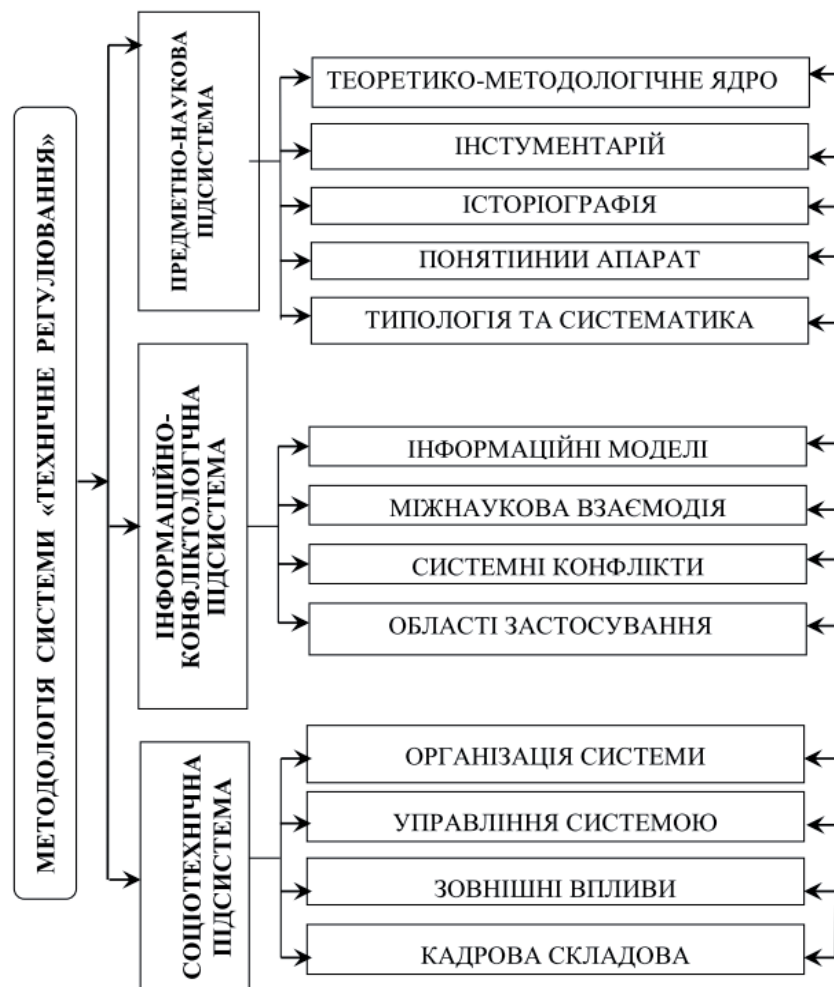


Рис. 1. . Загальна ієрархічна структура методології наукового напрямку «Технічне регулювання в будівництві»

внутрішніх теоретичних напрямків і концепцій, розвиненість власних інструментальних і методичних засобів, стабільність понятійного апарату та ієрархічних побудов. В таких випадках в даній підсистемі виникає навіть такий структурний елемент, як «закони формування ТМЯ та інструментарію».

В нашому ж випадку має місце етап початкового формування наукової підсистеми напрямку ТР, для якого характерним є концептуальна уніфікованість (парадигма «параметричного» підходу), практична відсутність власного інструментарію, значний об'єм інформації з досвіду розвитку напрямку як в історичному, так і в регіональному вимірах і, як результат, розбалансованість понятійного апарату [4] та відсутність чіткої типологічної побудови.

2. **Інформаційно-конфліктологічна складова** визначає інформаційну структуру напрямку, стан її розвитку та специфіку конфліктної взаємодії як елементів всередині системи, так і взаємодію системи з зовнішнім науковим та науково-адміністративним оточенням. Інформаційно-конфліктологічну підсистему складають:

- інформаційні моделі - інформаційна структура наукового продукту, яку зручно пред-



ставити моделлю Г. Добрава [5], в якій наукова інформація (I0) визначається трьома компонентами: фактичний матеріал (F0); інструментальні засоби, методи та моделі (M0); теоретична платформа даної науки (C0);

- міжнаукова взаємодія – правила раціонального дистанціювання та продуктивної взаємодії напрямку з науковим оточенням (асиміляція, синтезування галузей, суміжність наук тощо);
- системні конфлікти – дослідження конфліктів внутрішнього та зовнішнього порядку на всіх рівнях ієрархії системи та етапах її життєвого циклу. Конфліктологічний аналіз внутрішніх елементів системи «технічне регулювання» є надзвичайно важливим, оскільки він фактично визначає раціональну структуру відношень суб'єктів і об'єктів та модель формування системи нормативних вимог в технічному регулюванні [6 – 8];
- область застосування – дослідження та прогностичне моделювання розвитку області застосування практичного (фактичного) продукту як результату системного функціонування СТС ТР.

Зазначимо, що інформаційно-конфліктологічна підсистема забезпечує обґрунтування безконфліктності внутрішньої структури ТР та є своєрідним механізмом перенесення наукоємних результатів предметно-наукової підсистеми ТР до середовища впровадження.

3. **Соціально-технічна підсистема** забезпечує реалізацію організаційно-управлінських і технологічних аспектів впровадження науково обґрунтованих результатів функціонування системи ТР в середовищі впровадження. Підсистема складається з наступних елементів:

- організація системи – визначає принципи та правила побудови організаційних структур системи технічного регулювання в актуальному стані, в процесі трансформації до системного впровадження параметричного підходу, в прогностичних моделях розвитку будівельної галузі тощо;
- управління системою – визначає раціональні управлінські підходи та моделі управління системою та її функціонування на всіх етапах життєвого циклу, включаючи процеси внутрішніх структурних перетворень (реінжиніринг);
- зовнішні впливи – досліджує стан, трансформації та характер взаємодії зовнішнього адміністративного оточення, в якому функціонує система (органи державного управління, недержавні структури, законодавча база, пов'язана з системою

технічного регулювання тощо);

- кадрова складова – забезпечує професійну кадрову підтримку процесу створення об'єктів технічного регулювання шляхом створення відповідних напрямків підготовки у профільних закладах вищої освіти та системі післядипломної освіти. Тут слід відзначити певний досвід КНУБА у розвитку даного напрямку, а саме, відкриття на будівельному факультеті напрямку підготовки фахівців «Стандартизація та сертифікація в будівництві».

Для аналізу сучасного якісного стану (рівня системності) методологічної парадигми наукового напрямку «технічне регулювання» скористаємось методом SWOT-аналізу, використавши методику, запропоновану в [1].

Проаналізуємо елементи методології за системними ознаками, присвоївши кожному елементу умовну оцінку (1, 0, -1), що мають в конкретному випадку наступний зміст:

- наявність типологічного та понятійно-термінологічного впорядкування методології – (створена, в стадії створення, відсутня);
- системна довершеність – (є цілісною системою, реалізована на рівні підсистем, системність відсутня);
- стадія детермінованого циклу та динаміка розвитку – (зростання, стабільність, редукція);
- рівень дійсної та потенційної конфліктності – (безконфліктна, локально конфліктна, конфліктна);
- відкритість до змін (консерватизм системи) – (відкрита, нейтральна, консервативна);
- загальні перспективи розвитку – (високі, помірні, низькі).

Результати аналізу представлені в табл. 1. Знаком (\*) відзначено тривіальні значення показників.

Загальний розподіл оцінок у рейтинговій таблиці свідчить про актуальний стан розвитку методології технічного регулювання як про слабо впорядковану та слабо структуровану систему з потенційно високим рівнем конфліктності, але значним наукоємним потенціалом і відкритістю до наповнення, що знаходиться на висхідному циклі розвитку.

## ВИСНОВКИ

Створення системної методології технічного регулювання як наукоємного прикладного напрямку вирішує не тільки проблему його впорядкування, а й встановлює взаємозв'язок ієрархічно пов'язаних підсистем системи ТР та відкриває можливості до розвитку інструментально-методичних складових системи. Дослідження інформаційно-конфліктологічних



Таблиця 1. Оцінка якісного рівня методології

№ п/п	ЕЛЕМЕНТИ ПІДСИСТЕМ	ТИПОЛОГІЯ	СИСТЕМА	СТАДІЯ	КОНФЛІКТНІСТЬ	ВІДКРИТІСТЬ	ПЕРСПЕКТИВА
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Історіографія	1	0	1	0	-1	-1
2	Понятійний апарат	-1	0	1	-1	1	1
3	Типологія та систематика	*	-1	0	0	0	0
4	Інструментарій	-1	0	1	1	1	1
5	Теоретико-методологічне ядро	0	0	1	1	0	0
6	Інформаційні моделі	1	1	0	0	1	0
7	Міжнаукова взаємодія	0	0	1	-1	1	1
8	Області застосування	-1	0	1	-1	0	0
9	Системні конфлікти	1	1	0	*	0	0
10	Організація системи	0	0	1	-1	1	1
11	Управління системою	0	0	1	-1	1	1
12	Зовнішні впливи	0	-1	0	-1	1	0
13	Кадрова складова	1	0	1	1	1	1
	<b>Загальний рейтинг</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>+9</b>	<b>-3</b>	<b>+7</b>	<b>+5</b>

та організаційно-технічних аспектів методології створює умови для безконфліктного, безпечного та поступального розвитку напрямку в зовнішньому середовищі.

#### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Плоский В.О. Структура методології прикладної геометрії та її SWOT-аналіз / В.О. Плоский // Вестн. Херсонського нац. технічного ун-та. – Херсон, 2008. – Вип. 3 (31). – С. 398-401.
2. Холтон Дж. Тематический анализ науки / Дж. Холтон. – М.: Прогресс, 1981. – 384 с.
3. Ісаєнко Д.В. Терміни та визначення як підґрунтя забезпечення формування законодавчої та нормативної бази інвестиційної діяльності, гармонізованої з нормами законодавства Європейського Союзу / Д.В. Ісаєнко // Містобудування та територіальне планування. – Київ: КНУБА, Міносвіти. – 2016. – Вип. 62, Ч. 1. – С. 228-234.
4. Ісаєнко Д.В. Про деякі негативні наслідки некоректного застосування термінів та визначення понять в містобудівному та спеціальному законодавстві / Д.В. Ісаєнко // Зб. наукових пр. «Будівельне право: проблеми теорії і практики». – Київ – Тернопіль: Матеріали Першої науково-практ. конф. (3 листопада 2017 р.) – КНУБА: Економічна думка, 2017. – С. 27-33.
5. Добров Г.М. Наука о науке: введ. в общее нау-

коведение / Г.М. Добров. – Киев: Наукова думка, 1970. – 320 с.

6. Ісаєнко Д.В. Об'єкти технічного регулювання у будівництві. Міжвідомчий науково-технічний зб. / Д.В. Ісаєнко // Технічна естетика і дизайн. – Київ: КНУБА, 2017 р.
7. Ісаєнко Д.В. Суб'єкти технічного регулювання у буд-ві / Д.В. Ісаєнко // Містобудування та територіальне планування. – 2018. – Вип. 66. – С. 223-231.
8. Ісаєнко Д.В. Базова модель побудови системи визначення нормативних вимог у буд-ві / Д.В. Ісаєнко // Містобудування та територіальне планування. – 2018. – Вип. 68. – С. 209-219.

#### REFERENCES

1. Ploskyi, V.O. (2008). The structure of applied geometry methodology and its SWOT-analysis. Bull. of Kherson National Techn. Univ., 3 (31), 398 – 401 [in Ukrainian].
2. Holton, G. (1981). Thematic analysis of science. M.: Progress [in Russian].
3. Isaienko, D.V. (2016). Terms and definitions as the basis for ensuring the formation of legislative and regulatory framework for the investment activity harmonized with the EU standards and regulations. Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, 62, Part 1, 228-234 [in Ukrainian].
4. Isaienko, D.V. (2017). On some negative consequences of incorrect terms use and concepts definitions in urban planning and specific legislation. Construction law: Problems of theory and practice. Proceedings: Kyiv – Ternopil: The First scientific and practical conf. (November 3, 2017), 27-33. K.: KNUBA. Ekonomichna dumka [in Ukrainian].
5. Dobrov, H.M. (1970). Science about science: Introduction to the general science studies. K.: Naukova dumka [in Russian].
6. Isaienko, D.V. (2017). Technical aesthetics and design. Objects of technical regulation in constr. K.: KNUBA [in Ukrainian].
7. Isaienko, D.V. (2018). Subjects of techn. regulation in constr. Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, 66, 223-231 [in Ukrainian].
8. Isaienko, D.V. (2018). The base model of the system formation for determining the normative requirements in constr. Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, 68, 209-219 [in Ukrainian].

Стаття надійшла до редакції 12.02.2019 р.



УДК 699.841+624.042.7



**КЕНДЗЕРА О.В.**

Канд. фіз.-мат. наук, член-кор. НАН України, заступник директора, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна Національної академії наук України, м. Київ, Україна,  
e-mail: kenzera@igph.kiev.ua,  
тел.: +38 (044) 423-81-43,  
ORCID: 0000-0003-0691-0227



**СЕМЕНОВА Ю.В.**

Канд. фіз.-мат. наук, науковий співробітник, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна Національної академії наук України, м. Київ, Україна,  
e-mail: ulaska@ukr.net,  
тел.: +38 (097) 780-89-88,  
ORCID: 0000-0003-4628-8663



**ВЕРБИЦЬКИЙ С.Т.**

Канд. фіз.-мат. наук, провідний науковий співробітник, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна Національної академії наук України, м. Львів, Україна,  
e-mail: sergever@gmail.com,  
тел.: +38 (067) 927-08-00,  
ORCID: 0000-0003-1138-8648



**ЄГУПОВ В.К.**

Інженер, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна Національної академії наук України, м. Одеса, Україна,  
e-mail: slava.yegupov@gmail.com,  
тел.: +38 (096) 369-09-17,  
ORCID: 0000-0001-5093-6948



**ЛІСОВИЙ Ю.В.**

Молодший науковий співробітник, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна Національної академії наук України, м. Київ, Україна,  
e-mail: lisovyi@ukr.net,  
тел.: +38 (097) 494-16-11,  
ORCID: 0000-0001-6145-9251

## ВПЛИВ ЛОКАЛЬНИХ ҐРУНТОВИХ УМОВ НА СЕЙСМІЧНІ КОЛИВАННЯ МАЙДАНЧИКА ТАШЛИЦЬКОЇ ГАЕС

### АНОТАЦІЯ

Метою роботи є дослідити вплив фільтруючих властивостей осадової товщі на сейсмічні коливання будівельних або експлуатаційних майданчиків, розміщених на території України. Проаналізовано вплив фізико-механічних властивостей осадової товщі на сейсмічний ефект на поверхні в межах території Ташлицької гідроакумулювальної електростанції (ГАЕС) при можливих сейсмічних впливах з різними максимальними піковими прискореннями, що з імовірністю 99% не будуть перевищені за найближчі 50 років. Перевірено твердження, згідно з яким, зменшення товщини осадового шару завжди покращує сейсмічні умови будівництва. Результати отримано шляхом моделювання реакції ґрунтової товщі на сейсмічні впливи з використанням програмного продукту ProShake. При моделюванні поведінка кожно-

го шару сейсмогеологічної моделі ґрунтової товщі задавалася моделлю Кельвіна-Фойгта (в'язко-пружною). Кожний шар сейсмогеологічної моделі ґрунтової товщі характеризувався такими параметрами, як: товщина шару, густина, швидкості поздовжніх і поперечних хвиль, нелінійні залежності модуля зсуву і коефіцієнта поглинання від зсувної деформації. Використання при розрахунках залежностей модуля зсуву і коефіцієнта поглинання від зсувної деформації дозволяють врахувати нелінійну реакцію ґрунтової товщі на сейсмічні впливи. Показано, що зменшення товщини осадового шару під будівельним майданчиком не завжди зменшує значення параметрів сейсмічних впливів. Рентабельність з усунення верхнього пухкого осадового шару слід оцінювати у кожному конкретному випадку. Проектувальникам слід враховувати інформацію



про фільтруючі властивості ґрунтової товщі під будівельним майданчиком, вибираючи параметри проєктованих споруд такими, що забезпечують їх максимальну стійкість при сейсмічних впливах. Зміна параметрів ґрунтових умов на будівельному майданчику може істотно вплинути на сейсмічний ефект на його поверхні. Отримані дані про фільтруючі властивості ґрунтової товщі на кожній із ділянок досліджуваної території, для якої визначаються кількісні характеристики сейсмічної небезпеки, дозволяють одночасно забезпечити стійкість проєктованих об'єктів та істотно зменшити вартість сейсмостійкого будівництва за рахунок уникнення резонансного підсилення осадовою товщею сейсмічних коливань на власних періодах проєктованих споруд.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** підсилення сейсмічних коливань, модель ґрунтової товщі, фільтруючі властивості, резонансні явища, сейсмостійке будівництво, сейсмічне мікрорайонування.

### ВЛИЯНИЕ ЛОКАЛЬНЫХ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ КОЛЕБАНИЯ ПЛОЩАДКИ ТАШЛЫКСКОЙ ГАЭС

**КЕНДЗЕРА А.В.** Канд. физ.-мат. наук, членкор. НАН Украины, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: kendzera@igph.kiev.ua, тел.: +38 (044) 423-81-43, ORCID: 0000-0003-0691-0227

**СЕМЕНОВА Ю.В.** Канд. физ.-мат. наук, научный сотрудник, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: ulaska@ukr.net, тел.: +38 (097) 780-89-88, ORCID: 0000-0003-4628-8663

**ВЕРБИЦКИЙ С.Т.** Канд. физ.-мат. наук, ведущий научный сотрудник, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Львов, Украина, e-mail: sergever@gmail.com, тел.: +38 (067) 927-08-00, ORCID: 0000-0003-1138-8648

**ЕГУПОВ В.К.** Инженер, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Одесса, Украина, e-mail: slava.yegupov@gmail.com, тел.: +38 (096) ) 369-09-17, ORCID: 0000-0001-5093-6948

**ЛЕСОВОЙ Ю.В.** Младший научный сотрудник, Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, г. Киев, Украина, e-mail: lisovyi@ukr.net, тел.: +38 (097) 494-16-11, ORCID: 0000-0001-6145-9251

### АННОТАЦИЯ

Целью работы является исследование влияния фильтрующих свойств осадочной толщи на сейсмические колебания строительных или эксплуатационных площадок, расположенных на территории Украины. Проанализировано влияние физико-механических свойств осадочной толщи на сейсмический эффект на поверхности в пределах территории Ташлыкской гидроаккумулирующей электростанции (ГАЭС) при возможных сейсмических воздействиях с различными максимальными пиковыми ускорениями, которые с вероятностью 99% не будут превышены в ближайшие 50 лет. Проверено утверждение, согласно которому, уменьшение мощности осадочного слоя всегда улучшает сейсмические условия строительства. Результаты получены путем моделирования реакции толщи грунта на сейсмические воздействия с использованием программного продукта ProShake. При моделировании поведение каждого слоя сейсмогеологической модели ґрунтовой толщи задавалась моделью Кельвина-Фойгта (вязко-упругой). Каждый слой сейсмогеологической модели ґрунтовой толщи характеризовался такими параметрами, как: толщина слоя, плотность, скорости продольных и поперечных волн, нелинейные зависимости модуля сдвига и коэффициента поглощения от сдвиговой деформации. Использование при расчетах зависимостей модуля сдвига и коэффициента поглощения от сдвиговой деформации позволяют учесть нелинейную реакцию ґрунтовой толщи на сейсмические воздействия. Показано, что уменьшение толщины осадочного слоя под строительной площадкой не всегда уменьшает проявления сейсмических воздействий. Рентабельность по устранению верхнего рыхлого осадочного слоя следует оценивать в каждом конкретном случае. Проектировщикам следует учитывать информацию о фильтрующих свойствах ґрунтовой толщи под строительной площадкой, выбирая параметры проектируемых сооружений такими, которые обеспечивают их максимальную устойчивость при сейсмических воздействиях. Изменение параметров ґрунтовых условий на строительной площадке может существенно повлиять на сейсмический эффект на его поверхности. Полученные данные о фильтрующих свойствах ґрунтовой толщи на каждом из участков исследуемой территории, для которой определяются количественные характеристики сейсмической опасности, позволяют одновременно обеспечить устойчивость проектируемых объектов и существенно уменьшить стоимость сейсмостойкого строительства путем избегания резонансного усиления осадочной толщиной сейсмических колебаний на собственных периодах проектируемых сооружений.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** усиление сейсмических колебаний, модель ґрунтовой толщи, фильтрующие свойства, резонансные явления, сейсмостойкое строительство, сейсмическое микрорайонирование.



## THE INFLUENCE OF LOCAL SOIL CONDITIONS ON THE SEISMIC VIBRATIONS OF THE SITE OF THE TASHLYK HYDROELECTRIC PUMPED STORAGE POWER PLANT (HEPSPP)

**KENDZERA O.V.** PhD, Corresponding Member of NAS of Ukraine, S.I. Subbotin Institute of Geophysics, NAS of Ukraine,

Kiev Ukraine,

e-mail: kendzera@igph.kiev.ua,

tel.: +38 (044) 423-81-43,

ORCID: 0000-0003-0691-0227

**SEMENOVA Y.V.** PhD., Researcher, S.I. Subbotin Institute of Geophysics, NAS of Ukraine,

Kiev, Ukraine,

e-mail: ulaska@ukr.net,

tel.: +38 (097) 780-89-88,

ORCID: 0000-0003-4628-8663

**VERBYTSKYI S.T.** PhD., Leading Researcher, S.I. Subbotin Institute of Geophysics, NAS of Ukraine,

Lviv, Ukraine

e-mail: sergever@gmail.com,

tel.: +38 (067) 927-08-00,

ORCID: 0000-0003-1138-8648

**IEGUPOV V.K.** Engineer, S.I. Subbotin Institute of Geophysics, NAS of Ukraine,

Odessa, Ukraine,

e-mail: slava.yegupov@gmail.com,

tel.: +38 (096) 369-09-17,

ORCID: 0000-0001-5093-6948

**LISOVYI Y.V.** Researcher, S.I. Subbotin Institute of Geophysics, NAS of Ukraine,

Kiev, Ukraine,

e-mail: lisovyi@ukr.net,

tel.: +38 (097) 494-16-11,

ORCID: 0000-0001-6145-9251

### ABSTRACT

The aim of the paper is to study the sedimentary stratum filtering properties influence on the seismic vibrations of construction or operational sites located on the territory of Ukraine. The influence of the sedimentary stratum physical and mechanical properties on the seismic effect on the surface of the Tashlyk HEPSPP territory under possible seismic impacts with various maximum peak accelerations, which will not be exceeded with a probability of 99% within the next 50 years, is analyzed. The assertion is confirmed that the sediment layer thickness reduction always improves the seismic conditions of construction process. The results are obtained by simulating a soil layer reaction to seismic impacts using the ProShake software. Under simulation, the behavior of each layer of the soil stratum seismic geological model was specified by the Kelvin-Voigt model (viscoelastic). Each layer of the soil thickness seismic geological model was characterized by such parameters as layer thickness, density, primary and shear waves' velocities and nonlinear strain-dependent shear modulus and damping ratio. The use

of the strain-dependent shear modulus and damping ratio for calculations allows us to take into account the soil stratum nonlinear reaction to seismic actions. It is shown that a decrease in the thickness of the sedimentary layer under the construction site does not always reduce the seismic impacts manifestations. The profitability of eliminating the upper loose sediment layer should be assessed in each specific case. Designers need to take into account information about the filtering properties of the soil stratum beneath the construction site and choose such designed structures parameters that can ensure the structures maximum stability under seismic influences. The change in the parameters of ground conditions under the construction site can significantly affect the seismic effect on its surface. The obtained data on the soil stratum filtering properties of each area of the surveyed territory, for which the quantitative characteristics of the seismic hazard are determined, simultaneously allow to ensure the stability of the designed facilities and significantly reduce the cost of constructing earthquake resistant buildings by avoiding the seismic oscillations resonant amplification by sedimentary stratum at natural periods of the designed structures.

**KEY WORDS:** increase of seismic oscillations; model of soil layer; filtering properties; resonance phenomena; antiseismic construction; seismic microzoning.

### ВСТУП

До 70-тих років ХХ ст. помилково вважалося, що на більшій частині території України, розташованій на древній Східноєвропейській тектонічній платформі, значні сейсмічні події неможливі, тому більшість споруд будували без урахування заходів сейсмічного захисту [1]. Сейсмонебезпечні райони з прогнозованою інтенсивністю сейсмічних струшувань 6–9 балів становлять близько 20% території України (близько 120 тис. км<sup>2</sup>) з населенням понад 10 млн. чол. Райони з прогнозованою інтенсивністю 7–9 балів становлять 12% території країни, в них розташовано майже 80 населених пунктів, на території яких проживає 7 млн. чол. [2]. По всій території України відчуваються сильні підкорові землетруси зони Вранча (Румунія), останні з них відбулися у 1940, 1977, 1986 і 1990 рр. Особливістю сильних землетрусів Вранча є значна глибина вогнищ (70–190 км). Встановлена тенденція до заглиблення вогнищ із збільшенням магнітуди землетрусів. Загалом, до 40% території України може бути охоплено безпосереднім впливом небезпечних сейсмічних подій і до 70% – спільним впливом землетрусів і підтоплень, зсувів, просядок та інших інженерно-геологічних процесів, що негативно впливають на стійкість споруд [1, 2].

Досвід діяльності в галузі сейсмічного захисту таких розвинутих країн, як Японія, США, Канада, Франція, Італія та ін. показує, що основною концепцією сейсмічного захисту повинно стати не прогнозування часу виникнення землетрусів, а впровадження сейсмостійкого проектування і будівництва





житла і промислових об'єктів на базі об'єктивних знань про кількісні параметри реально існуючої сейсмічної небезпеки в районах їх розміщення і на конкретних будівельних майданчиках [1].

У зв'язку з можливістю виникнення резонансних явищ для проектування сейсмостійких будівель необхідні не тільки відомості про силу і місце можливих землетрусів, але й надійні дані про власні періоди коливальних проєктованих об'єктів і фільтруючі властивості ґрунтів в їх основі. Ґрунтова товща під будівельним майданчиком поводить, як фільтр: на деяких частотах вона передає коливання майже без змін, а на інших - підсилює їх, або послаблює. Під час проектування сейсмостійких будівель і споруд важливо не допускати, щоб переважаючі частоти ґрунтової товщі збігалися з власними частотами будівель і споруд [3, 4].

Питання впливу осадового шару на параметри сейсмічної небезпеки є актуальним вже тривалий час. Встановлено, що поверхнева геологія, яка суттєво впливає на поширення сейсмічних хвиль, є одним з головних факторів, що визначає сейсмічний ефект на поверхні ґрунтових комплексів. При інтенсивних сейсмічних впливах поведінка ґрунтів стає нелінійною і проблема оцінки реакції ґрунту суттєво ускладнюється. Реакція ґрунту залежить від літологічного складу, фізичних параметрів, потужності, водонасиченості ґрунтових шарів, а також від інтенсивності землетрусу, частотного складу коливань в його джерелі і на покрівлі консолідованого фундаменту під майданчиком. Теоретичні та експериментальні основи прояву нелінійних реологічних властивостей ґрунтів наведено в фундаментальних роботах [5-9].

Незважаючи на досягнення українських учених в цій галузі [3, 4, 10], оцінка напружено-деформованого стану ґрунтів і визначення кількісних параметрів сейсмічної небезпеки на сьогоднішній день, в основному, проводяться в рамках лінійної (пружної) моделі, оскільки врахування нелінійних властивостей ґрунтів є складною задачею, на вирішення якої скеровано сучасний розвиток фундаментальної і прикладної механіки ґрунтів [11]. Чинні в Україні нормативні документи в галузі сейсмостійкого будівництва недостатньо враховують резонансні властивості ґрунтів. Відомо, що неглибокі корові землетруси характеризуються коротким (декілька секунд) хвильовим пакетом дуже інтенсивних коливань, що швидко загасають зі збільшенням гіпоцентральної відстані [3]. Такі коливання, в силу своєї малої тривалості, не здатні спровокувати резонансні явища в значних за розміром спорудах, або їх конструкціях. Якщо ж розглядати вплив сильних підкорових землетрусів зони Вранча з глибинами вогнищ в діапазоні 70 - 180 км, то такі землетруси на території України породжують хвилі довжиною в десятки секунд, здатні розхитати високі і протяжні будівлі і, завдяки значній тривалості коливань, призвести до резонансних підсилень сейсмічних впливів.

В роботі представлено результати моделювання реакції моделі ґрунтової товщі (складеної осадовими відкладами, або середньо та інтенсивно вивітряними гранітогнейсами) на території розташування основних споруд ГАЕС на максимально можливі сейсмічні впливи з урахуванням нелінійних явищ. Для розрахунків використовувався програмний продукт ProShake [12, 13]. При моделюванні поведінка кожного шару сейсмогеологічної моделі ґрунтової товщі задавалася моделлю Кельвіна-Фойгта (в'язко-пружною). Кожний шар сейсмогеологічної моделі ґрунтової товщі характеризувався такими параметрами, як: товщина шару, густина, швидкості поздовжніх і поперечних хвиль, нелінійні залежності модуля зсуву і коефіцієнта поглинання від зсувної деформації. Використання в розрахунках залежностей величини модуля зсуву і коефіцієнта поглинання від величини зсувної деформації дозволяють врахувати нелінійну реакцію ґрунтової товщі на сейсмічні впливи. Зміна параметрів модуля зсуву і коефіцієнта поглинання від зсувної деформації у при моделюванні враховується шляхом проведення ітерацій до отримання задовільного розв'язку [11]. Ітеративні обчислення забезпечують відповідність параметрів модуля зсуву і коефіцієнта поглинання рівням деформацій у всіх шарах ґрунтової товщі.

Наведено також результати числового експерименту з моделювання реакції ґрунтової товщі на максимально можливі сейсмічні впливи з умовним зняттям у розрахунковій моделі осадових порід. Отримані дані дозволяють оцінити сейсмічну небезпеку на території Ташлицької ГАЕС та детально вивчити вплив локальних ґрунтових умов на кількісні параметри сейсмічних впливів.

При проведенні робіт з сейсмічного мікрорайонування (СМР) території Ташлицької ГАЕС у її межах було умовно виділено 5 ділянок, що характеризуються різними інженерно-геологічними умовами. Моделювання реакції ґрунтової товщі на сейсмічні впливи для кожної з цих ділянок, із зняттям осадової товщі та без нього, дозволило оцінити вплив осадового шару (навіть з невеликою потужністю) на реакцію ґрунтової товщі при можливих сейсмічних впливах з різними максимальними піковими прискореннями (МПП).

На рис. 1 представлено схему розташування ділянок на території Ташлицької ГАЕС, виділених за результатами її СМР комплексом з трьох методів: методу сейсмогеологічних аналогій, методу сейсмічних жорсткостей і методу реєстрації землетрусів, вибухів і короткоперіодних мікросейсм [14].

## РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТУ

На рис. 2 представлено огинаючі сукупності розрахованих спектрів реакції одиничних осциляторів з власним загасанням 5% від максимального на задані акселерограмами сейсмічні впливи з різними максимальними піковими прискореннями, якими моделюються коливання ґрунту на ділянці I (вододільна



**Рис. 1.** Схема розташування ділянок на території Ташлицької ГАЕС, виділені за результатами її СМР комплексом з трьох методів: методу сейсмо-геологічних аналогій, методу сейсмічних жорсткостей і методу реєстрації землетрусів, вибухів і короткоперіодних мікросейсм

рівнина), виділений за даними СМР у межах території розташування основних споруд Ташлицької ГАЕС у випадках: а) ґрунтова товща без осадових відкладів (умовне оголення до метаморфічних гірських порід); б) з осадовими відкладами товщиною 17 м.

На рис. 3 представлено огинаючі сукупності розрахованих спектрів реакції одиничних осциляторів з власним загасанням 5% від максимального на задані акселерограми сейсмічні впливи з різними максимальними піковими прискореннями, якими моделюються коливання ґрунту на ділянці IV (днище незатопленої частини Ташлицької балки), виділений в межах території розташування основних споруд Ташлицької ГАЕС у випадках: а) ґрунтова товща без осадових відкладів (умовне оголення до метаморфічних гірських порід); б) з осадовими відкладами товщиною 4 м.

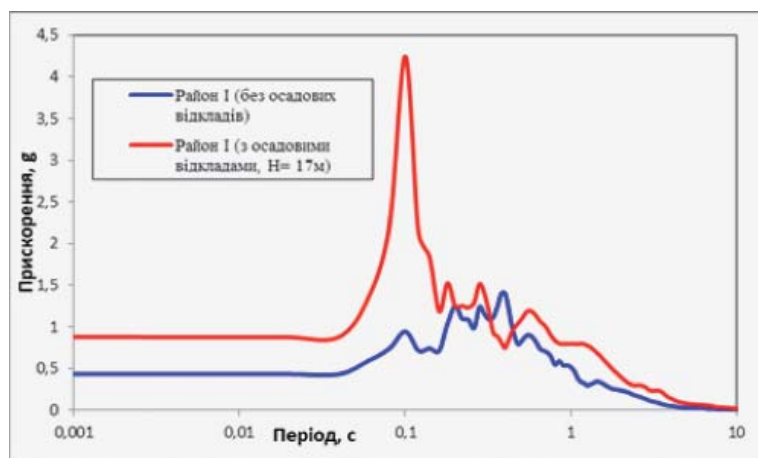
Теоретичні обчислення показали, що такі зміни в розрахунковій моделі, як видалення ґрунтової товщі (зняття осадового шару – ґрунту з низькою жорсткістю) до метаморфічних гірських порід призводять до зменшення сейсмічного ефекту на поверхні. Зменшення проявляється у всіх розра-

хованих спектрах реакції в зміні таких параметрів, як максимальна амплітуда та ширина спектру. Зменшення потужності осадового шару призводить до зменшення максимальної амплітуди і ширини спектру сейсмічних коливань на поверхні.

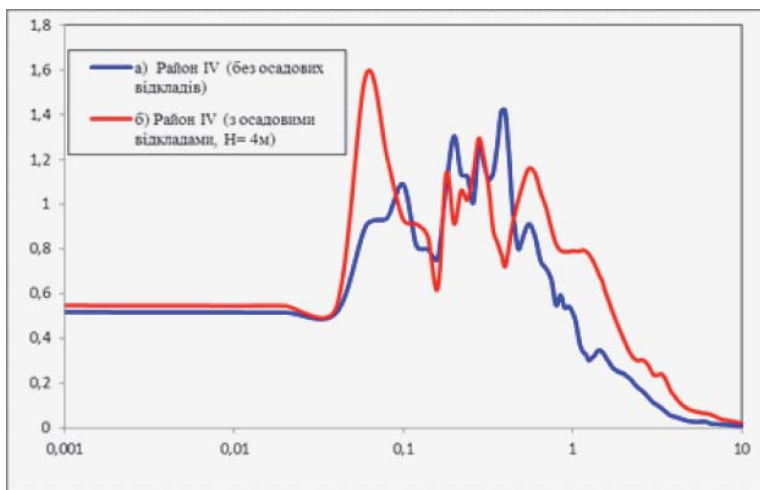
Якщо порівнювати геологічну будову інженерно-геологічних районів I (вододільна рівнина) та IV (днище незатопленої частини Ташлицької балки), виділених в межах території розміщення основних споруд Ташлицької ГАЕС, то головний параметр, який їх відрізняє і впливає на сейсмічний ефект на поверхні, – це потужність осадових відкладів. В інженерно-геологічному районі I вона становить 17 м, а в районі IV – 4 м. З рис. 2 та рис. 3 видно, що різниця в 13 – 17 м товщини осадового шару може суттєво змінити спектральний склад та інтенсивність сейсмічних коливань на вільній поверхні.

Аналіз рис. 2 показує, що підсилюючі ґрунти в інженерно-геологічному районі I, з потужністю осадових відкладів 17 м, мають резонуючі властивості на частотах коливань 10 Гц.

З огинаючої сукупності спектрів реакції одиничних осциляторів, із власним загасанням 5% від максимального, на задані акселерограми сейсмічні впливи з різними максимальними піковими прискореннями, також видно, що



**Рис. 2.** Огинаючі сукупності спектрів реакції одиничних осциляторів (із загасанням 5%) на задані акселерограми сейсмічні впливи з різними максимальними піковими прискореннями, якими моделюються коливання ґрунту на ділянці I (вододільна рівнина) у випадках: а) ґрунтова товща без осадових відкладів (умовне оголення до метаморфічних гірських порід); б) з осадовими відкладами товщиною 17 м. Ділянка виділена в межах території розміщення основних споруд Ташлицької ГАЕС за даними її СМР



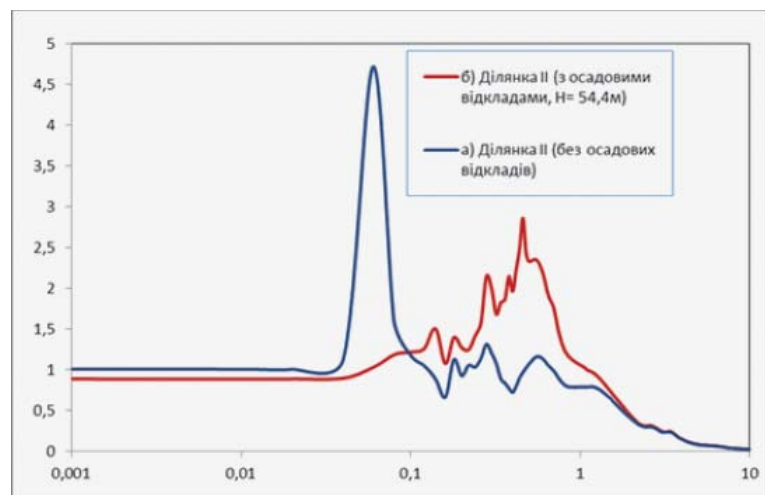
**Рис. 3.** Огинаючі сукупності спектрів реакції одиничних осциляторів (із загасанням 5%) на задані акселерограмами сейсмічні впливи з різними максимальними піковими прискореннями, якими моделюються коливання ґрунту на ділянці IV (днище незатопленої частини Ташлицької балки) у випадках: а) ґрунтова товща без осадових відкладів (модельне оголення до метаморфічних гірських порід); б) з осадовими відкладами товщиною 4 м

максимальні пікові прискорення в сейсмічних коливаннях спостерігаються на частоті 10 Гц ( $T=0,1$  с). Якщо осадовий шар товщиною 17 м в розрахунковій моделі геологічного середовища умовно зняти, то фільтруючі властивості інженерно-геологічного району № I зміняться: частота переважаючих за амплітудою коливань зміститься в бік високих частот і вийде за межі інженерного частотного діапазону (від 0,01 Гц до 20 Гц), що в свою чергу вплине на спектри реакції одиничних осциляторів і призведе до зменшення величини максимальних пікових прискорень в сейсмічних коливаннях з інженерними частотами.

Дослідження сейсмічних властивостей інженерно-геологічного району № IV (днище незатопленої частини Ташлицької балки), виділеного в межах території розташування основних споруд Ташлицької ГАЕС, показало, що товщина осадових відкладів товщиною 4 м має незначний вплив на трансформацію сейсмічних коливань. Це видно на рис. 3, на якому представлена розрахована для району № IV об'єднана сукупність спектрів реакції одиничних осциляторів (загасання 5%) на задані акселерограмами сейсмічні впливи з різними максимальними піковими прискореннями. Незначний вплив осадових відкладів малої товщини пояснюється відсутністю накопичення в них енергії падаючих, відбитих, заломлених та перевипромінених сейсмічних хвиль і тим, що їх власні частоти знаходяться поза інженерним діапазоном.

геологічного району № IV – 19,3 м. Розраховані для їх моделей спектри реакції свідчать, що потужні осадові відклади зміщують спектральний склад прогнозованих коливань в бік низьких частот, одночасно зменшуючи їх потужність.

Значний за товщиною осадовий шар за рахунок своїх реологічних властивостей може понизити значення максимальних пікових прискорень коливань ґрунту на вільній поверхні і збільшити максимальні прискорення у низькочастотній області.



**Рис. 4.** Огинаючі сукупності спектрів реакції одиничних осциляторів (із загасанням 5%) на задані акселерограмами сейсмічні впливи з різними максимальними піковими прискореннями, якими моделюються коливання ґрунту на ділянці II (Ташлицька гребля) у випадках: а) ґрунтова товща без осадових відкладів (умовне зняття до метаморфічних гірських порід); б) з осадовими відкладами потужністю 54,4 м, середньо та інтенсивно вивітрілими гранітогнейсами потужністю 37,3 м на кристалічному фундаменті (півпросторі)



Зняття осадового шару, як видно з рис. 4, призведе до істотного збільшення пікового значення прискорень і їх переміщення в діапазон високих частот. Тобто, може спостерігатися ефект, протилежний до зображеного на рис. 2 і 3. Потужний шар середньо та інтенсивно вивітрених гранітогнейсів (в даному випадку товщиною 37,3 м) своїми резонансними властивостями перевищує вплив тонкого осадового шару. Таким чином, під час проектування сейсмостійкого об'єкту зняття осадового шару не завжди призведе до зменшення проявів сейсмічних впливів на будівельному майданчику. В кожному конкретному випадку необхідно враховувати як інформацію про очікувані в досліджуваному районі землетруси (їх максимальну інтенсивність, спектральний склад та тривалість), так і дані щодо будівельних характеристик проектного об'єкту. Це дозволить встановити доцільність (або її відсутність) зняття осадового шару для покращання сейсмічних умов майданчика. Незначна зміна параметрів осадового комплексу може суттєво вплинути на спектральний склад і величину сейсмічних коливань, що, в свою чергу, може збільшити сейсмічну вразливість проектованої споруди до реальних землетрусів з близьких потенційно сейсмоактивних зон та зони Вранча, здатної генерувати небезпечні землетруси практично на всій території України.

Дані про моделі і частотні характеристики ґрунтових комплексів на ділянках, виділених на території майданчика Ташлицької ГАЕС при його сейсмічному мікрорайонуванні, а також встановлені на їх основі значення кількісних характеристик сейсмічної небезпеки, у вигляді набору трикомпонентних розрахункових акселерограм, відкривають можливість істотного здешевлення сейсмостійкого будівництва за рахунок оптимального вибору конструктивних рішень, що дозволять уникнути збігу частот в максимальних сейсмічних коливаннях, резонансних частот підстилаючої ґрунтової товщі і власних частот проектованої будівлі (споруди).

Для підвищення сейсмічної безпеки будинків і споруд необхідно уникати збігу спектральних характеристик проектованих (або наявних) об'єктів зі спектральними характеристиками ґрунтових товщ під будівельними (експлуатаційними) майданчиками.

### ВИСНОВКИ

Під час інтенсивних землетрусів в потужних пухких осадових відкладах під будівельними та експлуатаційними майданчиками виникають нелінійні ефекти, що підсилюють низькочастотні коливання, небезпечні для висотних і протяжних структур. З огляду на це, особливо важливі об'єкти слід, за можливості, зводити на метаморфічних гірських породах з мінімальним шаром осадових відкладів. Такі комплекси порід під майданчиками практично не підсилюють низькочастотні сейсмічні коливання.

В роботі на прикладі Ташлицької ГАЕС пред-

ставлено результати дослідження впливу літології та фізичних властивостей осадового шару на реакцію локальних ґрунтових умов при сейсмічних впливах з різними максимальними піковими прискореннями. Переверіено твердження, згідно якого, зменшення потужності осадового шару завжди покращує сейсмічні умови. Результати отримано шляхом моделювання реакції ґрунтової товщі на сейсмічні впливи з використанням програмного продукту ProShake.

Показано, що зменшення товщини осадового шару не обов'язково зменшує прояви сейсмічних впливів на будівельному майданчику. Рентабельність з усунення верхнього пухкого осадового шару слід оцінювати для кожного будівельного майданчика окремо. Незначна зміна параметрів, що характеризують локальні ґрунтові умови, може істотно змінити параметри сейсмічної небезпеки майданчика.

Дані про фільтруючі властивості ґрунтової товщі на окремих ділянках території, для якої визначаються кількісні характеристики сейсмічної небезпеки, дозволяють істотно здешевити сейсмостійке будівництво за рахунок уникнення підсилення осадовою товщею сейсмічних коливань на власних періодах проектованих споруд.

Під час проектування будинків і споруд слід уникати небезпечних резонансних ефектів, які можуть виникати при збігу максимумів частотних характеристик проектованих (або наявних) об'єктів з частотними характеристиками ґрунтових товщ під будівельними (експлуатаційними) майданчиками та їх окремими ділянками, виділеними в результаті проведення комплексу робіт з сейсмічного мікрорайонування території розміщення важливих, експериментальних та екологічно небезпечних об'єктів.

### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Кендзера О.В. Сейсмічна небезпека і захист від землетрусів (практичне впровадження розробок Ін-ту геофізики ім. С. І. Субботіна НАН України) / О.В. Кендзера // Вісн. Нац. акад. наук України. – 2015. – № 2. – С. 44–57. – Режим доступу: [http://nbuv.gov.ua/jpdf/vnanu\\_2015\\_2\\_10.pdf](http://nbuv.gov.ua/jpdf/vnanu_2015_2_10.pdf).
2. Немчинов Ю.І., Хавкін О.К., Мар'єнков М.Г. та ін. Практичні питання динаміки будівель // Будівництво України. — 2013. — № 6. — С. 6 — 21.
3. Кендзера О.В., Семенова Ю.В. Деформаційні характеристики розрахункових моделей ґрунтової товщі // Вісн. Київського нац. ун-ту імені Тараса Шевченка. Геологія. – 2017. – № 78, С.17-29.
4. Kendzera, O.V., Rushchitsky, J.J. & Semenova, Yu.V. Seismicity on the territory of Ukraine and modern methods on seismic hazard parameters determination for building sites // The 2017 China (Dongguan) Intern. Science and Technology Cooperation Week and 1st China (International), CHINA, 8-10 December, 2017.
5. Wang, Y.H. & Siu, W.K. (2006). Structure characteristics and mechanical properties of



- kaolinite soils. II. Effects of structure on mechanical properties. *Can. Geotech. J.* 43(6), 601–618.
6. Hashash, Y. (2012). *DeepSoil User Manual and Tutorial*. Department of Civil and Environmental Engineering Univ. of Illinois at Urbana-Champaign. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign. 107 p.
  7. Bolisetti, C., Whittaker, A., Mason, H., Almufti, I. & Willford M. (2014). Equivalent linear and nonlinear site response analysis for design and risk assessment of safety-related nuclear structures. *Nuclear Engineering and Design*, 107–121. Online publication date: 1-Aug-2014. 10.1016/j.nucengdes.2014.04.033.
  8. Kaklamanos, J., Baise L.G., Thompson E.M. & Dorfmann L. (2015). Comparison of 1D linear, equivalent-linear, and nonlinear site response models at six KiK-net validation sites, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 69, 207–219.
  9. Kim, B. & Hashash, Y. M. A. (2013). Site response analysis using downhole array recordings during the March 2011 Tohoku-Oki earthquake and the effect of long-duration ground motions, *Earthquake Spectra* 29, P. 37–54.
  10. Використання сейсмологічної інформації для науково-технічного супроводу проектування / [Єгупов К.В., Кендзера А.В., Вербицький С.Т. та ін.] // Сейсмологічні та геофізичні дослідження в сейсмоактивних регіонах: матер. наукової конф.-семінару, присвяченої пам'яті Т.З. Вербицького та Ю.Т. Вербицького, 1-2 червня 2017 р., с. м. т. Верхнє Синьовидне. – С. 58-61.
  11. Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. N.J.: Prentice Hall, Upper Saddle River, 672 p.
  12. ProShake Ground Response Analysis Program, version 1.1. User's Manual, EduPro Civil Systems, Washington, USA, 1998, 54 p.
  13. Schnabel, P.B., Lysmer, J. & Seed, H.B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. EERC 72-12. Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, 102 p.
  14. Сейсмическое микрорайонирование / отв. ред. О.В. Павлов, В.А. Рогожина. –М.: Наука, 1984. – 236 с.

## REFERENCES

1. Kendzera, O.V. (2015). Seismic hazard assessment and protection against earthquakes (Practical applications of developments of Subbotin Inst. of Geophysics of NAS of Ukraine). *Bull. of the Nat. Acad. of Sciences of Ukraine*, 2015, issue 2, pp. 44-57. Access mode: [http://nbuv.gov.ua/jpdf/vnanu\\_2015\\_2\\_10.pdf](http://nbuv.gov.ua/jpdf/vnanu_2015_2_10.pdf) [in Ukrainian].
2. Nemchinov, Y., Havkin, D., Marienkov, M., Dunin, V., Babik, K., Yegupov, K. et al. (2013). Practical aspects of the dynamics of buildings. *Scientific and production magazine «Construction of Ukraine»*, iss. 6, pp. 6-21 [in Ukrainian].
3. Kendzera, A.V. & Semenova, Yu.V. (2017). Deformation Characteristics of Computational

- Model of Soil Strata. *Bulletin of Taras Shevchenko National University of Kyiv: Geology*, 2017, iss. 78, pp. 17-29 [in Ukrainian].
4. Kendzera, O.V., Rushchitsky, J.J. & Semenova, Yu.V. (2017). Seismicity on the territory of Ukraine and modern methods of seismic hazard parameters determination for building sites. The 2017 China (Dongguan) Intern. Science and Technology Cooperation Week and 1st China (International), CHINA, 8-10 December, 2017 [in English].
  5. Wang, Y.H. & Siu, W.K. (2006). Structure characteristics and mechanical properties of kaolinite soils. II. Effects of structure on mechanical properties. *Can. Geotech. J.* 43(6), 601–618 [in English].
  6. Hashash, Y. (2012). *Deep Soil User Manual and Tutorial*. Department of Civil and Environmental Engineering Univ. of Illinois at Urbana-Champaign. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign. 107 p. [in English].
  7. Bolisetti, C., Whittaker, A., Mason, H., Almufti, I. & Willford, M. (2014). Equivalent linear and nonlinear site response analysis for design and risk assessment of safety-related nuclear structures. *Nuclear Engineering and Design*, 107–121. Online publication date: 1-Aug-2014. 10.1016/j.nucengdes.2014.04.033 [in English].
  8. Kaklamanos, J., Baise, L.G., Thompson, E.M. & Dorfmann, L. (2015). Comparison of 1D linear, equivalent-linear, and nonlinear site response models at six KiK-net validation sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 69, pp. 207–219 [in English].
  9. Kim, B. & Hashash, Y. M. A. (2013). Site response analysis using downhole array recordings during the March 2011 Tohoku-Oki earthquake and the effect of long-duration ground motions. *Earthquake Spectra*, 29, pp. 37–54 [in English].
  10. Yegupov, K., Kendzera, A., Verbytsky, S., Semenova, Yu., Lisovyi, Yu. & Yegupov V. (2017). Use of seismological information for a scientific and technical design companion // *Seismological and geophysical studies in seismically active regions. The materials of the scientific conf.-seminar devoted to the memory of Z.T. Verbytsky and Y.T. Verbytsky*, June 1-2, 2017, Synovydne, pp. 58-61 [in English].
  11. Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. N.J.: Prentice Hall, Upper Saddle River, 672 p. [in English].
  12. ProShake Ground Response Analysis Program, version 1.1. User's Manual, EduPro Civil Systems, Washington, USA, 1998, 54 p. [in English].
  13. Schnabel, P.B., Lysmer, J. & Seed, H.B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. EERC 72-12. Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, 102 p. [in English].
  14. Pavlov, O. V. & Rogozhina, V. A. (Eds.). (1984). *Seismic microzoning*. M.: Nauka, 236 p. [in Russian].

Стаття надійшла до редакції 12.06.2018 р.



УДК 624



**ДОРОФЕЄВ В.С.**  
Д-р технічних наук, проф.,  
Одеський національний  
морський університет,  
м. Одеса, Україна,  
e-mail: dorvs@ukr.net,  
тел.: +38 (048) 729-86-20,  
ORCID: 0000-0002-2412-4134



**ЄГУПОВ К.В.**  
Д-р технічних наук, проф.,  
директор НДІ фундаменталь-  
них і прикладних досліджень,  
Одеський національний морсь-  
кий університет, м. Одеса,  
Україна,  
e-mail: yegupov.k@gmail.com,  
тел.: +38 (097) 238-02-08,  
ORCID: 0000-0002-8342-820X



**СОРОКА М.М.**  
Канд. технічних наук, доц.,  
ДП «Науково-дослідний  
інститут будівельних  
конструкцій», м. Київ, Україна,  
e-mail: soroka@ogasa.org.ua,  
тел.: +38 (067) 556-35-35,  
ORCID: 0000-0002-9551-9475



**МУРАШКО О.В.**  
Канд. технічних наук, доц.,  
Одеська державна академія  
будівництва і архітектури,  
м. Одеса, Україна,  
e-mail: alexeymurashko@gmail.com,  
тел.: +38 (067) 773-35-03,  
ORCID: 0000-0002-2812-5951

## ПРОБЛЕМИ НАУКОВОГО СУПРОВОДУ ПРОЕКТУВАННЯ БУДИНКІВ ПІДВИЩЕНОЇ ПОВЕРХОВОСТІ В МІСТІ ОДЕСА

### АНОТАЦІЯ

Стаття є результатом багаторічного досвіду виконання робіт по науково-технічному супроводі проектування будівель і споруд в м. Одеса. Розглянуті найбільш характерні проблеми, що виявлені в процесі виконання таких робіт. Об'єкт дослідження - багатоповерхові будівлі, що зводяться при наявності сейсмічної небезпеки в місті Одеса. Предметом дослідження є найбільш типові проблеми, виявлені в процесі виконання робіт з науково-технічного супроводу при проектуванні будинків і споруд. Показано, що більшість проблем пов'язано із ігноруванням проектувальниками і будівельниками діючих в Україні норм проектування будівель і споруд, що в складних інженерно-геологічних умовах м. Одеса може спровокувати аварійні ситуації. Метою роботи є привертання уваги всіх учасників процесу, в першу чергу контролюючих органів, до описаних проблем і прагненню авторів внести свій вклад в будівництво надійних і безпечних будівель. Розглянуто питання створення та верифікації моделей будівель, сейсмічних впливів при проектуванні і експлуатації відповідальних споруд. Описано основні помилки проектувальників і порушення будівельних норм, виявлені у процесі наукового супроводу, такі як різні види нерегулярностей (в плані, по висоті), крутильні форми

коливаль і інші. На підставі аналізу виконаних робіт із сейсмічного районування представлений графік амплітудно-частотних характеристик ґрунтів Одеських будівельних майданчиків. Звертається увага на необхідність враховувати ці дані при проектуванні будинків. Враховуючи досить високу ймовірність землетрусів в місті Одесі, в даній статті підкреслена необхідність оформлення відповідно до будівельних норм і глибокого контролю над цим процесом.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** моделі будівель, сейсмічні впливи, науковий супровід.

### ПРОБЛЕМЫ НАУЧНОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ В ГОРОДЕ ОДЕССА

**ДОРОФЕЄВ В.С.** Д-р техн. наук, проф., Одесский национальный морской университет, г. Одесса, Украина, e-mail: dorvs@ukr.net, тел.: +38 (048) 729-86-20, ORCID: 0000-0002-2412-4134

**ЄГУПОВ К.В.** Д-р технических наук, проф., директор, НИИ фундаментальных и прикладных исследований, Одесский национальный морской университет, г. Одесса, Украина,



e-mail: yegupov.k@gmail.com,

тел.: +38 (097) 238-02-08,

ORCID: 0000-0002-8342-820X

**СОРОКА Н.Н.** Доцент, канд. технических наук, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»,

г. Киев, Украина,

e-mail: soroka@ogasa.org.ua,

тел.: +38 (067) 556-35-35,

ORCID: 0000-0002-9551-9475

**МУРАШКО А.В.** Канд. технических наук, доц., Одесской государственной академии строительства и архитектуры,

г. Одесса, Украина,

e-mail: alexeymurashko@gmail.com,

тел.: +38 (067) 773-35-03,

ORCID: 0000-0002-2812-5951

## АННОТАЦИЯ

Статья является результатом многолетнего опыта выполнения работ по научно-техническому сопровождению проектирования зданий и сооружений в г. Одесса. Рассмотрены наиболее характерные проблемы, выявленные в процессе выполнения таких работ. Объект исследования - многоэтажные здания, возводимые при наличии сейсмической опасности в городе Одесса. Предметом исследования являются наиболее типичные проблемы, выявленные в процессе выполнения работ по научно-техническому сопровождению при проектировании зданий и сооружений. Показано, что большинство проблем связано с игнорированием проектировщиками и строителями действующих в Украине норм проектирования зданий и сооружений, что в сложных инженерно-геологических условиях г. Одесса может спровоцировать аварийные ситуации. Целью работы является привлечение внимания всех участников процесса, в первую очередь контролирующих органов, к описанным проблемам и стремлению авторов внести свой вклад в строительство надежных и безопасных зданий. Рассмотрены вопросы создания и верификации моделей зданий, сейсмических воздействий при проектировании и эксплуатации ответственных сооружений. Описаны основные ошибки проектировщиков и нарушения строительных норм, выявленные в процессе научного сопровождения, такие как различные виды нерегулярностей (в плане, по высоте), крутильные формы собственных колебаний и другие. На основании анализа выполненных работ по сейсмическому районированию представлен график амплитудно-частотных характеристик грунтов Одесских строительных площадок. Обращается особое внимание на необходимость учитывать эти данные при проектировании зданий. Принимая во внимание довольно высокую вероятность землетрясений в городе Одессе, в данной статье подчеркнута необходимость проектирования в соответствии со стро-

ительными нормами и глубокого контроля над этим процессом.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** модели зданий, сейсмические воздействия, научное сопровождение.

## PROBLEMS OF SCIENTIFIC SUPPORT OF THE DESIGN OF THE MULTYSTOREY BUILDINGS IN THE CITY OF ODESSA

**DOROFEEV V.S.** Dr., Prof., Odessa national maritime university,

Odessa, Ukraine,

e-mail: dorvs@ukr.net,

tel.: +38 (048) 729-86-20,

ORCID: 0000-0002-2412-4134

**IEGUPOV K.V.** Dr., Prof., Odessa national maritime university,

Odessa, Ukraine,

e-mail: yegupov.k@gmail.com,

tel.: +38 (097) 238 02 08,

ORCID: 0000-0002-8342-820X

**SOROKA N.N.** PhD, Ass. Prof., SE «State Research Institute of Building Constructions»,

Odessa, Ukraine,

e-mail: soroka@ogasa.org.ua,

tel.: +38 (067) 655 35 35

ORCID: 0000-0002-9551-9475

**MURASHKO A.V.** PhD, Ass. Prof., Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture,

Odessa, Ukraine,

e-mail: alexeymurashko@gmail.com,

tel.: +38 (067) 773-35-03,

ORCID: 0000-0002-2812-5951

## ABSTRACT

The article is the result of many years' experience collected during the implementation of scientific and technical support for the design of buildings and structures in Odessa. The object of the research is multistory buildings erected in the presence of seismic danger in the city of Odessa. The subject of the research is the most typical problems identified in the process of performing work on the scientific and technical support for the design of buildings and structures. It is shown that most of the problems are connected with the ignoring the construction codes by designers and builders, what can provoke emergency situations in difficult engineering and geological conditions of Odessa. The aim of the work is to attract the attention of all those participating, and first of all, the controlling bodies, to the described problems and the desire of the authors to contribute to the construction of reliable and safe buildings. The issues of creation and verification of building models, seismic effects during the design and operation of responsible buildings are also considered. Main designers' mistakes and violations of construction codes detected during the process of scientific support such as irregularity of various kinds (in plan, by height), torsion vibration forms and others are described. Based on the analysis



of the work performed on seismic zoning, a graph of the amplitude-frequency characteristics of the soils of the Odessa construction sites is presented. Attention is drawn to the need to take these data into account when designing structures. Taking into account the rather high probability of earthquakes in the city of Odessa, this paper pays attention to the need to design according to the construction codes and strict control of this process.

**KEY WORDS:** building models, seismic effects, scientific support.

### ВСТУПЛЕНИЕ

Анализ сильных землетрясений за последние 20 лет свидетельствует, что их география и трагические последствия имеют тенденцию к увеличению с каждым годом [1, 2].

Представление о том, что на Украине невозможны сильные землетрясения, опровергается фактами. В юго-восточной части Украины в районе Мариуполя 7 августа 2016 произошло землетрясение с магнитудой около 4,5-4,7. По словам директора румынского Института физики Земли Георге Мэрмуриану, грядущее землетрясение в Румынии, возможно, будет угрожать и югу Украины аналогично тому, как это произошло в 1802 году [3].

Особое внимание должно быть уделено объектам, находящимся в сейсмических зонах, и тем, что строятся в сложных инженерно-геологических условиях. Так как г. Одесса находится в сейсмоопасном районе и имеет достаточно серьезные проблемы в отношении инженерно-геологических условий (лессовые грунты, высокий уровень грунтовых вод, катакомбы, оползневые склоны), к качеству проектирования и строительства предъявляются повышенные требования.

### ПРОБЛЕМЫ НАУЧНОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ

Одесская лаборатория сейсмостойкости более 12-ти лет занимается научно-техническим сопровождением проектирования зданий повышенной этажности в г. Одесса [4]. За это время были выявлены некоторые проблемы, имеющие место при проектировании зданий. Практически все проблемы в той или иной степени связаны с нарушением действующих нормативных документов.

1. Встречаются ситуации, когда геологический разрез и характеристики грунтов основания приводятся не для площадки, на которой проектируется здание, а для площадки, расположенной «рядом» с рассматриваемой строительной площадкой. Учитывая сложность инженерно-геологических условий в г. Одесса [5], а также наличие катакомб, такая экстраполяция ни к чему хорошему не приведет. Не выполняются испытания грунтов на горизонтальную нагрузку, не говоря уже о динамических испытаниях.

2. Не во всех случаях выполняется сейсморайонирование строительной площадки. И оправдывается это тем, что грунты основания имеют вторую категорию по сейсмическим свойствам. Между тем, здания, имеющие свыше 20 этажей, как правило, относятся к классу ответственности СС3, для которых обязательным является расчет с использованием реальных акселерограмм землетрясения для данной площадки [6]. А получить такие акселерограммы можно только при проведении сейсморайонирования строительной площадки.

3. При испытании грунтов сваями практически никогда не выполняется требование п. 8.5.5.15 ДБН В.2.1-10-2009 [6] об обязательных испытаниях грунтов с длительным замачиванием основания. Проектировщики ограничиваются мероприятиями по установке дренажа для отвода грунтовых вод и необходимости поддержки коммуникаций в исправном состоянии для предотвращения замачивания грунтов основания. Такие мероприятия, конечно же, необходимы, но, как показывает практика мониторинга возведенных сооружений, раньше или позже уровень грунтовых вод все равно повышается, и это приводит к незапланированным осадкам здания. И хорошо, если осадки будут равномерными.

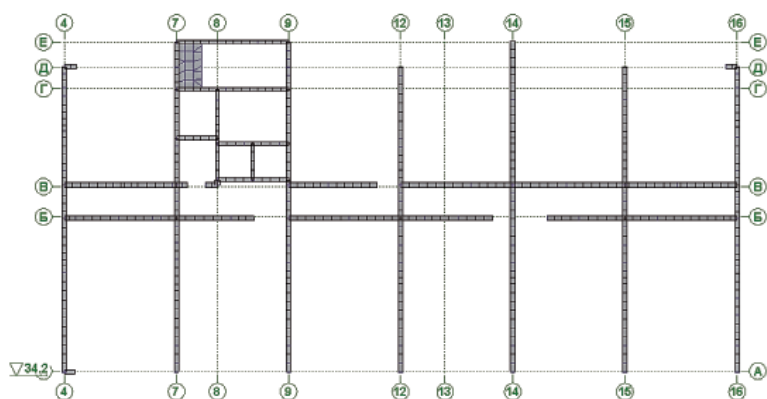
4. Для свайных фундаментов, в целях экономии бетона, используются ленточные ростверки, не обеспечивающие достаточную жесткость. При этом имеется большая вероятность неравномерной осадки здания.

5. В большинстве случаев заказ на научное сопровождение проектирования поступает после того, как построено несколько этажей здания. При этом Заказчик имеет большую вероятность потерять 1-2 этажа из-за недостаточного количества свай, или из-за недостаточности сечений несущих элементов (арматуры) на нижних этажах.

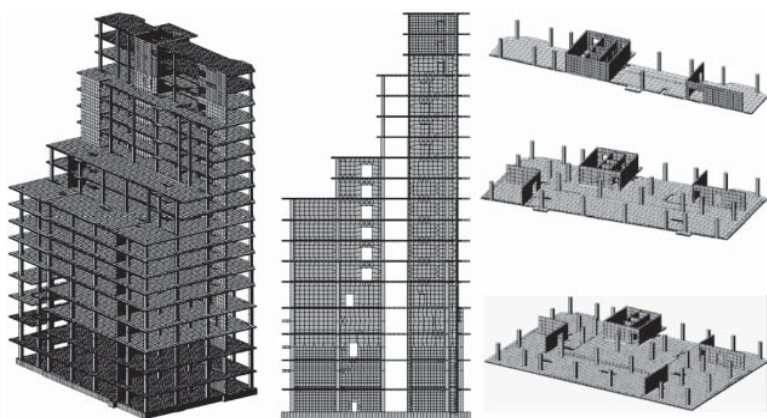
6. При строительстве в старой части г. Одесса с целью визуального скрытия большей этажности, по отношению к существующей застройке, проектируются здания с перепадом высот больше, чем допускается нормами [6]. Пример такого здания представлен на рис. 2.

7. Продолжается строительство жилых зданий с применением туннельной опалубки. Конечно, это очень технологичное решение, но при этом либо проектируется одна внутренняя продольная стена (рис. 3), либо две внутренние продольные стены, которые располагаются на расстоянии 1,5-2 м (рис. 1). В первом случае не выполняется п. 7.7.2 [6] о наличии не менее двух продольных стен. При этом, первая собственная форма колебаний является крутильной, что противоречит п. 5.2.5 [6] – «конфігурацію будівлі і розташування вертикальних несучих елементів приймати такими, щоб перші дві форми власних коливань були поступальними (не крутильни-

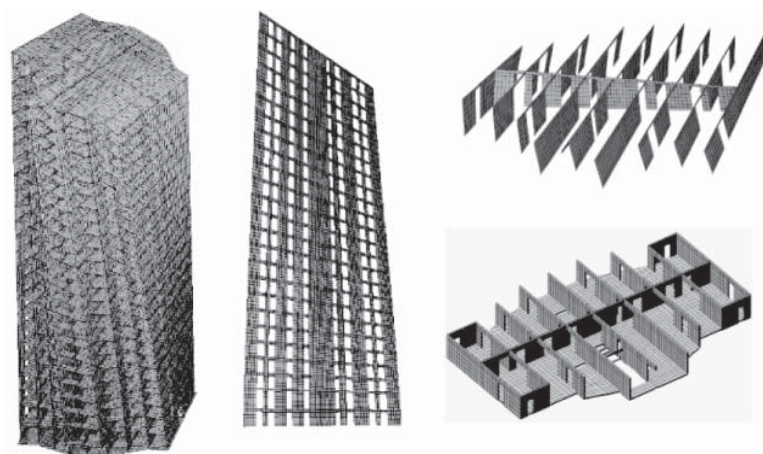




**Рис. 1.** Схема с двумя близко расположенными продольными стенами



**Рис. 2.** Здание с перепадом высот, превышающих нормы



**Рис. 3.** Здание с одной продольной стеной

ми)». Формирование двух ядер жесткости по торцам здания приводит к тому, что первая собственная форма колебаний становится поступательной, а вторая – крутильной.

Во втором случае, когда запроектированы две близко расположенные продольные стены

(рис. 1), формально п. 7.7.2 [6] – выполняется. Но малое расстояние между продольными стенами приводит к тому, что первая собственная форма колебаний здания является поступательной, а вторая и третья формы – крутильные, что противоречит п. 5.2.5 [6].

Если по краям здания образовать ядра жесткости (рис. 4), то первая форма собственных колебаний – поступательная, вторая – поступательная с небольшим закручиванием и только третья форма собственных колебаний – крутильная.

8. Еще одной проблемой является стремление Заказчика во что бы то не стало повысить этажность жилого дома. Часто это желание появляется уже в процессе строительства, после того, как все расчеты закончены и дом находится в стадии строительства [6 - 8]. Если фундамент был выполнен с запасом и пересчет здания с увеличенным количеством этажей показывает, что он не нуждается в усилении, в принципе, есть возможность повысить этажность. Но, поскольку нижние этажи уже построены, то неучтенная дополнительная нагрузка от достраиваемых этажей требует усиления несущих конструкций нижних этажей, что не всегда выполняется качественно.

9. Игнорируется п. 5.3.2 [6] об установлении станции инженерно-сейсмометрической службы в зданиях высотой свыше 73,5 м и на объектах экспериментального строительства. Анализ данных, полученных в результате работы таких станций, позволил бы совершенствовать нормы проектирования, но авторам не известно ни одно здание в г. Одесса, в котором была бы установлена станция инженерно-сейсмометрической службы.

10. В условиях возросшей конкуренции на строительном рынке все чаще можно встретить так называемое проектирование «на грани», когда в целях оптимизации ресурсов принимаются проектные решения, находя-

щиеся на уровне минимума нормативных требований [6 и др.]. Одним из наиболее часто встречающихся случаев является проектирование зданий сложной формы в плане, что чаще всего обусловлено формой участка строительства (рис. 5). В случае проектирования подобных зданий вопрос обе-

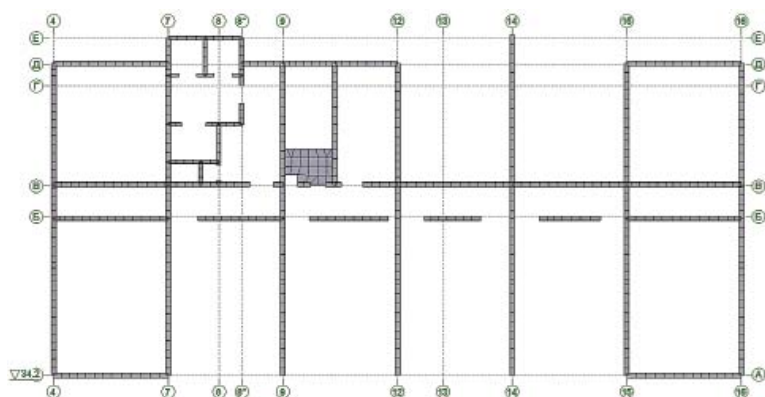


Рис. 4. Схема с ядрами жесткости по краям здания

спечения требования упомянутого выше ДБН [6] о том, что первые две формы собственных колебаний должны быть поступательными, становится первостепенным. Чаще всего решение обеспечения этого требования достигается за счет филигранной работы с расчетной моделью с поэтапным подбором конфигурации, когда уход от кручения достигается за счет изменения поперечного сечения отдельных вертикальных несущих элементов и изменения длин отдельных диафрагм до нескольких десятков сантиметров. При таких решениях периоды крутильных и поступательных форм собственных колебаний весьма близки и их величины могут отличаться всего на несколько процентов. В таком случае полностью упускается понимание того, что расчетная модель в процессе строительства непременно получит модификации, связанные с особенностями техно-

логии, дополнительными проемами, неравномерностью распределения нагрузок на перекрытие и т.п., которые, в конечном счете, вернут кручение на первые формы колебаний [9].

11. С целью уменьшения сейсмической опасности, при определении категории грунтов по сейсмическим свойствам искусственно уменьшают толщину слоя слабых грунтов. Нарушая требования норм [6], определение толщины грунтов третьей категории выполняют не от нулевой отметки, а от уровня подошвы предполагаемого котлована рис. 6.

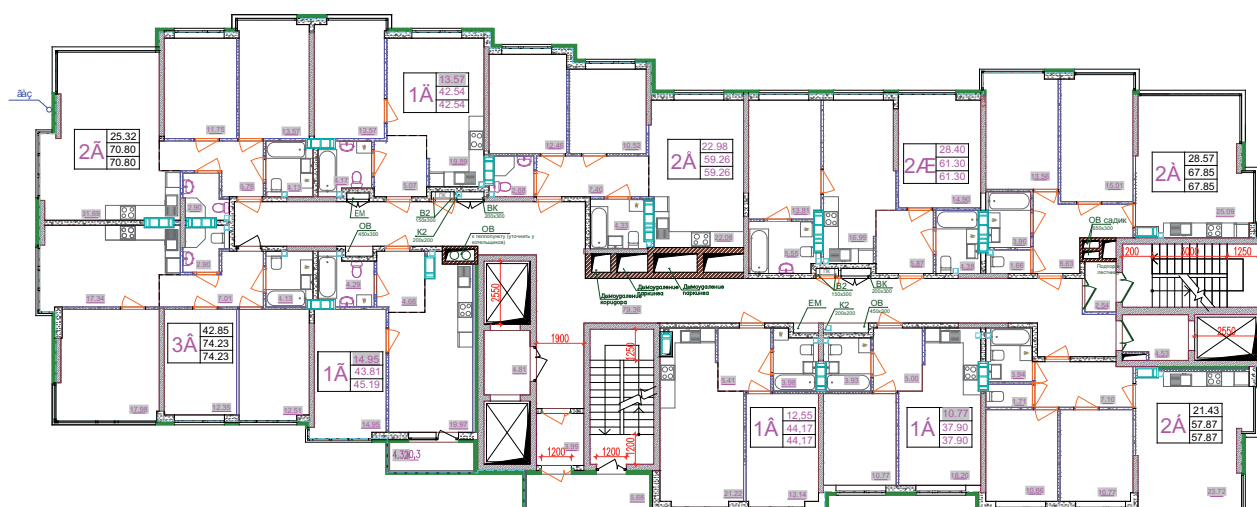


Рис. 5. Примеры несимметричных форм зданий



Рис. 6. Инженерно-геологический разрез

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛЕЙ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Изучение распределения по территории Украины интенсивности сейсмических проявлений при различных землетрясениях позволило составить для неё карты общего сейсмического районирования (ОСР-2004), которые являются неотъемлемой составной частью Государственных строительных норм [2].

Показанная на картах ОСР интенсивность сейсмических воздействий относится к грунтам II-й категории по сейсмическим свойствам. В то же время, реальные строительные площадки могут подстилаться грунтами других категорий. Локальные грунтовые условия способны существенно ослабить или усилить расчетную сейсмическую интенсивность строительных площадок. Учет влияния локальных грунтовых условий осуществляется с помощью сейсмического микро-районирования (СМР) строительных площадок.

Эти работы призваны не только определить значение приращения бальности  $\Delta I$  за счет влияния грунтовых условий на площадке. Важность получения указанных данных определяется возможностью существенного удешевления сейсмостойкого строительства за счет оптимального выбора конструктивных решений, позволяющих избежать совпадения преобладающих частот, соответствующих пиковым ускорениям в сейсмических волнах, резонансных частот подстилающей грунтовой толщи и собственных частот проектируемого здания (сооружения).

В условиях Одесского региона используется комплекс работ по СМР строительных площадок, включающий методы инженерно-

геологических аналогий, сейсмических жесткостей и регистрации микросейсм. Каждый из этих методов позволяет получить оценку сейсмической интенсивности площадки в баллах. Для представительного расчета синтетических акселерограмм, моделирующих сейсмическое воздействие на здания, используется информация по всем трем методам.

Требования безопасности и стремление к удешевлению строительства создает проблему, которая выдвигается на первый план в связи с высокими темпами роста строительства зданий и сооружений. В современных городах, где резко увеличивается техногенная нагрузка на строительные объекты, достоверная информация о величине уязвимости сооружений и уровне сейсмической опасности является необходимым условием устойчивого развития.

Влияние учета свайного фундамента на периоды собственных колебаний здания представлено на рис. 7.

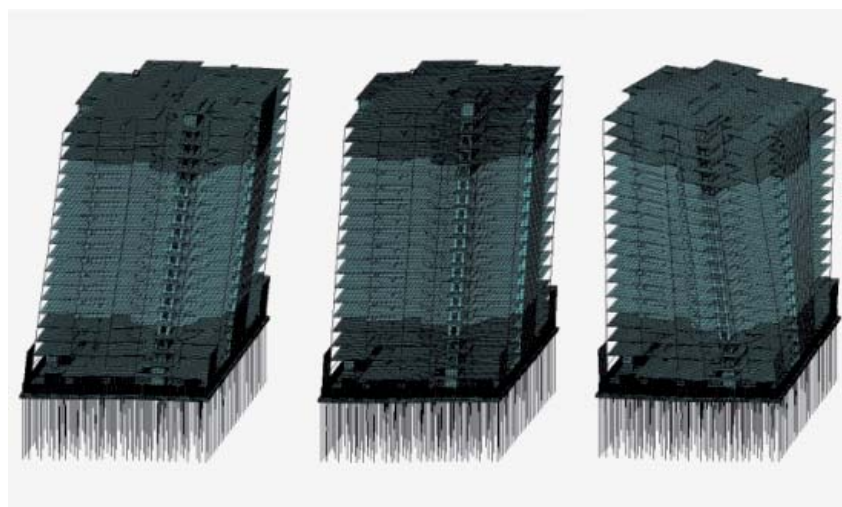


Рис. 7. Собственные формы колебаний здания со сваями  $T_1=3,62$  с;  $T_2=2,72$  с;  $T_3=1,89$  с.



Город Одесса является очень привлекательным местом для инвестиций в строительную индустрию, особенно районы, непосредственно прилегающие к морю. С учетом достаточно высокой стоимости земельных участков заказчики строительства стараются максимально их использовать, увеличивая этажность возводимых зданий. Однако здесь имеется ряд факторов, усложняющих проектирование и строительство зданий повышенной этажности [5]. К таким факторам относятся: близко расположенные разломы, сейсмическая опасность, неблагоприятные геологические условия (в т.ч. грунты III – IV категории по сейсмическим свойствам), подземные выработки (катакомбы), оползневые склоны, наличие высокого уровня грунтовых вод (подтопление территории).

Грунты III – IV категории по сейсмическим свойствам имеют существенные нелинейные свойства, которые будут проявляться по-разному, в зависимости от интенсивности и частотного состава сейсмического воздействия. Нелинейное поведение грунта приводит к изменению, иногда очень существенному, форм и спектров сейсмических волн в слоях грунта. Резонансные частоты грунтов оказываются зависящими от интенсивности воздействия и, при достаточно интенсивных землетрясениях, могут отличаться от значений, определяемых по записям сейсмического шума или слабых событий. При интенсивных сейсмических воздействиях изменяются реологические свойства грунтов, что может быть связано, например, с перемещением грунтовых вод, разрывом структурных связей между частицами грунта и другими явлениями. На рис. 8. представлены амплитудно-частотные характеристики сейсмогеологических моделей грунтовых сред, построенных для ряда строительных площадок в г. Одесса с использованием программного продукта ProShake. В расчетах учитывались нелинейные свойства грунтов на исследуемых площадках.

Из рис. 8 видно, что грунтовые условия большинства строительных площадок в г. Одесса характеризуются широким частотным диапазоном возможного резонансного усиления [4]. Следовательно, при сейсмостойком проектировании зданий и сооружений в г. Одесса необходимо проводить детальные исследования резонансных свойств грунтов, независимо от их этажности и сложности конструкции, так как собственные частоты колебаний, как одноэтажных, так и высотных зданий, как правило, лежат в частотном диапазоне, в котором наблюдаются максимумы усиления колебаний грунтами (рис. 8).

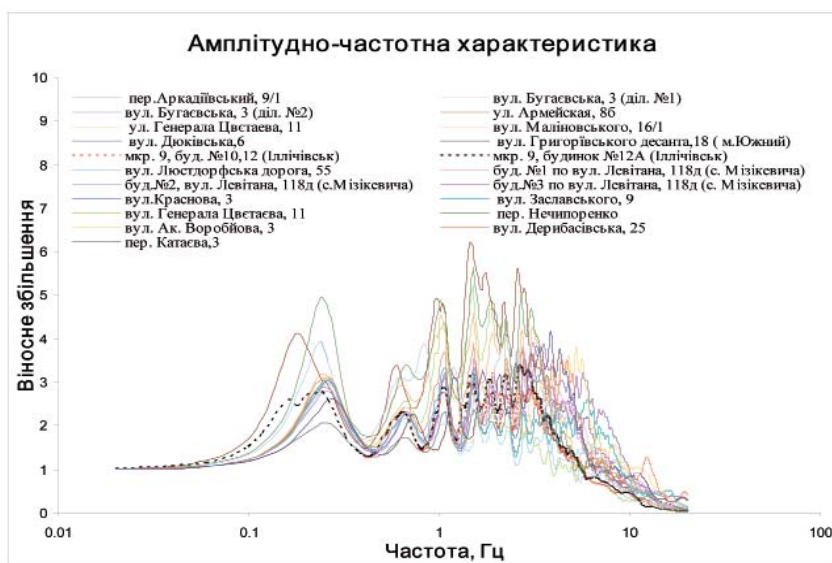


Рис. 8. Амплитудно-частотные характеристики площадок в г. Одесса

## ВЫВОДЫ

1. Анализ отечественных и зарубежных источников показал, что существующие практически реализуемые модели и методы расчета каркасных зданий и сооружений не в полной мере объясняют характерные повреждения при сейсмических воздействиях.

2. Сейсмостойкость зданий в значительной мере зависит от их конфигурации, расположения и типа конструктивных элементов. Информация, имеющаяся в этой области исследований, носит эмпирический характер. Учет пространственной работы сооружений и конечной скорости прохождения сейсмических волн под ними в условиях реального сейсмического воздействия требует дополнительных исследований.

3. Выполненное моделирование сейсмических воздействий и проведенные численные эксперименты позволили установить значительное влияние волновых процессов в грунтах на реакцию здания (сооружения) как единой пространственной системы.

4. При определении категории грунтов по сейсмическим свойствам искусственно уменьшают толщину слоя слабых грунтов. Нарушая требования норм, определение толщины грунтов третьей категории выполняют не от нулевой отметки, а от уровня подошвы предполагаемого котлована.

5. Сейсмические нагрузки для пространственных форм колебаний (кручение, деформирование в плане) могут превышать нагрузки для плоской рамы. Этот эффект зависит от длины здания и скорости распространения сейсмических волн. Определены длины зданий, соответствующие минимуму сейсмических нагрузок. Установлено, что для некоторых длин сейсмических волн в определенные моменты времени проявляются резонансные эффекты, обусловленные влиянием местных грунтово-геологических условий.

6. При проектировании ответственных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях необходимо учитывать целый ряд факторов и тре-



бований, соблюдение которых позволит обеспечить эффективную работу, надежность и долговечность конструкций.

7. На основании анализа результатов изысканий и требований действующих норм следует назначить расчетные параметры природных (в том числе сейсмических) воздействий на проектируемые сооружения с учетом их срока службы.

8. Применение новых конструктивных решений требует проведения соответствующих экспериментальных исследований, в том числе в натуральных и лабораторных условиях.

9. Требуется дальнейших исследований и такое перспективное направление, как применение сейсмоизоляции для возведения сейсмостойких зданий.

10. Формальное отношение к обеспечению требований ДБН В.1.1-12:2006 о некрутильных первых двух формах колебаний на стадии расчета при реализации проекта может привести к появлению кручения на этих формах колебаний на возведенном объекте.

11. Практически все выявленные в процессе научного сопровождения проблемы связаны с несоблюдением проектировщиками и строителями действующих норм проектирования. И решение в этом случае достаточно простое – ужесточить со стороны контролирующих органов требования к обязательному соблюдению норм проектирования.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений / Немчинов Ю.И. // В двух частях. – Киев, 2008. – 480 с.
2. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Пустовитенко А.А. Новые карты сейсмического районирования территории Украины. Особенности модели сейсмической опасности // Геофиз. журн. – 2006. – Т.28, № 3. – С. 54 – 77.
3. Землетрясение в Одессе может привести к сотням тысяч смертей. Правда или слухи? [Электронный ресурс] : [Интернет-портал]. – Электронні дані. – Режим доступа: [https://dumskaya.net/news/zem\\_odes-005897/](https://dumskaya.net/news/zem_odes-005897/) (дата звернення 27.02.2018).
4. Особенности определения нагрузок и воздействий на объекты повышенного класса ответственности / [Дорофеев В.С., Егупов К.В., Егупов В.К., Кендзера А.В., Немчинов Ю.И., Семенова Ю.В., Сорока Н.Н.] // Наука та Будівництво. – № 4 (14). – 2017. – С. 11-20.
5. Реализация требований ДБН В.1.1-12:2006 относительно параметров сейсмических воздействий для сейсмостойкого проектирования в г. Одессе / [А.В. Кендзера, С.Т. Вербицкий, Ю.Т. Вербицкий, О.Т. Вербицкая, В.К. Егупов, К.В. Егупов, С.П. Ковальчук, Р.И. Прокопец] // Будівельні конструкції: зб. наукових праць. – Київ: НДІБК, 2008. – Вып. 69. – С. 45-55.
6. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України. – Чинні від 2014-10-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2014, VI, – 110 с.
7. Проектирование зданий с заданным уровнем

обеспечения сейсмостойкости / [Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.К. Хавкин, К.Н. Бабик]; под ред. Немчинова Ю.И.]. – Киев, 2012. – 384 с.

8. Немчинов Ю.И., Хавкін О.К., Мар'єнков М.Г., Жарко Л.О., Дунін В.А., Бабік К.М., Єгупов К.В., Кендзера О.В., Єгупов В.К., Булат А.Ф., Дирда В.І., Лисиця М.І. Практичні питання динаміки будівель // Будівництво України. – №6. – 2013. – С. 6-21.
9. Philippe Gueguen, Maria Rosaria Gallipoli, Manuel Navarro etc. Testing buildings using ambient vibrations for earthquake engineering: A European review. Second European conf. on earthquake engineering and seismology, Istanbul, aug. 25-29, 2014.

#### REFERENCES

1. Nemchinov Iu.I. Seismostoikost zdanij I soorugenij / Nemchinov Iu.I. // V dvuh chastiah. – K., 2008. – 480 s.
  2. Pustovitenko, B.G., Kulchitskij, V.E. & Pustovitenko, A.A. Novie karti seismicheskogo raionirovania territorii Ukraini. Osobennosti modeli srismicheskoy opasnosti // Geofiz. J. – 2006. V.28.– S. 54-77.
  3. Zemletryasenie v Odesse mozhet privesti k stotnyam tysyach smertey. Pravda ili sluhi? [Elektronniy resurs] : [Internet-portal]. – Elektronni danI. – Rezhim dostupa: [https://dumskaya.net/news/zem\\_odes-005897/](https://dumskaya.net/news/zem_odes-005897/) (data zvernennya 27.02.2018).
  4. Osobennosti opredelenia nagruzok I vozdeystvij na obiekty povishenogo klassa otvetstvennosti / [Dorofeev, V.S., Egupov, K.V., Egupov, V.K., Kendzera, F.V., Nemchinov, Iu.I., Semenova, U.V. & Soroka, N.N.] // Nauka ta budivnitstvo. – № 4 (14), 2017. – S. 11-20.
  5. Realizacia trebovanij DBN V.1.1-12:2006 otnositelno parametrov seismicheskikh vozdeystvij dlia seimstoikogo proektipovanija v g. Odessa / A.V. Kendzera, S.T. Verbitskij. J.T. Verbitskaja, V.K. Egupov, K.V. Egupov, C.P. Kovalchuk & R.I. Prokopets // Vigvidomchij naukovotekhnichnij zbirnik «Budivelni konstrukcii» – K.: NDIBK. – 2008. – Vip. 69. – С. 45-55.
  6. ДБН В.1.1-12:2014 Stroitelstvo v seimichnyh raionah Ukrainy. – K.: Ministerstvo stroitelstva, arhitekturi i gilischno-komunalnogo hozaistva Ukraini, 2014. – 107 s.
  7. Proektirovanie zdaniy s zadannim urovnem obespechenia seimstoikosti / [Iu.I. Nemchinov, N.G. Marienkov, A.K. Havkin, R.N. Babik. Pod redakciej Nemchinova Iu.I.]. – K., 2012. – 384 s.
  8. Nemchinov Iu.I, Khavkin O.K., Marienkov M.G., Zharko L.O., Dunin V.A., Babik K.M., Yegupov K.V., Kendzera O.V., Yegupov V.K., Bulat A.F., Dirda V.I., Lisitsa M.I. Praktychni pytannya dynamiky budivel // Budivnytstvo Ukrainy. –#6.-2013.-S.6-21.
  8. Philippe Gueguen, Maria Rosaria Gallipoli, Manuel Navarro etc. Testing buildings using ambient vibrations for earthquake engineering: A european review. Second european conference on eartquake engineering and seismology, Istanbul, aug. 25-29, 2014.
- Статья поступила в редакцию 16.01.2019 г.



УДК 624.042; 698.841



**ХАКИМОВ Ш.А.**

Канд. технічних наук, зав. від.,  
АТ «Ташкентський науково-  
дослідний та проектно-вишуку-  
вальний інститут житлово-  
цивільного будівництва»,  
м. Ташкент, Республіка  
Узбекистан,  
e-mail: Sh-khakimov@rambler.ru,  
тел.: +998 (712) 254-54-11

**ИБРАГИМОВ А.Х.**

Канд. технічних наук, науко-  
вий співробітник, Інститут  
сейсмології ім. Г.А. Мавлянова  
Академії наук Республіки  
Узбекистан,  
м. Ташкент, Республіка  
Узбекистан

**ИСМАИЛОВ В.А.**

Канд. технічних наук, науко-  
вий співробітник, Інститут  
сейсмології ім. Г.А. Мавлянова  
Академії наук Республіки  
Узбекистан,  
м. Ташкент, Республіка  
Узбекистан

## СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ДОМОБУДУВАННЯ ТА ПРОБЛЕМИ СЕЙСМІЧНОЇ БЕЗПЕКИ ЗАБУДОВИ МІСТ В ЦЕНТРАЛЬНО- АЗІАТСЬКОМУ РЕГІОНІ

### АНОТАЦІЯ

В статті наводиться досвід удосконалення технології та проблеми оцінки сейсмічної безпеки забудови міст в центральному Азіатському регіоні. Результати отримані з досвіду Узбекистану стосовно підвищення сейсмостійкості збірних залізобетонних конструкцій житлових будівель.

Враховується досвід будівництва каркасних будівель, надійність котрих раніше перевірялась експериментально для різних сейсмічних районів. Виходячи з класифікації конструктивних типів будівель, що виконана б. ТашЗНДІЕП Узбекистану, та інженерному аналізі наслідків землетрусів в Центрально-Азіатському регіоні, показано, що рівень сейсмостійкості будівель сучасної забудови на 1 – 2 бала нижче за проектний. Це зумовлено тим, що нові конструктивні системи цегельних будівель висотою 7 – 9 поверхів, що застосовуються на практиці, не відповідають сейсмостійкості, зумовленій вимогами норм з сейсмостійкого будівництва Республіки Узбекистану КМК 2.01.03-96.

В пропозиціях вказується на необхідності удосконалення карт загального сейсмічного районування (ЗСР) при належному серйозному обґрунтуванні.

Наведено спектри коливань двоповерхової каркасно-панельної будівлі та встановлені межі сейсмічних впливів в заданому діапазоні частот (рис. 4).

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** сейсmobезпека, сучасні технології зведення будівель, оцінка сейсмостійкості, критичний аналіз.

### СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ ДОМОСТРОЕНИЯ И ПРОБЛЕМЫ СЕЙСМИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ЗАСТРОЕК ГОРОДОВ В ЦЕНТРАЛЬНОАЗИАТСКОМ РЕГИОНЕ

**ХАКИМОВ Ш.А.** Канд. технических наук, зав. отд., АО «Ташкентский научно-исследовательский и проектно-изыскательский институт жилищно-гражданского строительства», г. Ташкент, Республика Узбекистан, e-mail: Sh-khakimov@rambler.ru, тел.: + 998 (712) 254-54-11

**ИСМАИЛОВ В.А.** Канд. технических наук, научный сотрудник, Институт сейсмологии им. Г.А. Мавлянова Академии наук Республики Узбекистан, г. Ташкент, Республика Узбекистан

**ИБРАГИМОВ А.Х.** Канд. технических наук, научный сотрудник, Институт сейсмологии им. Г.А. Мавлянова Академии наук Республики Узбекистан, г. Ташкент, Республика Узбекистан

### АННОТАЦІЯ

В статье приводится опыт совершенствования технологии и проблемы оценки сейсмической безопасности застроек городов в центральном Азиатском регионе. Результаты получены из



опыта Узбекистана применительно к повышению сейсмостойкости сборных железобетонных конструкций жилых зданий.

Учитывается опыт строительства каркасных зданий, надежность которых ранее проверялась экспериментально для различных сейсмических районов. Основываясь на классификации конструктивных типов зданий, выполненной б. ТашЗНИИЭП Узбекистана, и инженерном анализе последствий землетрясений в Центрально-Азиатском регионе, показано, что уровень сейсмостойкости зданий современной постройки на 1 – 2 балла ниже проектного. Это обусловлено тем, что применяемые на практике новые конструктивные системы кирпичных зданий высотой 7 – 9 этажей не соответствуют сейсмостойкости, обусловленной требованиями норм по сейсмостойкому строительству Республики Узбекистана КМК 2.01.03-96.

В предложениях указывается на необходимость усовершенствования карт общего сейсмического районирования (ОСР) при надлежащем серьезном обосновании.

Приведены спектры колебаний двухэтажного каркасно-панельного здания и установлены пределы сейсмических воздействий в заданном диапазоне частот (рис. 4).

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** сейсмобезопасность, современные технологии возведения зданий, оценка сейсмостойкости, критический анализ.

#### **MODERN HOUSEBUILDING TECHNOLOGIES AND PROBLEMS OF URBAN DEVELOPMENTS SEISMIC SAFETY IN CENTRAL ASIAN REGION**

**KHAKIMOV SH.A.** PhD, Head of Department, JSC «Tashkent research and design and survey institute of housing construction and civil engineering», Tashkent, Republic of Uzbekistan, e-mail: Sh-khakimov@rambler.ru, tel.: + 998 (712) 254-54-11

**ISMAILOV V.A.** PhD, Research Scientist, Institute of seismology named after G.A. Mavlyanov of the Republic of Uzbekistan, Tashkent, Republic of Uzbekistan

**IBRAGIMOV A.KH.** PhD, Research Scientist, Institute of seismology named after G.A.Mavlyanov of the Republic of Uzbekistan, Tashkent, Republic of Uzbekistan

#### **ABSTRACT**

The paper discusses the experience of technology improvement and the problems of urban developments seismic safety assessment in the Central Asian region. The results are obtained from the experience of Uzbekistan as applied to improving the seismic resistance of residential buildings precast reinforced concrete structures.

The construction experience concerning frame buildings, the reliability of which was previously tested experimentally for various seismic areas, is

taken into account. Based on the classification of buildings structural types elaborated at the former TashZNIIEP of Uzbekistan and the engineering analysis of earthquakes effects in the Central Asian region, it is shown that the level of modern construction buildings seismic resistance is 1 - 2 points lower than the design level. This is due to the fact that the applied in practice new structural systems of brick buildings with a height of 7 to 9 floors do not correspond to the seismic resistance requirements of the seismic construction regulations КМК 2.01.03-96 of the Republic of Uzbekistan.

In the proposals the necessity is pointed out to improve the general seismic zoning (GSZ) maps on condition of a proper serious justification.

The oscillation spectra of a two-storey frame-panel building are presented and the limits of seismic effects in a given frequency range are established (Fig. 4).

**KEY WORDS:** seismic safety, modern building production technologies, seismic resistance assessment, critical analysis.

#### **ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ**

В настоящее время в строительной индустрии, в части технологии изготовления сборных элементов, появились новые эффективные технологические приёмы, вплоть до использования робототехники. Сборные железобетонные конструкции, изготовленные с помощью новых методов, пригодны для строительства в несейсмических районах и, как правило, оказались не пригодными для целей сейсмостойкого строительства без их корректировки. И надо указать, что работы, посвященные анализу пригодности конструкций, изготовленных по новой технологии, для сейсмостойкого строительства в Центральноазиатском регионе практически отсутствуют [1, 2].

За последние 25 лет конструктивные типы жилых зданий, которыми начали застраиваться города в сейсмоактивных территориях, резко изменились. За редким исключением, еще возводятся в небольшом объеме конструктивные типы зданий, возводимые в бывшем СССР. Следует указать, что абсолютное большинство конструктивных типов жилых зданий советского периода, перед началом их массового применения, проходили тщательную экспериментально-теоретическую проверку сейсмостойкости, начиная от испытаний узлов соединений отдельных элементов до модельных и натурных экспериментальных исследований зданий на действия динамической (типа сейсмической) нагрузки.

Практически положения существующих норм проектирования основаны для зданий средней этажности: для кирпичного строительства – до 5 этажей; для железобетонных зданий – до 9-12 этажей. Надежность разработанных типовых технических решений для каждого конструктивного типа основывалась на результатах эксперимен-



та и поведения этих типов зданий при землетрясениях.

Кроме этого, начали возводить каркасные здания до 20-ти этажей с кирпичным заполнением, которые по многим параметрам не отвечают требованиям норм республик Центральной Азии.

Полноценной оценки сейсмостойкости этих и других, даже традиционных, зданий современной постройки практически не производилось.

**Целью настоящей работы** является оценка состояния уровня сейсмобезопасности современной застройки, выявление уязвимых конструктивных систем, основанных на новых технологиях, разработка новых методов оценки сейсмостойкости зданий на основе анализа записей динамических характеристик зданий различных конструктивных систем.

### РЕЗУЛЬТАТЫ АНАЛИЗА СЕЙСМИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ЗДАНИЙ СОВРЕМЕННОЙ ЗАСТРОЙКИ, НОВЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ, МАТЕРИАЛОВ И ИЗДЕЛИЙ

В 90-х годах прошлого столетия институтом АО «УзЛИТТИ» (б. ТашЗНИИЭП) при оценке сейсмического риска г. Ташкента в рамках международного проекта ООН «РАДИУС» была составлена классификация практически каждого конструктивного типа здания, которыми застроены города и села Центральной Азии, и они были ранжированы по степени их уязвимости и повреждаемости, в том числе, в зависимости от значений спектральных характеристик землетрясений. Достоверность данных по степени повреждаемости зданий при оценке сейсмического риска г. Ташкента не вызывала сомнений. Оценочные уровни интенсивности землетрясения, повреждаемости конструктивных систем достаточно хорошо корреспондировались с данными, принятыми в шкале MSK-64, а позже и шкале EMS-98, практически по всем рассматриваемым конструктивным типам зданий.

Может ли макросейсмическая шкала достоверно оценить интенсивность землетрясения по данным повреждаемости современных зданий, то есть построенных за последние 10-20 лет, по параметрам, отвечающим требованиям норм проектирования?

Для оценки достоверности шкалы к новостроям был выполнен инженерный анализ последствий землетрясений, произошедших в Центрально-Азиатском регионе, начиная с 2000 г., в том числе Камашинского, Узбекистан (2000-2002 г.); Луговского, Казахстан (2003 г.); Канского, Кыргызстан

(2011 г.); Туябугузского, Узбекистан (2013 г.); Марджанбулакского, Узбекистан (2013 г.). При макросейсмическом обследовании зданий по известной методике устанавливалась интенсивность землетрясений на местности. На этой местности определялась степень повреждаемости зданий современной постройки по шкале MSK и их проектная сейсмостойкость. И оказывалось, что интенсивность землетрясения значительно ниже проектной сейсмостойкости, а повреждения, полученные зданием, соответствовали предельным, то есть соответствующим расчетной сейсмичности.

Из этого инженерного анализа последствий поведения зданий современной постройки даже при не очень сильных землетрясениях следует главный вывод: на практике сейсмостойкость зданий современной постройки ниже заявленного в проекте уровня сейсмостойкости на 1-2 балла (рис. 1). Это означает, что сейсмический риск зданий современной постройки может быть значительным при возникновении землетрясений расчетной интенсивности. По мнению автора, такой вывод можно с осторожностью распространить, практически, на все сейсмоопасные территории стран СНГ. Однако это требует более детального расчетно-теоретического и экспериментального обоснования на зданиях современной постройки.

Такие изменения общепринятых явлений можно объяснить снижением со стороны правительства общего уровня финансирования и поддержки строительной науки, экспериментальных исследований, резким ухудшением качества проектирования и строительства. В условиях изменившейся социальной и государственной формации общества, в строительстве установился диктат бизнеса, псевдорынка, когда за привлекательностью фасадов зданий скрыты, как бы экономичные, но недостаточно надежные в сейсмическом



Рис. 1. Ориентировочное соотношение проектной и фактической сейсмостойкости современных зданий (Ш.А. Хакимов, 2016)





отношении конструкции жилого дома.

Надо указать, что за последние 25 лет наука и практика сейсмостойкого строительства мало изменились и не прогрессировали, за исключением активизации теоретических (за исключением экспериментальных) разработок и распространения различных программных комплексов, теоретических выкладок, основанных зачастую на математических предположениях и допущениях в расчетных параметрах данных о поведении сооружения при землетрясениях новой конструктивной системы, практически неисследованной ни экспериментально, ни землетрясением. Как строители, так и проектировщики довольствуются достижениями науки 25-летней давности.

При этом, совершенно необоснованно рекомендации, разработанные для конкретных конструктивных систем, начали применять для новых систем. Например, этажность кирпичных зданий повысилась до 7-9 этажей, начали возводить каркасные системы ограниченного применения или запрещенные вовсе такие, как: неполные каркасные системы, здания жесткого типа с гибкими этажами, безригельные каркасы, каркасно-стеновые системы.

Для указанных и других новых конструктивных систем действующие нормы не содержат достоверных данных и рекомендаций. Поэтому проекты жилых зданий, выполненных с отступлениями от требований норм, следует проектировать по специальным техническим условиям (СТУ).

Если рассмотреть, например, положения сейсмических норм Республики Узбекистана КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах» с изменениями 2006 года, то выясняется, что, например, значения таких расчетных параметров, как коэффициенты редуцирования и предельные относительные неупругие деформации различных систем получены по результатам экспериментов конкретно для каждого типа конструктивной системы, на проектирование которых распространяются положения норм. Для новых систем также отсутствуют и не разработаны конструктивные требования и мероприятия, назначаемые без расчетов.

Очень важным для повышения сейсмонадежности жилых зданий является развитие исследований по совершенствованию методов формирования сейсмических нагрузок в действующих нормах проектирования. Сюда входит, в первую очередь, модернизация известной таблицы 1 всех СНиПов, более точное установление категории грунтов по сейсмическим свойствам, значений приращения балльности, а также уточнение карт общего сейсмического районирования, микросейсморайонирования террито-

рий. Важно внести в нормы также характеристики землетрясений (преобладающие спектры, декременты затухания и др.).

Опыт разработки вероятностных карт общего сейсмического районирования (Россия, Украина, Узбекистан и др.), по моему мнению, не дал каких-либо эффектов в проектировании. В большинстве своем они не являются физическими, а скорее, теоретическими, не имеющими достаточного обоснования. Поэтому, строители и проектировщики России и Украины, которые вынуждены были внести вероятностные карты в свои нормы, по сути не используют при проектировании философию вероятностного проявления землетрясений определенной интенсивности. Узбекские вероятностные карты ОСР-2011 пришлось, к сожалению, отменить. Их применение привело бы, в одних случаях, к необоснованному неравномерному завышению сейсмических нагрузок от 4% до четырех раз, а в других – наоборот, к недооценке реального сейсмического воздействия, принятого в действующем нормативном документе. Составление конкретных вероятностных карт требует более серьезного обоснования и глубоких исследований.

Известен в СССР плачевный опыт внедрения новых конструктивных систем в массовое строительство без достаточного экспериментального

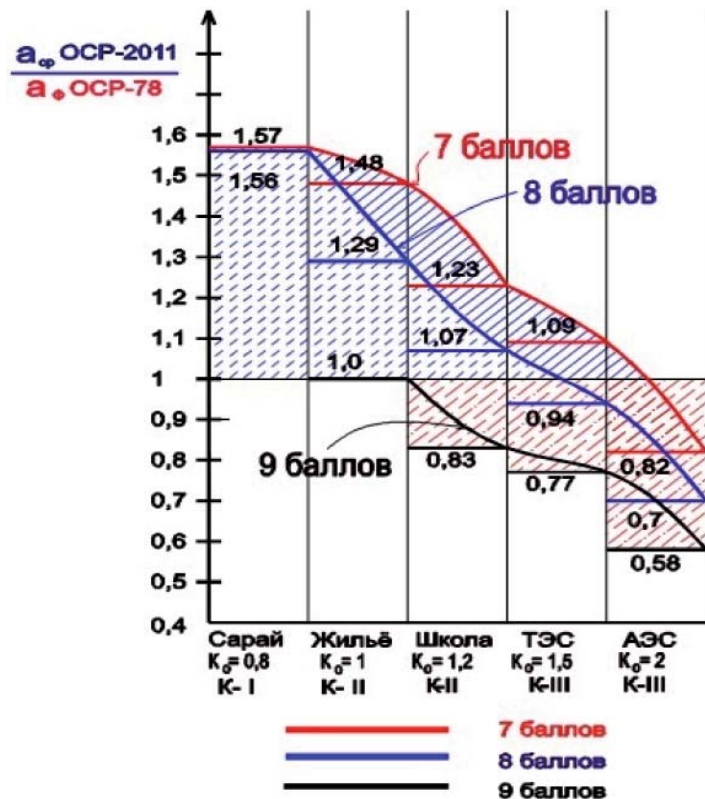


Рис. 2. Отношение средних значений ускорений для зданий по картам ОСР-2011 ( $a_{ср}$ ) к фиксированным значениям ускорений по карте ОСР-78 ( $a_{ф}$ ) с учетом коэффициентов ответственности по таблице 2.3 КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах»



обоснования их сейсмостойкости. Это серийный сборный каркас ИИС-04, системы, возводимые методом подъема перекрытий, системы с неполным каркасом, жесткие здания с гибким первым этажом, безригельные каркасные системы. Все здания, возведенные в указанных конструктивных системах, как известно специалистам, разрушились при землетрясениях расчетной и даже более низкой интенсивности.

Готовятся к внедрению в условиях Узбекистана, да и других, думаю, странах СНГ, новые конструктивные системы без какого-либо обоснования их сейсмической надежности, такие как: крупнопанельные системы с увеличенными шагами стен, с составным перекрытием из плит безопалубочного виброформования без выпусков и шпонок, платформенными стыками, нерегулярными схемами в плане (Белоруссия); «Иркутский каркас» сборного железобетонного каркаса со всеми недостатками, присущими уязвимому каркасу ИИС-04 со стыками в зоне максимальных усилий при сейсмических воздействиях и плитами перекрытия безопалубочного виброформования (Чебоксары); железобетонные монолитные плоскостеновые системы, изготавливаемые в тоннельной опалубке с частными поперечными стенами и практически с одной внутренней продольной стеной, с наружными стенами из утепленного гипсокартона (Турция); модульная система «KNAUF» с применением гипсокартона на гнутых тонколистовых оцинкованных металлических профилях с толщиной листа 0,7-2,0 мм для жилых домов до 7-ми этажей; объемно-блочные железобетонные жилые дома высотой более 12 этажей типа «Колпак» (Воронеж), в которых горизонтальные сварные связи имеются лишь на уровне перекрытия, а в вертикальном направлении блоки устанавливаются на слой цементного раствора толщиной 20 мм без сварки с нижним блоком (несейсмический вариант), и др.

Широко, без разрешения на то, в сейсмических районах начали использовать композитную полимерную неметаллическую арматуру. Для большепролетных конструкций стали применять гнутые тонколистовые профили и многое другое.

Свойства этих материалов практически не изучены при динамических воздействиях, в том числе работа композитной арматуры в составе конструкции. Следует заняться свойствами композитной арматуры и улучшать их. При высокой прочности, у неё более чем в 3-4 раза заниженный модуль упругости, по сравнению с металлической арматурой, и во многих случаях удлинение после разрыва менее 2%, что уже не приемлемо для конструкций, работающих в условиях сейсмических воздействий. Необходимо определить область её применения.

Тонколистовые гнутые металлические профили толщиной до 2 мм практически не изучены в

условиях динамических, да и статических воздействий, сложности имеются при редуцировании их сечений в зависимости от уровня напряженно-деформированного состояния элемента. Поэтому, даже в условиях статического воздействия много случаев опасного обрушения зданий, выполненных с их использованием.

Даже простое совершенствование технологичности свойств арматурной стали класса А400 с целью экономии легирующих добавок привело к тому, что сталь, в первоначальном виде отвечающая требованиям ГОСТ, после теплового воздействия на стройке превращалась, образно говоря, в чугун. Из-за высоко содержания углерода сталь становилась весьма хрупкой и чувствительной к динамическим нагрузкам и температурным воздействиям, что привело при монтажных работах ко многим разрушениям конструкций, в том числе с летальными исходами.

Все перечисленные выше конструктивные системы, их узлы и детали не прошли каких-либо испытаний ни на статические, ни на нагрузки, имитирующие сейсмические воздействия. Поэтому, их проектирование должно осуществляться на основании хотя бы специальных технических условий (СТУ) с обязательными последующими натурными динамическими испытаниями первого экспериментального здания с последующим анализом их результатов, как этого требуют все нормы стран СНГ.

Такая ситуация складывается, практически, во всех странах СНГ. Хотя для справедливости, следует отметить, что в Казахстане в стенах КазНИИСА проводятся испытания новых конструктивных систем на вибрационные воздействия.

Разработки и внедрение расчетов несущей способности конструкций и здания в целом, основанных на модной системе моделирования процессов работы конструктивных систем при сейсмических воздействиях, не могут достоверно оценить физические процессы, происходящие в таких неоднородных материалах и изделиях, какими являются бетон и железобетон, каменная кладка, тонколистовые гнутые стали, полимерные композитные материалы и др., особенно при динамических воздействиях.

Начиная со времен Галилея и до настоящего времени во всех развитых странах, расположенных в сейсмоактивных территориях, не отказались от экспериментальных исследований, значимость их и важность не уменьшилась и даже, наоборот, методы этих исследований совершенствуются и развиваются (Япония, Италия, Китай, Сербия, США и др.). Этому обязывает то, что мы имеем дело с такими строительными материалами, свойства которых изменчивы, конструкции из них различно ведут себя при землетрясениях в зависимости от многих факторов, которые не всег-



да поддаются правильному учету и точной оценке их надежности лишь традиционными теоретическими расчетами и предположениями.

Для частичной компенсации отсутствия экспериментальных работ и ориентировочной оценки сейсмостойкости современных зданий был использован метод Ю. Накамуры (Y. Nakamura), более известного, как метод отношений спектров горизонтальной компоненты записи к вертикальной (the Horizontal to Vertical Spectrum Ratio - HVSR) при регистрации техногенных микроколебаний [3, 4].

Были выполнены исследования сейсмостойкости различных конструктивных типов зданий. В качестве примера на рис. 3 и 4 показаны внешний вид и спектр HVSR микроколебаний каркасно-панельного двухэтажного здания школы.

На основании анализа инструментальных наблюдений по оценке сейсмостойкости зданий по методу HVSR выявлены пределы сейсмических воздействий, при превышении которых начинается структурное разрушение конструкций здания.



Рис. 3. Внешний вид учебного корпуса городской школы

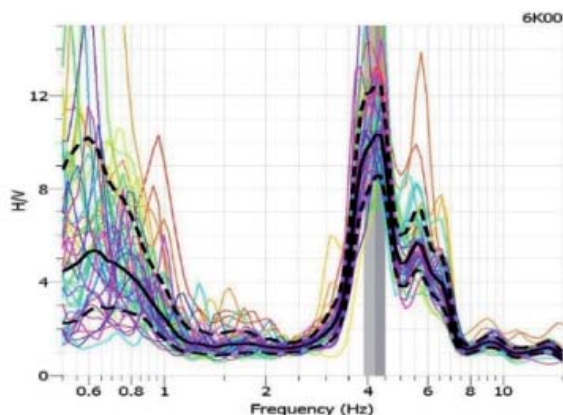


Рис. 4. Спектр HVSR микроколебаний каркасно-панельного двухэтажного здания

Установлены пределы сейсмических воздействий, выраженных в ускорениях и частотах, для различных конструктивных систем жилых и общественных зданий. Инструментально для каждого конструктивного типа зданий установлены также коэффициенты уязвимости. Практическое применение метода HVSR позволяет ориентировочно оценить состояние отдельных конструктивных элементов зданий и дать общую характеристику уязвимости зданий, что позволяет в последующем разработать мероприятия по усилению зданий и обеспечить их сейсмическую безопасность.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах» / Госархитектстрой РУз, Ташкент, 1996. – 65 с.
2. Хакимов Ш.А. Сейсмобезопасность конструктивных систем современных жилищно-гражданских зданий Центрально-азиатского региона / Ш.А. Хакимов // Геориск. – 2017. – №1. – С. 54-60.
3. Nakamura, Y. (1989). Method for dynamic characteristics. Estimation of subsurface using Microtremor on the ground surface // Quarterly Report of Railway Techn. Research Inst. V. 30. № 1. pp. 25-33.
4. Nakamura, Y., Gurler E. Dilek, Saita J. et al. Vulnerability investigation of Roman Coliseum using microtremor // Proc. 12th WCEE 2000 in Auckland. NZ. pp. 1-8.

### REFERENCES

1. КМК 2.01.03-96 «Construction in earthquake-prone areas». Gosarkhitektstroy of the RUz. – Tashkent, 1996. – 65 p.
2. Khakimov, Sh. A. (2017). Seismic safety of modern residential buildings structural systems of Central-Asian region // GeoRisk, №1. – P. 54-60.
3. Nakamura, Y. (1989). Method for dynamic characteristics. Estimation of subsurface using Microtremor on the ground surface // Quarterly Report of Railway Techn. Research Inst. V. 30. № 1. – P. 25-33.
4. Nakamura, Y., Gurler E. Dilek, Saita J. et al. Vulnerability investigation of Roman Coliseum using microtremor // Proc. 12th WCEE 2000 in Auckland. NZ. pp. 1-8.

Статья поступила в редакцию 12.07.2018 г.



УДК 624.078.012



**БЕСПАЄВ А.А.**

Д-р технічних наук, зав. лаб.,  
АТ «КазНДІБА», м. Алмати,  
Республіка Казахстан,  
e-mail: aliy40@mail.ru,  
тел.: +10 (727)392-76-36



**КУРАЛОВ У.С.**

Зав. сектором, АТ «КазНДІБА»,  
м. Алмати, Республіка  
Казахстан,  
e-mail: ulan\_kuralov@mail.ru,  
тел.: +10 (727) 392-74-40



**АЛТИГЕНОВ У.Б.**

Науковий співробітник,  
АТ «КазНДІБА», м. Алмати,  
Республіка Казахстан,  
e-mail: ulan\_kaz@mail.ru,  
тел.: +10 (727) 392-75-59



**ДОСАЄВ Н.Г.**

Заст. директора центру,  
АТ «КазНДІБА», м. Алмати,  
Республіка Казахстан,  
e-mail: dosaev.nurzhan@mail.ru,  
тел.: +10 (727) 392-75-50

## ВІДНОВЛЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ ЗГИНАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИМИ ФІБРОАРМОВАНИМИ ПЛАСТИКАМИ

### АНОТАЦІЯ

Пропонується спосіб відновлення експлуатаційної придатності згинаних залізобетонних конструкцій, що мають підвищені прогини і надмірне розкриття тріщин. Сучасні методи підсилення шляхом поверхневого наклеювання композитних фіброармованих пластиків на розтягнуту зону експлуатованих залізобетонних конструкцій підвищують міцність і жорсткість підсилюваних елементів, але не зменшують прогини і ширину розкриття тріщин. Для відновлення експлуатаційної придатності пошкоджених залізобетонних конструкцій пропонується попереднє напруження, що застосовують для підсилення фіброармованих пластиків, яке забезпечується створенням в пошкоджених елементах тимчасового будівельного підйому. Фіброармовані пластики наклеюються на розтягнуту зону наклеюваних елементів і після набору міцності клейових складів залізобетонна конструкція опускається і прагне прийняти вихідне положення, створюючи попереднє напруження фіброармированих пластиків. Це призводить до зниження прогинів посиленої залізобетонної конструкції і зменшення ширини розкриття існуючих тріщин.

У Казахстані більше десятка великих об'єктів посилено за допомогою посилення попередньо напруженими композитними матеріалами, що підвищило не тільки їх міцність і жорсткість, а

й відповідно їх експлуатаційну придатність. У статті наведені заходи посилення цим способом різних будівель в місті Алмати і відомості щодо залізобетонних конструкцій на всіх етапах посилення.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** згинальні залізобетонні конструкції, відновлення експлуатаційної придатності, попереднє напруження, фіброармовані композитні пластики.

### ВОССТАНОВЛЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫМИ ФИБРОАРИРОВАННЫМИ ПЛАСТИКАМИ

**БЕСПАЕВ А.А.** Д-р технических наук, зав. лаб., АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан, e-mail: aliy40@mail.ru, тел.: +10 (727)392-76-36

**КУРАЛОВ У.С.** Зав. сектором, АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан, e-mail: ulan\_kuralov@mail.ru, тел.: +10 (727) 392-74-40

**АЛТИГЕНОВ У.Б.** Научный сотрудник, АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан,



e-mail: ulan\_kaz@mail.ru,  
тел.: +10 (727) 392-75-59  
**ДОСАЕВ Н.Г.** Зам. директора центра  
АО «КазНИИССА»,  
г. Алматы, Республика Казахстан,  
e-mail: dosaev.nurzhan@mail.ru,  
тел.: +10 (727) 392-75-50

#### АННОТАЦИЯ

Предлагается способ восстановления эксплуатационной пригодности изгибаемых железобетонных конструкций, имеющих повышенные прогибы и чрезмерное раскрытие трещин. Современные методы усиления путем поверхностного наклеивания композитных фиброармированных пластиков на растянутую зону эксплуатируемых железобетонных конструкций повышают прочность и жесткость усиливаемых элементов, но не уменьшают существующие прогибы и ширину раскрытия трещин. Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных железобетонных конструкций предлагается предварительное напряжение применяемых для усиления фиброармированных пластиков, которое обеспечивается созданием в поврежденных элементах временного строительного подъема. Фиброармированные пластики наклеиваются на растянутую зону усиливаемых элементов и после набора прочности клеевых составов железобетонная конструкция опускается и стремится принять исходное положение, создавая предварительное напряжение фиброармированных пластиков. Это приводит к снижению прогибов усиленной железобетонной конструкции и уменьшению ширины раскрытия имеющихся трещин.

В Казахстане больше десятка крупных объектов усилено с помощью предварительно напряженных композитных материалов, что повысило не только их прочность и жесткость, но и восстановило их эксплуатационную пригодность. В статье приведены примеры усиления этим способом различных зданий в городе Алматы и сведения по состоянию железобетонных конструкций на всех этапах усиления.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** изгибаемые железобетонные конструкции, восстановление эксплуатационной пригодности, предварительное напряжение, фиброармированные композитные пластики.

#### RETROFITTING OF OPERATIONAL FITNESS OF FLEXIBLE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BY MEANS OF PRELIMINARY STRESSED FIBER REINFORCED PLASTICS

**BESPAIEV A.A.** Dr., Head of Laboratory,  
“KazSRICA” JSC,  
Almaty, Republic of Kazakhstan,  
e-mail: aliy40@mail.ru,

tel.: +10 (727) 392-76-36  
**KURALOV U.S.** Divisional Manager,  
“KazSRICA” JSC,  
Almaty, Republic of Kazakhstan,  
e-mail: ulan\_kuralov@mail.ru,  
tel.: +10 (727) 392-74-40  
**ALTIGENOV U.B.** Research Scientist,  
“KazSRICA” JSC,  
Almaty, Republic of Kazakhstan,  
e-mail: ulan\_kaz@mail.ru,  
tel.: +10 (727) 392-75-59  
**DOSAIEV N.G.** Deputy Director of Centre,  
“KazSRICA” JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan  
e-mail: dosaev.nurzhan@mail.ru,  
tel.: +10 (727) 392-75-50

#### ABSTRACT

A method is proposed for restoring the operational suitability of flexural reinforced concrete structures having increased deflection and excessive crack openings. Modern methods of reinforcement by superficial gluing of composite fiber reinforced plastics onto the stretched zones of operating reinforced concrete structures increase the strength and rigidity of the reinforced elements, but do not reduce the existing deflections and the width of crack openings. To restore operational suitability of damaged reinforced concrete structures, it is proposed to prestress the fiber reinforced plastics used for reinforcement, which is ensured by the creation of temporary construction lifting in the damaged elements. Fiber reinforced plastics are glued to the stretched zones of the reinforced elements and when the adhesive compositions gain strength, the reinforced concrete structure is lowered and tends to take an initial position causing the fiber reinforced plastics prestressing. This leads to the reduction of the strengthened reinforced concrete structure deflections and the decrease of the existing cracks openings width.

In Kazakhstan more than a dozen of large objects were strengthened by means of reinforcing with prestressed composite materials, which increased not only their strength and rigidity, but also restored their serviceability. The article provides the examples of the various buildings reinforcement in the city of Almaty and information on the reinforced concrete structures state at all stages of reinforcement.

**KEY WORDS:** flexible reinforced concrete structures, restoration of operational suitability, prestressing, fiber reinforced composite plastics.

#### АКТУАЛЬНОСТЬ И ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

При возведении и в процессе эксплуатации железобетонных конструкций бывают нередко повреждения. Основные причины повреждения железобетонных конструкций связаны с ошибками при расчете и конструировании; низким



качеством бетона и арматуры; нарушением технологии изготовления конструкций; недостаточной антикоррозионной защитой; чрезмерными нагрузками и чрезвычайными стихийными бедствиями. Наиболее часто повреждаются изгибаемые несущие железобетонные конструкции (перекрытия, балки, фермы). Особое место занимают поврежденные железобетонные конструкции перекрытий и покрытий с повышенными прогибами и недопустимой шириной раскрытия трещин. Помимо негативного эстетического восприятия таких конструкций, нарушается эксплуатационная пригодность этих конструкций. Основными причинами повреждения изгибаемых железобетонных конструкций являются ошибки при проектировании, преждевременное разопалубливание монолитных конструкций, воздействие кратковременных повышенных нагрузок. Традиционные методы усиления железобетонных конструкций ориентированы на применение для усиления металлической арматуры или прокатной стали. Усиление обеспечивается наращиванием размеров, устройством обоем или рубашек, применением шпренгельных систем. Основные трудности такого усиления связаны с необходимостью обеспечения совместной работы элементов усиления с существующей конструкцией, что требует выполнения вскрышных работ, приварки к существующей арматуре, обетонирования элементов. Выполнение таких работ нуждается в использовании дополнительного оборудования, выполнении опалубочных, сварных и бетонных работ, требует значительного времени для набора прочности бетона омоноличивания, обладает низкой эффективностью, высокой стоимостью и трудоёмкостью.

Новые методы усиления строительных конструкций ориентированы на применение для усиления фиброармированных пластиков, представляющих собой композит из фиброармированных искусственных волокон в пластиковой основе. Применение поверхностного усиления железобетонных конструкций наклеиванием фиброармированных пластиков на бетонную поверхность отличается простотой выполнения, короткими сроками выполнения, высокой эффективностью, низкой трудоёмкостью, снижением стоимости работ. На очищенную бетонную поверхность наносится грунтовка и затем наклеиваются пластиковые материалы. Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций предлагается применение предварительного напряжения усиливающих фиброармированных пластиков.

Процесс поверхностного усиления фиброармированными пластиками занимает несколько часов, а уже через сутки усиленная конструкция способна воспринимать требуемые дополнительные усилия. Усиление не приводит к увеличению размеров конструкций и их веса.

## АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

В последние два десятилетия во многих развитых странах мира усиление железобетонных конструкций производится с использованием композитных фиброармированных пластиков. В конце прошлого века в Японии впервые композитные материалы использовали при усилении колонн обоймами [1]. Позже предложена более совершенная зависимость прочности бетона в фибропластиковой обойме [2]. Затем были проведены исследования работы изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных наклеиванием полос композиционного материала на бетонные поверхности [3].

В работе [4] рассмотрены вопросы усиления фибропластиковыми материалами строительных конструкций из разных материалов. В работе [5] предлагается методика расчета нормальных сечений железобетонных конструкций, усиленных лентами ламината.

В Казахстане выполнен комплекс экспериментальных исследований работы сжатых бетонных элементов, усиленных обоймами и изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в растянутой зоне углеродными фибропластиковыми материалами при статических и динамических нагрузках [6, 7].

На основании выполненных исследований разработаны методы расчета железобетонных конструкций, усиленных композитными фибропластиковыми материалами при обычных и сейсмических воздействиях.

Фибропластиковые композитные материалы отличаются повышенной прочностью, упругим характером деформирования и высокой коррозионной стойкостью. Они поставляются в виде композитных лент, тканей или сеток, которые содержат армирующие волокна из углерода, базальта, арамида или стекла в полимерной матрице из различных смол (эпоксидных, фенольных, винилэфирных или других видов органических смол). Поверхностное усиление наклеиванием фиброармированных пластиков на поврежденные железобетонные конструкции существенно повышает несущую способность и жесткость изгибаемых элементов, но они включаются в работу усиливаемых конструкций только при дальнейшем увеличении нагрузки, хотя при этом они уменьшают скорость раскрытия трещин и роста вертикальных прогибов.

Поверхностное усиление изгибаемых железобетонных конструкций не восстанавливает эксплуатационную пригодность поврежденных железобетонных конструкций. Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций предлагается применение предварительного напряжения усиливающих композитных фиброармированных пластиков.

Объектом исследования являются железобетонные конструкции, не соответствующие требованиям по эксплуатационной пригодности.

Предметом исследований является напряженное состояние поврежденных железобетонных кон-



струкций, усиленных предварительно напряженными фиброармированными пластиками.

### ЦЕЛЬ ИССЛЕДОВАНИЯ

Создание и оценка эффективного способа предварительного напряжения фиброармированных пластиков при восстановлении эксплуатационной пригодности поврежденных железобетонных конструкций.

Предлагается способ предварительного напряжения фиброармированных композитных материалов поверхностного усиления поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций за счет потенциальной энергии, которая необходима для создания строительного подъема усиливаемых конструкций. Требуемый строительный подъем создается внешними силовыми системами (телескопическими опорами или стойками с механическими или гидравлическими домкратами, шпренгельными системами и т.п.), которые устанавливаются в критических сечениях усиливаемых железобетонных конструкций (в серединах пролетов плит или балок перекрытия, в местах действия максимальных изгибающих моментов от собственного веса железобетонных конструкций). Затем производится поверхностное усиление поврежденных элементов фиброармированных лент или сеток на поврежденные зоны и через несколько часов (длительность зависит от качества используемых клеев) производится опускание приподнятого участка. В процессе опускания усиливаемого элемента фиброармирующие материалы включаются в совместную работу с растянутой металлической арматурой поврежденного участка изгибаемого элемента, что приводит к уменьшению деформаций растянутой зоны элемента, уменьшению ширины раскрытия трещин, ликвидации чрезмерных прогибов конструкции и восстановлению эксплуатационной пригодности железобетонного перекрытия.

Ниже приведены некоторые примеры выполненного восстановления эксплуатационной пригодности и повышения прочности поврежденных железобетонных перекрытий.

#### Пример №1

Блок I Павильона I «Торгового центра Алмалы» в городе Алматы представляет собой двухэтажное подземное здание прямоугольной формы в плане размерами 49,0×54,0 м с сеткой колонн 9,0×9,0 м. По конструктивному решению здание является каркасно-связевой системой с жесткими узлами соединения ригелей с колоннами и вертикальными диафрагмами жесткости. При обследовании несущих конструкций здания выявлено наличие повышенных прогибов и чрезмерной ширины раскрытия трещин в монолитных железобетонных перекрытиях. Рекомендации по усилению предусматривают восстановление эксплуатационной пригодности перекрытий производить поверхностным наклеиванием предварительно напряженных фиброармированных пластиков. В процессе усиления производились замеры вертикаль-

ных перемещений элементов перекрытий с помощью лазерного тахеометра «Leica Flexline TS02plus» с точностью 0,5 мм, а ширина раскрытия трещин замерялась микроскопом МПБ-3 с точностью 0,02 мм.

Рекомендации по усилению конструкций перекрытия над нижним этажом включали:

- усиление главных и второстепенных ригелей перекрытий, имеющих чрезмерное раскрытие трещин, производилось поверхностным наклеиванием на нижнюю грань лент ламеля FibArm 12/50;
- усиление плит перекрытий, имеющих чрезмерное раскрытие трещин, осуществлялось наклеиванием на нижнюю поверхность поврежденных плит полос однонаправленных сеток FibArm Таре 530/300 (рис. 1).

Приподнимание ячеек перекрытия производилось телескопическими стойками (рис. 2).

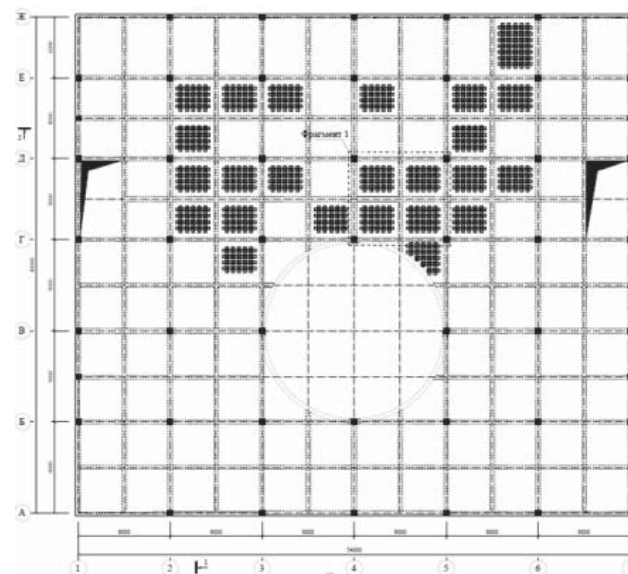


Рис. 1. Схема расположения полос сеток усиления плиты перекрытия над нижним этажом



Рис. 2. Вид телескопических стоек для подъема перекрытия



Выполненное усиление конструкций перекрытия над нижним этажом привело к снижению прогибов и уменьшению ширины раскрытия трещин в ригелях и плитах перекрытий:

- прочность главных ригелей увеличилась на 30%, прочность второстепенных ригелей увеличилась на 45%, прочность плит перекрытий увеличилась на 75%;
- ширина раскрытия трещин в плите перекрытия уменьшилась на 32%, в главных ригелях на 15%, а во второстепенных ригелях на 10%; прогиб перекрытия уменьшился на 37%.

Рекомендации по усилению железобетонного перекрытия над верхним этажом здания включали не только поверхностное усиление элементов перекрытия, но и наращивание толщины плиты:

- усиление главных и второстепенных ригелей перекрытий, имеющих чрезмерное раскрытие трещин, производилось поверхностным наклеиванием на нижнюю грань лент ламеля FibArm 12/50;
- усиление плит перекрытий, имеющих чрезмерное раскрытие трещин, осуществлялось наклеиванием на нижнюю поверхность поврежденных плит полос однонаправленных сеток FibArm Tare 530/300 (рис. 3);
- на плите перекрытия уложен слой железобетона толщиной 200 мм, армированного сеткой.

Выполненное усиление конструкций перекрытия над верхним этажом привело к снижению прогибов и уменьшению ширины раскрытия трещин в ригелях и плитах перекрытий:

- прочность главных ригелей увеличилась на 70%, прочность второстепенных ригелей увеличилась более чем в 2 раза, прочность плит перекрытий увеличилась более чем в 3 раза;
- ширина раскрытия трещин в плите перекрытия уменьшилась на 33%, в главных ригелях на

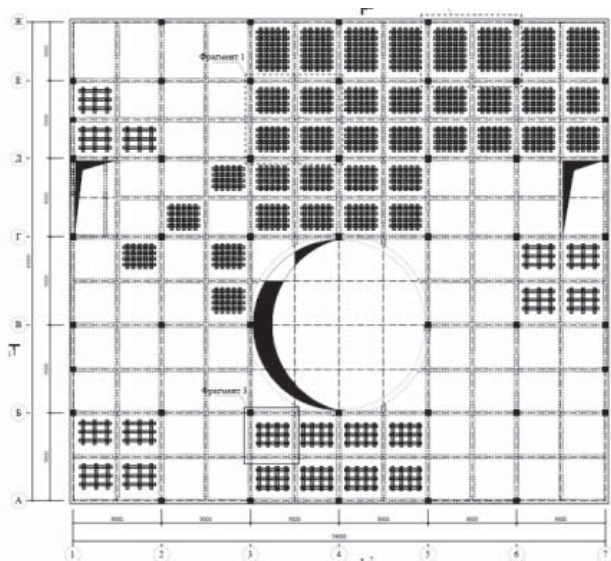


Рис. 3. Схема усиления плиты перекрытия над верхним этажом полосами сеток

36%, во второстепенных ригелях на 5%; а прогиб перекрытия уменьшился на 37%.

Выполненное усиление здания «Торгового центра Алмады» не только усилило перекрытия, но и восстановило их эксплуатационную пригодность.

#### Пример 2

Многофункциональный жилой комплекс с паркингом расположен в южной части г. Алматы, в Медеуском районе на ул. Горной. Он состоит из трех Блоков почти прямоугольных в плане зданий размерами 18×35 м, имеющих по четыре жилых этажа, подвальный и мансардный этажи. Здания Блоков имеют каркасно-стеновую конструктивную систему в виде ригельного каркаса и несущих стен, в которой большую часть вертикальных нагрузок и горизонтальные нагрузки воспринимают и передают основанию несущие железобетонные стены.

Обследование жилых зданий выявило наличие чрезмерных трещин в плитах перекрытий.

Усиление плит перекрытий производилось поверхностным усилением растянутой стороны с помощью фиброармированных лент ламината MBRACE LAM CF 165/3000.50×1,2.100m. Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных участков перекрытия производилось предварительное напряжение фибропластиковой арматуры путем подъема поврежденных участков плит перекрытий телескопическими стойками с созданием вертикальных усилий не менее 10-15 тс до ликвидации прогибов и «зажатия» имеющихся трещин до величины 0,10-0,15 мм (рис. 4).

После усиления плит перекрытий и демонтажа телескопических опор окончательная ширина раскрытия трещин в бетоне железобетонных плит пере-

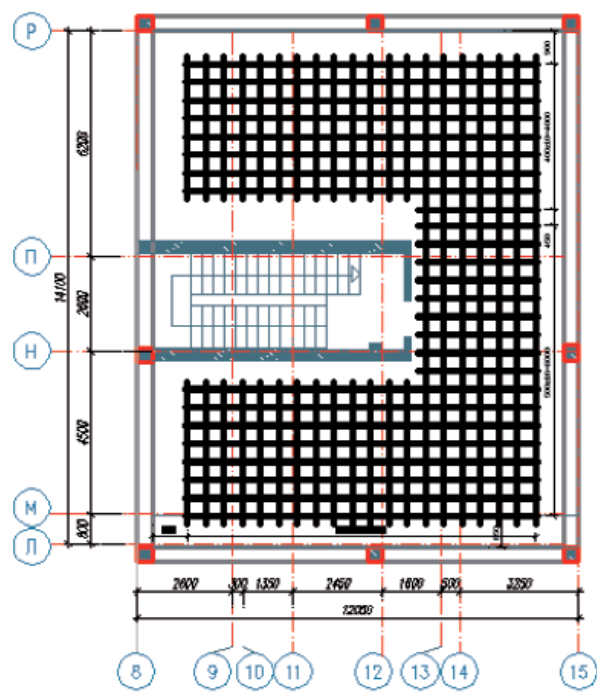


Рис. 4. Схема усиления плиты на отм. +22,000 Блока «С» на ул. Горной





крытий не превышала 0,10-0,25 мм, а прогибы перекрытий не превышали 18-30 мм.

#### Пример №3

Жилой дом расположен в Медеуском районе г. Алматы на проспекте Достык и представляет собой трехэтажное здание общими габаритами в плане 18,5×26,7 м и высотой около 10 м и состоит из трех блоков прямоугольной формы в плане размерами 9×15 м.

По конструктивному решению жилой дом относится к стеновым системам с несущими стенами комплексной конструкции и монолитными перекрытиями. Несущие стены выполнены из кирпичной кладки, усиленной железобетонными включениями. Плиты перекрытия и покрытия выполнены толщиной 200 мм и армированы двойными сетками из стержней Ø12 АIII, Ø8 А-III с ячейками 200×200 мм (рис. 5).

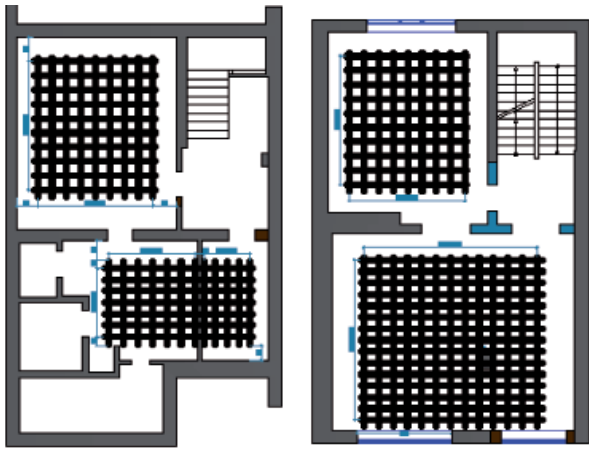


Рис. 5. Схема усиления плит перекрытий жилого дома на просп. Достык

В плитах перекрытия над вторым этажом обнаружены горизонтальные трещины на нижней стороне в пролетах плит шириной раскрытия 0,35-0,50 мм.

Поврежденные участки плит перекрытий усилены по растянутой стороне фиброармированными пластиками в виде ленты ламината MBRACE LAM CF 165/3000.100×1,2.100м.

После усиления плит и демонтажа телескопических опор остаточная ширина раскрытия трещин в бетоне железобетонных плит перекрытий не превышала 0,10-0,20 мм.

#### Пример №4

Здание на проспекте Сейфуллина в г. Алматы представляет собой трехэтажное здание общими габаритами в плане 18,5×26,7м, высотой около 10 м и состоит из трех бло-

ков прямоугольной формы в плане размерами 9×15 м. По конструктивному решению здание является рамно-связевой системой в виде рамного каркаса и вертикальных диафрагм жесткости, в которой вертикальные нагрузки, главным образом, воспринимает и передает основанию рамный каркас, а горизонтальные нагрузки воспринимают совместно вертикальные диафрагмы жесткости и рамный каркас.

Основным недостатком возведенных несущих железобетонных конструкций здания является наличие диагональных трещин железобетонных перекрытий шириной раскрытия до 0,4-0,5 мм. Рекомендации по усилению здания предусматривали усиление пролетных зон отдельных ячеек безбалочных перекрытий, имеющих трещины недопустимой величины, двунаправленными сетками MBRACE FIB CF Sheet 50/50.

Усиление плит перекрытий, имеющих недопустимое раскрытие трещин, выполнено наклеиванием в шахматном порядке однонаправленных углеродных лент шириной 600 мм марки FibArm Tape 230×300.

При выполнении работ по усилению перекрытий здания выполнялся подъем участков железобетонных перекрытий с помощью гидравлического домкрата и сварной металлической стойки (рис. 6). Затем устанавливались временные металлические стойки и выполнялись работы по наклеиванию усиливающих лент. После набора прочности клея, которым приклеивались сетки к бетону, временные стойки демонтировались.

Анализ результатов обследования перекрытий



Рис. 6. Общий вид домкрата со стойкой и временных опор



после усиления показал, что прогибы и ширина раскрытия трещин в усиленных плитах перекрытий соответствуют требованиям норм по проектированию железобетонных конструкций.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сяо Ю., Ма Р. Сейсмическое усиление круглых колонн с использованием композитных обоймы // Конструктивная инженерия. ФСКЕ, 1997. – Вып. 5, №10.
2. Усиление ФАП железобетонных конструкций / [Тенг Д.Г., Чен В.Ф., Смит С.Т., Lam L.], 2002. – ООО «Джон и Сыновья».
3. Хаютин Ю.Г., Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций // Бетон и железобетон. – М., 2002, №6.
4. Усиление железобетонных конструкций обоями из фиброармированных пластиков для сейсмических воздействий / Технический отчет ФИБ, Бюл. № 35, Апрель 2006.
5. Патитини М., Ачита М., Бургой Крис. Д. Прочность, жесткость и энергоемкость балок, усиленных фибропластиковой арматурой // АКИ Конструктивный журнал, 2009, Февраль.
6. Мухамедиев Т.А., Кузеванов Д.В. Расчет внецентренно сжатых железобетонных конструкций, усиленных обоями из композитных материалов // Бетон и железобетон. – М.: Ладья, 2014. – №2.
7. Беспаяев А.А., Куралов У.С., Алтигенов У.Б. Прочность сжатых бетонных элементов, усиленных фиброармированными сетками // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – М., 2014, №2.
8. Беспаяев А.А., Куралов У.С., Алтигенов У.Б. Исследование работы изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками, при динамических нагрузках // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – М., 2015, №3.

#### REFERENCES

1. Xiao, Y. & Ma, R. (1997). Seismic Retrofit of RC Circular Columns using Prefabricated Composite Jacketing. J. of Structural Engineering. FSCE, 5, 10 [in English].
2. Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. & Lam, L. (2002). FRP Strengthened RC Structures. John Wiley&Sons, Ltd [in English].
3. Khaiutin, U.G., Cherniavskii, V.L. & Akselrod, E.Z. (2002). Using CFRP for Buildings

Con-structions Strengthening. Concrete and reinforced concrete, 6.

4. Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs with Emphasis on Seismic Applications: Technical Report (2006). Fib Bull., 35, April [in English].
5. Pathithini, M., Achita, M. & Burgoyne Chris. J. (2009). Moment-Curvature and Strain Energy of Beams with External Fiber-Reinforcement Polymer Reinforcement. ACI Structural J., February [in English].
6. Mukhamediev, T.A. & Kuzevanov, D.V. (2014). Calculation of eccentrically compressed reinforced concrete structures reinforced with holders made of composite materials. Concrete and reinforced concrete, 2. – М.: Ladya [in Russian].
7. Bepayev, A.A., Kuralov, U.S. & Altigenov, U.B. (2014). Strength of compressed concrete elements reinforced with fiber reinforced grids. Earthquake engineering. Constructions safety, 2.
8. Bepayev, A.A., Kuralov, U.S. & Altigenov, U.B. (2015). Study of the work of the bending structures strengthened with fiber reinforced plastics under dynamic loads. Earthquake engineering. Constructions safety, 3.

Статья поступила в редакцию 12.08.2018 г.



УДК 699.841



**ЛАПИН В.О.**

Канд. технічних наук, директор, Центр наукових досліджень будівельної галузі, член-кореспондент НДА РК та МІА АТ «КазНДІБА», м. Алмати, Республіка Казахстан, e-mail: lapin\_1956@list.ru, тел.: +8 (727) 392-68-96



**ЄРЖАНОВ С.Є.**

Кандидат технічних наук, радник генерального директора з питань науки, член-кореспондент НДА РК та МІА АТ «КазНДІБА», м. Алмати, Республіка Казахстан, e-mail: serzhanov@kazniisa.kz, тел.: +8 (727) 392-75-41



**ДАУТАВЕТ В.П.**

Зав. сектору ІСС, АТ «КазНДІБА», м. Алмати, Республіка Казахстан

## АНАЛІЗ ЕФЕКТУ СЕЙСМОІЗОЛЯЦІЇ НА ОСНОВІ РЕЗУЛЬТАТІВ ЗАПИСІВ СТАНЦІЙ ІНЖЕНЕРНО-СЕЙСМОМЕТРИЧНОЇ СЛУЖБИ НА БУДИНКАХ

### АНОТАЦІЯ

Досліджується актуальне завдання оцінки сейсмоізоляційних властивостей різних систем сейсмоізоляції. В АТ «КазНДІБА» дослідження сейсмоізоляційних властивостей будівель, оснащених спеціальними системами сейсмосахисту, виконується на спеціальному полігоні. На трьох будинках з однаковою надфундаментною частиною (9-ти поверхові великопанельні будинки серії 158), але різними фундаментами: звичайними стрічковими з системою перехресних стрічок, сейсмоізоляційними кінематичними (КФ) і опорами з прокладками з фторопласту (ФТ), були встановлені в режимі очікування датчики вимірювання зсувів, швидкостей і прискорень. Локальні ґрунтові умови на ділянках будівництва цих будівель однакові і відповідають 2-му типу за сейсмічними властивостями. На зазначених будівлях в поперечному напрямку отримані інструментальні записи землетрусу 16 серпня 2014 року. Отримані акселерограми використані для побудови графіків спектральних прискорень. За спектральними кривими визначено періоди вільних коливань будівлі. Оцінюється можливий ефект сейсмоізоляції, а також вплив конструкцій фундаменту на динаміку будівель з фундаментами звичайного типу і сейсмоізоляційними. Має місце зниження сейсмічних навантажень для ФТ в 1,62 рази, для КФ в 2,4. Довговічність елементів сейсмоізоляції -

не менше 30 років. Під час наступних землетрусів оцінки зниження сейсмічних навантажень будуть істотно уточнені і посилені.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** сейсмоізоляція, сейсмостійкість, акселерограма, сейсмостанція.

**ЛАПИН В.А.** Канд. технических наук, директор, Центр научных исследований строительной отрасли, член-корреспондент НИА РК и МИА АО «КазНИИСА»,

г. Алматы, Республика Казахстан,

e-mail: lapin\_1956@list.ru,

тел.: +8 (727) 392-68-96

**ЄРЖАНОВ С.Є.**

Кандидат технических наук, советник генерального директора по науке, член-корреспондент НИА РК и МИА АО «КазНИИСА»,

г. Алматы, Республика Казахстан,

e-mail: serzhanov@kazniisa.kz,

тел.: +8 (727) 392-75-41

**ДАУТАВЕТ В.П.**

Зав. сектора ИСС, АО «КазНИИСА»,

г. Алматы, Республика Казахстан

**АНАЛИЗ ЭФФЕКТА СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ НА ОСНОВЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ЗАПИСЕЙ СТАНЦИЙ ИНЖЕНЕРНО-СЕЙСМОМЕТРИЧЕСКОЙ СЛУЖБЫ НА ЗДАНИЯХ**



## АННОТАЦИЯ

Исследуется актуальная задача оценки сейсмоизолирующих свойств различных систем сейсмоизоляции. В АО «КазНИИСА» исследования сейсмоизолирующих свойств зданий, оснащенных специальными системами сейсмозащиты, выполняются на специальном полигоне. На трех домах с одинаковой надфундаментной частью (9-ти этажные крупнопанельные дома серии 158), но различными фундаментами: обычными ленточными с системой перекрестных лент, сейсмоизолирующими кинематическими (КФ) и опорами с прокладками из фторопласта (ФТ), были установлены в ждущем режиме датчики измерения смещений, скоростей и ускорений. Локальные грунтовые условия на площадках строительства этих зданий одинаковые и соответствуют 2-му типу по сейсмическим свойствам. На указанных зданиях в поперечном направлении получены инструментальные записи землетрясения 16 августа 2014 года. Полученные акселерограммы использованы для построения графиков спектральных ускорений. По спектральным кривым определены периоды свободных колебаний здания. Оценивается возможный эффект сейсмоизоляции, а также влияние конструкций фундамента на динамику зданий с фундаментами обычного типа и сейсмоизолируемыми. Имеет место снижение сейсмических нагрузок для ФТ в 1,62 раза, для КФ в 2,4. Долговечность элементов сейсмоизоляции - не менее 30 лет. При последующих землетрясениях оценки снижения сейсмических нагрузок будут существенно уточнены и усилены.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** сейсмоизоляция, сейсмостойкость, акселерограмма, сейсмостанция.

**LAPIN V.A.** PhD, Director, the Center for Studies and Research in Construction, Associate member of NIA RK and IAE, KAZNIISA AO, Almaty, the Republic of Kazakhstan, e-mail: lapin\_1956@list.ru, tel.: +8 (727) 392-68-96

**ERZHANOV S.E.**

PhD, Advisor Director General of Science, Associate member of NIA RK and IAE, KAZNIISA AO, Almaty, the Republic of Kazakhstan, e-mail: serzhanov@kazniisa.kz, tel.: +8 (727) 392-75-41

**DAUGAVET V.P.** ISS Section leader, KAZNIISA AO, Almaty, the Republic of Kazakhstan

## AN ANALYSIS OF A SEISMIC ISOLATION EFFECT BASED ON THE RECORDS RESULTS OF ENGINEERING AND SEISMOLOGICAL MEASUREMENT SERVICES STATIONS FOR BUILDINGS

### ABSTRACT

The actual problem assessment for the seismic

isolation properties of various seismic isolation systems is investigated. The studies of the seismic insulating properties of the buildings equipped with special seismic protection systems are performed at a special test site of "KazSRICA" JSC. There are three 9-storey large-panel houses of the 158 series were examined in the study. It was used three types of foundations which are a system of cross-strips foundations, seismic insulating kinematic foundations (KF) and pillars with fluoroplastic (FP) gaskets. There are sensors in standby mode for measuring displacements, velocities and accelerations in each building. The local soil conditions at the sites of these buildings are the same and correspond to II type by seismic properties. Instrumental earthquake records in August 16, 2014 were obtained in the transverse direction of these buildings. The obtained accelerograms were used to plot spectral accelerations. Periods of building free oscillations are determined by spectral curves. It is evaluated a possible seismic isolation effect as well as an effect of foundation structures on the buildings dynamics with usual and seismic isolated types of foundations. There is a decrease of seismic loads for FP by 1.62 times and for KF by 2.4. The seismic isolation elements durability is at least 30 years. The seismic load reduction evaluation will be significantly clarified and enhanced during subsequent earthquakes.

**KEY WORDS:** seismic isolation, seismic resistance, accelerogram, seismic station.

## АКТУАЛЬНОСТЬ И ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

Остаются актуальными вопросы применения, расчета и проектирования зданий с различными системами сейсмоизолирующих конструкций. Основной здесь является проблема оценки эффекта сейсмоизоляции надфундаментных конструкций в условиях реального сейсмического воздействия.

С введением в Республике Казахстан в 2015 г. новой нормативной базы в строительстве на основе Еврокодов для применения сейсмоизоляции появился полноценный нормативно-технический документ. Это глава 10 «Изоляция оснований», охватывающая проектирование сейсмоизолированных конструкций, в которых система сейсмоизоляции предназначена для снижения сейсмической реакции здания, противостоящей горизонтальным сейсмическим нагрузкам.

Отметим, что недавно принятый в связи с введением новой карты сейсмического зонирования СП РК 2.03-30-2017 «Строительство в сейсмических зонах», никак не регламентирует использование систем активной сейсмозащиты в сейсмостойком строительстве. Уход в небытие с 2020 года данного нормативного документа следует признать достаточно позитивным явлением, позволяющим применять новые конструктивные решения для сейсмоизолируемых зданий.

Тема исследования актуальна, как для Республики



Казахстан, где в сейсмоопасных районах проживает около 6 миллионов человек, так и для всех стран, где сейсмическая опасность стимулирует развитие сейсмостойкого строительства.

### **АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ**

В Республике Казахстан используются несколько типов сейсмоизолирующих фундаментов – кинематические фундаменты [1-3, 7], фундаменты с прокладками из фторопласта [4-5], фрикционные со сферическими поверхностями скольжения [6], а также комбинированные опоры итальянской фирмы «FIP INDUSTRIALE» [6]. Отметим также, на уровне предложения, применение платформенного робота SHOLCOR в системе активной сейсмозащиты здания [8].

В [9] с помощью измерительного оборудования «ZETLAB» на моделях испытывались различные системы сейсмоизоляции. Испытания не показали новых результатов, но вызвали интерес у молодых ученых – магистрантов и докторантов.

АО «КазНИИСА» располагает сетью инженерно-сейсмических станций на зданиях – 10 станций в г. Алматы, 1 – в г. Таразе, 1 – в г. Капшагае, инструментальные данные которых позволяют объективно оценивать поведение зданий различных конструктивных решений в условиях реального сейсмического воздействия.

Остаются актуальными вопросы исследования поведения зданий, оснащенных различными системами сейсмозащиты, в условиях реальных сейсмических воздействий.

В АО «КазНИИСА» такие исследования по оценке эффективности систем сейсмоизоляции различных типов выполняются на постоянно действующем специальном полигоне. В 1989 году на трех построенных домах с одинаковой надфундаментной частью (9-ти этажные крупнопанельные дома серии 158), но различными фундаментами: обычными ленточными с системой перекрестных лент, сейсмоизолирующими кинематическими [1-3] и опорами с прокладками из фторопласта, были установлены станции инженерно-сейсмической службы.

Кинематические фундаменты как средство сейсмоизоляции крупнопанельных и каркасно-кирпичных зданий получили значительное распространение в Российской Федерации (РФ) и Республике Казахстан. С их применением в РФ построено свыше 300 зданий в г.г. Иркутск, Новокузнецк, Усьолье Сибирское, Шелехов, Северо-Байкальск, Тында, Южно-Сахалинск, Петропавловск-Камчатский и т. д.

В Республике Казахстан в г. Алматы на кинематических фундаментах построено свыше 20 домов и 1 в г. Шымкент.

Система сейсмоизоляции в виде опоры с прокладками из фторопласта, связанная с именами

Жунусова Т.Ж., Шахновича Ю.Г., Горовица И.Г. [4-5], была разработана и экспериментально исследована институтами КазпромстройНИИпроект и ЦНИИпромзданий. Эта система первоначально предложена для железобетонных каркасных зданий. Она выполняется с наклонными плоскостями контактирующих поверхностей с использованием пленки из фторопласта [4].

Объектами исследования являются 3 здания, образующие специальный полигон в г. Алматы, Республика Казахстан. Все здания оснащены станциями инженерно-сейсмической службы, работающими в ждущем режиме.

Типовое здание представляет собой крупнопанельный жилой дом серии 158, одноподъездная блок-секция. Габариты здания: длина - 17,4 м, ширина - 12,9 м, высота – 31,5 м. Здание имеет 9 этажей высотой 3 м каждый с дополнительным техническим подпольем и полупроходным чердаком. На здании с КФ кинематические фундаменты опираются на перекрестную ленту в местах пересечения стен. Глубина заложения 3,8 м.

Каждое здание запроектировано для районов сейсмичностью 9 баллов.

Грунтовые условия на площадке строительства – валуногалечники, соответствуют 2-й категории по сейсмическим свойствам. Уровень грунтовых вод – 20 м.

Все дома, таким образом, были оснащены станциями инженерно-сейсмической службы, получившие номера, соответственно, №№ 20, 21, 22. На здании с КФ оборудовано 5 измерительных пунктов (1, 4, 7, 9 этажи и подвал).

Предметом исследования являются инструментальные записи зарегистрированных землетрясений.

Инструментальные записи землетрясений - это объективный источник информации для оценки качества систем сейсмоизоляции с учетом текущей эксплуатации и технического состояния домов.

Записи ускорений выполняются аналоговыми приборами ОСП, смещений – ВВП. Инструментальные данные записываются на фотобумагу. Понятно, что оцифровка инструментальных записей выполнялась вручную.

Цель исследования заключается в анализе инструментальных записей, зарегистрированных при землетрясениях на здании с обычными ленточными фундаментами (здание-аналог) и зданиями с сейсмоизолирующими фундаментами двух типов. Сопоставление, например, величин спектральных ускорений является объективной оценкой сейсмоизолирующих свойств систем сейсмоизоляции.

В [10] приведены результаты анализа инструментальных записей, зарегистрированных при землетрясении 31 мая 2012 года интенсивностью 4-5 баллов, на станциях № 21 и № 22. Однако на доме-аналоге (станция № 20),



удовлетворительные записи получены не были.

16 августа 2014 года в 03 час. 42 мин. сетью сейсмических станций ГУ «Сейсмологическая опытно-методическая экспедиция Комитета науки Министерства образования и науки Республики Казахстан» зарегистрировано землетрясение. Эпицентр был расположен в 41 км на восток от г. Алматы с координатами 43° 30' с. ш. и 77° 40' в. д., энергетическим классом  $K=12,0$ , магнитудой  $M_{PV}=5,2$ , глубина 5 км. Подземные толчки ощущались в г. Алматы 4-5 баллов по шкале MSK-64.

На сейсмостанциях №№ 20, 21, 22, расположенных на 9-ти этажных крупнопанельных зданиях серии 158 с фундаментами трех типов, были получены инструментальные записи указанного землетрясения. Эти инструментальные записи образовали очень удобную для изучения выборку из 10 акселерограмм – они получены на доме-аналоге и двух зданиях с сейсмоизолирующими фундаментами. Выборка весьма информативная, позволяющая оценить влияния конструктивного решения фундаментов на реакцию крупнопанельных зданий 158 серии. В [11] выполнен анализ сейсмоизолирующих свойств зданий с применением классического спектрального метода. Максимальные

величины спектрального коэффициента  $\beta$  для сейсмоизолируемых зданий в уровне 9-го этажа меньше аналогичной величины для здания-аналога – для ФТ на 11%, для КФ на 63%.

Ниже анализ сейсмоизолирующих свойств выполнен по величинам спектральных ускорений.

Методы расчета сейсмоизолированных зданий предполагают наличие графиков спектральных ускорений для грунтовых условий различного типа [12].

Все акселерограммы записаны по поперечной оси здания. В Еврокоде 8 для определения сейсмических сил используются величины спектральных ускорений, поэтому вместо классических спектральных кривых  $\beta$  для каждой из записанных акселерограмм при величине декремента

колебания 0,314 будем определять размерные спектральные ускорения. В табл. 1-3 приведены параметры записанных акселерограмм на доме-аналоге и зданиях с сейсмоизолирующими фундаментами двух типов. В скобках приведены значения спектрального ускорения 2-го пика. Величины спектральных ускорений определялись с помощью решателей системы компьютерной математики SCILAB.

На рис. 1-3 соответственно приведены графики спектральных ускорений для поэтажных акселерограмм соответственно для дома-аналога, здания с фторопластовыми прокладками (ФТ) и здания на КФ. Визуально наблюдается снижение величин спектральных ускорений для зданий с сейсмоизолируемыми фундаментами.

Можно отметить, здание-аналог деформируется по классической одномассовой схеме с равномерным нарастанием ускорений по высоте здания. Эффективные длительности воздействия в ярусах с 4-го по 9-й этажи практически одинаковые (табл. 1).

На рис. 2 сопоставлены величины спектральных ускорений для здания на ФТ и обычных ленточных фундаментах. Имеет место эффект сейсмоизоляции

Таблица 1. Максимальные величины ускорений и параметры акселерограмм

Инструментальная запись	Ускорение, $см/с^2$	Эффективная длительность, с	Спектральное ускорение, $см/с^2$	Период максимума спектра, с
89-А-1-1х, фундамент	5,12	6,38	21,88	0,22
89-А-4-4х, 4-й этаж	10,59	10,75	50,64(48,21)	0,10(0,40)
89-А-7-7х, 7-ой этаж	16,01	10,45	126,63	0,39
89-А-9-9х, 9-ый этаж	24,07	10,45	190,34	0,39

Таблица 2. Максимальные величины ускорений и параметры акселерограмм

Инструментальная запись	Ускорение, $см/с^2$	Эффективная длительность, с	Спектральное ускорение, $см/с^2$	Период максимума спектра, с
89-КФ-1-1х, фундамент	15,08	1,60	45,76	0,14
89-КФ-4-4х, 4-й этаж	8,53	2,81	38,72	0,14
89-КФ-7-7х, 7-ой этаж	11,88	14,04	63,23	0,46
89-КФ-9-9х, 9-ый этаж	16,38	4,16	79,45	0,45

Таблица 3. Максимальные величины ускорений и параметры акселерограмм

Запись	Ускорение, $см/с^2$	Эффективная длительность, с	Спектральное ускорение, $см/с^2$	Период максимума спектра, с
89-ФТ-1-1х, фундамент	6,48	8,57	22,95	0,14
89-ФТ-9-9х, 9-й этаж	16,41	7,81	117,34	0,41

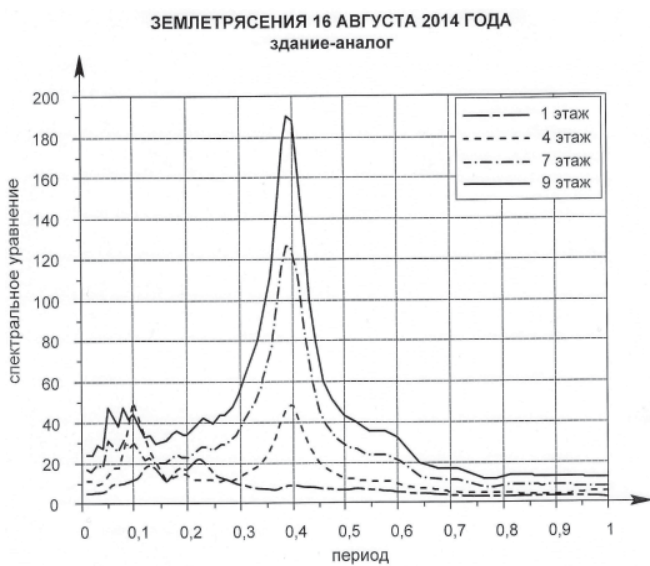


Рис. 1. Спектральные ускорения поэтажных акселерограмм для здания-аналога

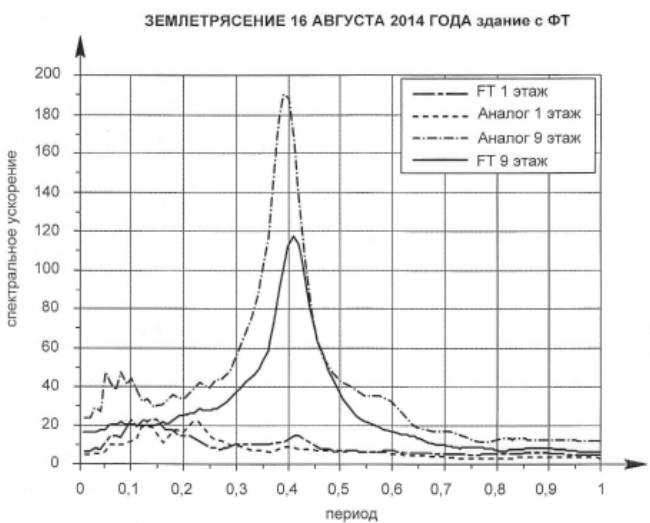


Рис. 2. Спектральные ускорения поэтажных акселерограмм для здания с ФТ

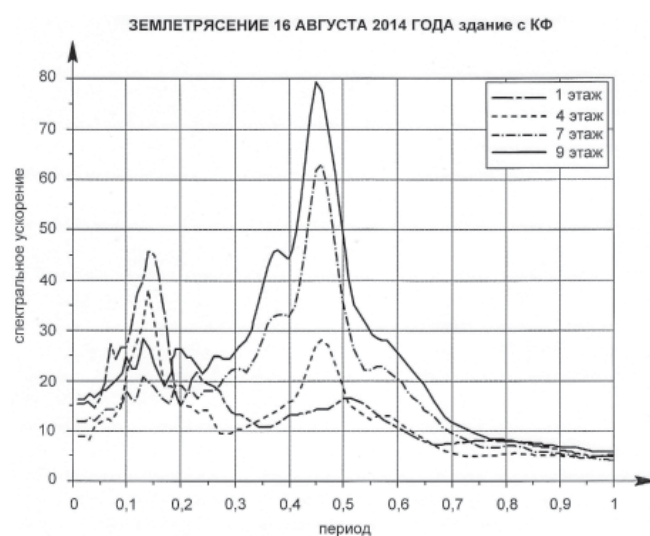


Рис. 3. Спектральные ускорения поэтажных акселерограмм для здания с КФ

– в уровне 9-го этажа величины спектрального ускорения меньше для здания на ФТ в 1,62 раза.

Сравнивая рис. 1 и рис. 3, получаем эффект сейсмоизоляции для здания на КФ. Имеет место снижение спектральных ускорений в 2,4 раза.

Предполагаемые величины снижения сейсмических нагрузок на момент проектирования и строительства зданий с системами сейсмоизоляции равны двум [1, 5]. Поэтому ожидаемые величины эффекта сейсмоизоляции в целом получены. Можно предположить, что за 30 лет эксплуатации зданий физико-механические характеристики элементов сейсмоизоляции значительно не изменились.

Полигон продолжает функционировать в режиме реального времени. При интенсивных сейсмических событиях оценки сейсмоизолирующих свойств систем сейсмоизоляции будут усилены и уточнены.

## ВЫВОДЫ

1. Здание на ленточном фундаменте работает по классической модели с пропорциональным возрастанием поэтажных ускорений к последнему этажу.
2. Величины ускорения в уровне 9-го этажа в сейсмоизолируемых зданиях меньше на 47% аналогичной величины в здании на ленточном фундаменте. Величины ускорения в уровне 9 этажа на сейсмоизолируемых зданиях при этом совпадают.
3. Максимальные величины спектрального ускорения для сейсмоизолируемых зданий в уровне 9-го этажа меньше аналогичной величины – для ФТ в 1,62 раза, для КФ – в 2,4 раза.
4. Эффект снижения сейсмических сил в сейсмоизолированных зданиях имеет место – выводы работы [11] подтверждаются.
5. Повеличинам спектральных ускорений эффект сейсмоизоляции более значительный, чем по значениям спектральных кривых  $\beta$  [11]. Применение сейсмоизоляции способствует повышению безопасности сейсмоизолируемых зданий.
6. Элементы сейсмоизолирующих конструкций – фторопластовый слой и кинематическая опора, сохраняют свои свойства. Долговечность элементов сейсмоизоляции не менее 30 лет.
7. Полигон АО «КазНИИСА» в г. Алматы, состоящий из 3-х однотипных зданий с различными конструкциями фундаментов, является уникальным испытательным средством, позволяющим оценивать эффекты сейсмоизоляции в условиях реальных сейсмических воздействий. По ныне действующей Карте сейсмического зонирования Республики Казахстан



медианные значения прогнозируемых ускорений на грунте в г. Алматы составляет 0,38g при повторяемости землетрясений 1 раз в 475 лет и 0,73g – при 1 раз в 2475 лет. Следует ожидать появления новых значимых результатов.

Исследования выполнялись с использованием средств гранта АР 05130702 Министерства образования и науки Республики Казахстан.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Черепинский Ю.Д., Лапин В.А. Основы сейсмоизоляции в строительстве. – Иркутск: Элит, 1995. – 204 с.
2. Черепинский Ю.Д. Экспериментальные исследования, расчетно-теоретический анализ и внедрение в строительство сейсмоизолирующих конструктивных систем КФ: автореф. дис. на соискание ученой степени д-ра технических наук. – Новосибирск, 1998. – 46 с.
3. Черепинский Ю.Д. Сейсмоизоляция жилых зданий. – Алматы: КазГАСА, 2003, 157 с.
4. Жунусов Т.Ж., Шахнович Ю.Г., Горовиц И.Г., Королев А.Н. Экспериментальные исследования железобетонного каркаса с безбалочными перекрытиями // Экспресс-информация. ВНИИИС, 1984, Серия 14. – Вып. 7. – С. 15-20.
5. Жунусов Т.Ж., Шахнович Ю.Г., Горовиц И.Г., Королев А.Н. Определение параметров сейсмоизолирующей опорной конструкции со скользящими прокладками из фторопласта // Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. научных тр. – Вып. 25 (35), 2017. – С. 90-99.
6. Ержанов С.Е., Лапин В.А. Системы сейсмоизоляции зданий и сооружений в Республике Казахстан и развитых странах мира // Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. научных тр. – Вып. 23 (33), 2015. – С. 164-192.
7. Ким Б.Н. Система сборного безригельного каркаса на кинематических фундаментах. // Новые строительные тренды в XXI веке: сб. тр. Межд. научно-практической конф. Секция «Сейсмостойкое стр-во и инженерная сейсмология». – Алматы – С. 120-125.
8. Шоланов К.С., Абжапаров К.А. Робот SHOLCOR в качестве активной опоры для системы активной сейсмозащиты // Новые строительные тренды в XXI веке: сб. тр. Межд. научно-практической конф. Секция «Сейсмостойкое стр-во и инженерная

сейсмология». – Алматы. – С. 110-114.

9. Хомяков В.А., Забаков А.А. Вопросы сейсмоизоляции зданий применением фундаментов различных типов // Новые строительные тренды в XXI веке: сб. тр. Межд. научно-практической конф. Секция «Сейсмостойкое стр-во и инженерная сейсмология». – Алматы. – С. 91-96.
10. Ержанов С.Е., Лапин В.А., Даугавет В.П. Исследование динамики сейсмоизолированного дома с помощью станций инженерно-сейсмометрической службы. // Новые строительные тренды в XXI веке: сб. тр. Межд. научно-практической конф. Секция «Сейсмостойкое стр-во и инженерная сейсмология». – Алматы, 2017. – С. 82-89.
11. Лапин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П. Изучение динамики сейсмоизолированных зданий с помощью станций инженерно-сейсмометрической службы // Техногенные и природные риски. Безопасность сооружений. – Вып. 6, 2017. – С. 33-34.
12. Фардис М., Карвальо О., Элнашай А., Фаччиоли Э., Пинто П., Плумьер А. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 8: Проектирование сейсмостойких конструкций: Общие нормы проектирования сейсмостойких конструкций, сейсмические воздействия, правила проектирования зданий и подпорных сооружений. – М.: МГСУ, 2013. – 484 с.

#### REFERENCES

1. Cherepinsky, Yu.D. & Lapin, V.A. Fundamentals of Seismic Isolation in Construction. - Irkutsk: ELITE Publ., 1995 – 204 p.
2. Cherepinsky, Yu.D. Experimental studies, design and theoretical analysis and introduction of seismically isolating structural systems of kinematic foundations in construction. – Synopsis of thesis for Academic Degree of the D-r of Technical Sciences. Novosibirsk, 1998, 46 p.
3. Cherepinsky, Yu.D. Seismic isolation of residential buildings. – Almaty: KazGASA, 2003, 157 p.
4. Zhunusov, T.Zh., Shakhnovich, Yu.G., Gorovits, I.G. & Korolev, A.N. Pilot studies of reinforced concrete skeleton frame with beamless floors // Express information. VNIIS, 1984, Series 14, Ed. 7. – P. 15-20.
5. Zhunusov, T.Zh., Shakhnovich, Yu.G., Gorovits, I.G. & Korolev, A.N. Determination of the parameters of seismically isolating support structure with PTFE sliding pads //





- Studies of seismic stability of constructions and structures: col. book: Ed. 25 (35), 2017. – P. 90-99.
6. Yerzhanov, S.Y. & Lapin, V.A. Systems of seismic isolation of buildings and structures in the Republic of Kazakhstan and the world's developed countries // Studies of seismic stability of constructions and structures: col. book: – Ed. 23 (33), 2015. – P. 164-192.
  7. Kim, B.N. Precast frame system without girders on kinematic foundations // «New construction trends in the XXI century». Section «Earthquake Engineering and Engineering Seismology»: col. papers of the Intern. scientific and practical conf. – P. 120-125.
  8. Sholanov, K.S. & Abzhaparov, K.A. SHOLCOR robot as an active support for active earthquake protection system. // In the col. papers of the Intern. scientific and practical conference «New construction trends in the XXI century". Section "Earthquake Engineering and Engineering Seismology». – P. 110-114.
  9. Khomyakov, V.A. & Zabakov, A.A. Issues of seismic isolation of buildings using foundations of different types // In the col. papers of the Intern. Scientific and Practical Conference «New Construction Trends in the XXI Century», Section «Earthquake Engineering and Engineering Seismology». – P. 91-96.
  10. Yerzhanov, S.Y., Lapin, V.A. & Daugavet, V.P. Dynamic study of seismically isolated house with the aid of the stations of engineering seismometric service // In the col. papers of the Intern. scientific and practical conference «New construction trends in the XXI century». – Almaty, 2017. – P.82-89.
  11. Lapin, V.A., Yerzhanov, S.Y. & Daugavet, V.P. Dynamic study of seismically isolated buildings with the aid of the stations of engineering seismometric service / Technology-related and natural risks. Structure safety, Ed. 6, 2017. – P.33-34.
  12. Fardis, M., Carvalho, O., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P. & Plumier, A. Designer's Guide to Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistant Structures: General Design Rules for Earthquake-Resistant Structures, Seismic Effects, Rules for Design of Buildings and Retaining Works. – M.: MSUCE, 2013. - 484 p.

Статья поступила в редакцию 07.02.2019 г.



УДК 699.841 620.179.16



**МАР'ЄНКОВ М.Г.**

Д-р технічних наук, зав. відділу, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: n.maryenkov@ndibk.gov.ua, тел.: +38 (050) 415-36-03, ORCID: 0000-0001-8613-877X



**БАБІК К.М.**

Канд. технічних наук, зав. лабораторії, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: k.babik@ndibk.gov.ua, тел.: +38 (050) 415-37-58, ORCID: 0000-0002-8763-510X



**БОГДАН Д.В.**

Канд. технічних наук, науковий співробітник, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: d.v.bogdan@ndibk.gov.ua, тел.: +38 (095) 736-09-23, ORCID: 0000-0003-2954-3140



**НЕДЗВЕДСЬКА О.Г.**

Старший науковий співробітник, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: nedzvedskaya@ndibk.gov.ua, тел.: +38 (093) 052-63-86, ORCID:



**ГЛУХОВСЬКИЙ В.П.**

Канд. технічних наук, зав. лаб., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: gluhovsky@ndibk.gov.ua, тел.: +38 (050) 415-34-82, ORCID: 0000-0002-1342-7551



**САМОЙЛЕНКО С.М.**

Інж. I кат., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: S.Samoilenko@gmail.com, тел.: +38 (066) 497-49-62, ORCID: 0000-0002-8517-6990

## ОБҐРУНТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ІНСТРУМЕНТАЛЬНИХ ТА ДИНАМІЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

### АНОТАЦІЯ

Згідно ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» поверховість будівель з безригельним каркасом не може перевищувати 12 поверхів, тому було проведено обґрунтування сейсмостійкості багатоповерхової будівлі на прикладі 23-поверхової будівлі, що запроєктована за схемою безригельного монолітного залізобетонного каркасу з діафрагмами та ядрами жорсткості.

В ході досліджень здійснено: визначення однорідності та міцності бетону ультразвуковим методом, визначення параметрів армування магнітним методом, запис вібропискорень та визначення переважаючих частот горизонтальних коливань будівлі, розроблена просторова кінцево-елементна модель 23-поверхової будівлі. Також розроблена Програма науково-технічного супроводу

згідно діючим в Україні державним будівельним нормам.

Інструментальні та динамічні дослідження конструкцій будівлі виконані після зведення 16-го, 18-го, 20-го, 22-го та 23-го поверхів. Дослідні дані підтвердили, що на вказаних поверхах міцність бетону в окремих колонах, діафрагмах та плитах перекриття на один клас нижче проектної, що було враховано при розрахунках комп'ютерної моделі будівлі. Зареєстровані максимальні амплітуди горизонтальних віброприскорень верху будинку нижче допустимого значення  $8 \text{ см/с}^2$  для висотних будинків.

Перевірочні розрахунки підтвердили, що несуча здатність будівлі з фактичною міцністю бетону та арматури забезпечена, а максимальні перекося поверхів не перевищують допустимих значень.



Фактичний відсоток армування несучих елементів допускає розвиток пластичних деформацій арматури при землетрусах, що вказує на достатню надійність будівлі при сейсмічних впливах інтенсивністю до 8 балів включно.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** сейсмостійкість, динамічний вплив, горизонтальне переміщення, частота коливань, амплітудний спектр, ультразвуковий метод, магнітний метод

## THE HIGH-RISE BUILDING SEISMIC RESISTANCE SUBSTANTIATION BASED ON THE INSTRUMENTAL AND DYNAMIC TESTS RESULTS

**MARIENKOV M.H. Dr.**, Head of Department, SE «The State Research Institute of Building Constructions»,

Kyiv, Ukraine,

e-mail: n.maryenkov@ndibk.gov.ua,

tel.: +38 (050) 415-36-03,

ORCID: 0000-0001-8613-877X

**BABIK K.M.** PhD, Head of Laboratory, SE «The State Research Institute of Building Constructions»,

Kyiv, Ukraine,

e-mail: k.babik@ndibk.gov.ua,

tel.: +38 (050) 415-37-58,

ORCID: 0000-0002-8763-510X

**BOHDAN D.V.** PhD, Research Scientist, SE «The State Research Institute of Building Constructions»,

Kyiv, Ukraine,

e-mail: d.v.bogdan@ndibk.gov.ua,

tel.: +38 (095) 736-09-23,

ORCID: 0000-0003-2954-3140

**NEDZVEDSKA O.H.** Senior scientist, SE «The State Research Institute of Building Constructions»,

Kyiv, Ukraine,

e-mail: nedzvedskaya@ndibk.gov.ua,

tel.: +38 (093) 052-63-86,

ORCID:

**GLUHOVSKYY V.P.** PhD, Head of Laboratory, SE «The State Research Institute of Building Constructions»,

Kyiv, Ukraine,

e-mail: gluhovsky@ndibk.gov.ua,

tel.: +38 (050) 415-34-82,

ORCID: 0000-0002-1342-7551

**SAMOILENKO S.M.** The First Category Engineer, SE «The State Research Institute of Building Constructions»,

Kyiv, Ukraine,

e-mail: S.Samojlenko@gmail.com,

tel.: +38 (066) 497-49-62,

ORCID: 0000-0002-8517-6990

## ABSTRACT

According to DBN V.1.1-12-2014 «Construction in seismic regions of Ukraine», the floors number in a building with a non-girder frame cannot exceed 12. In

view of this, the high-rise building seismic resistance was justified on the example of a 23-storey building designed according to the non-girder reinforced concrete frame scheme with diaphragms and stiffening cores.

During the study the concrete consistency and strength were determined by ultrasonic method, reinforcement parameters were determined by magnetic method, vibration accelerations recording was carried out, dominant horizontal oscillation frequencies of the building were determined and the 3D finite element model of a 23-storey building was developed. Also, the Scientific and Technical Support Program was developed according to the current national construction regulations of Ukraine.

The building structures instrumental and dynamic studies were executed after the erection of 16, 18, 20, 22 and 23 floors. The experimental data confirmed that on the mentioned floors the concrete strength in individual columns, diaphragms and floor slabs was by one class lower than the design one, which was taken into account when calculating the building computer model. The recorded maximum amplitudes of the building top horizontal vibrations were lower than a value of 8 cm/s<sup>2</sup> permissible for high-rise buildings.

The verification calculations confirm that the bearing capacity of a building is ensured with the concrete and reinforcement actual strength, and the maximum floors skewing does not exceed permissible values. The actual percentage of bearing elements reinforcement allows the development of reinforcement plastic deformations during earthquakes, which indicates the building sufficient reliability under seismic effects of intensities up to 8 according to Modified Mercalli Intensity Scale.

**KEY WORDS:** seismic resistance, dynamic effect, horizontal displacement, vibration frequency, amplitude spectrum, ultrasonic method, magnetic method.

## ВСТУП

Значна частина території України має складні інженерно-геологічні умови, включаючи сейсмо-небезпечні зони з інтенсивністю поштовхів від 6 до 9 балів за шкалою сейсмічної інтенсивності згідно з ДСТУ Б В.1.1-28:2010 [1]. Сейсмічна небезпека визначається локальними землетрусами в окремих регіонах країни та сильними землетрусами зони Румунських Карпат (зони Вранча). Проектування та будівництво в сейсмічних районах виконується з дотриманням вимог ДБН В.1.1-12-2014 [2].

Як об'єкт інструментальних та динамічних досліджень прийнято 23-поверхову житлову будівлю з підземним паркінгом, що запроєктована за схемою безригельного монолітного залізобетонного каркасу з діафрагмами та ядрами жорсткості.

Нормативна інтенсивність сейсмічних впливів для будівельного майданчику прийнята за картою «С» [2], та складає 8 балів. У відповідності до класифікації ґрунтів, за результатами інженерно-геологічних вишукувань та з урахуванням вимог [2], ґрунти будівельного майданчику належать до другої катего-



рії за сейсмічними властивостями.

Згідно вимог [2] поверховість будівель з безригельним каркасом обмежена 12 поверхами, тому були виконані дослідження як на стадії проектування, так і при зведенні будівлі. Дослідження проведено згідно розробленої Програми науково-технічного супроводу згідно з діючими в Україні державними будівельними нормами.

Під час досліджень на стадії будівництва було здійснено:

- визначення однорідності та міцності бетону ультразвуковим методом;
- визначення параметрів армування верхньої зони плит перекриття магнітним методом;
- запис віброприскорень в рівні перекриття поверхів будівлі та визначення переважаючих частот горизонтальних коливань будівлі;
- розробку та чисельні дослідження просторової скінченно-елементної моделі 23-поверхової будівлі з палевим фундаментом на ґрунтовій основі.

#### **ВИЗНАЧЕННЯ ОДНОРІДНОСТІ ТА МІЦНОСТІ БЕТОНУ УЛЬТРАЗВУКОВИМ МЕТОДОМ**

Визначення міцності бетону виконувалось ультразвуковим методом згідно з ДСТУ Б В.2.7-226:2009 [3]. Сутність методу полягає в кореляційній залежності між міцністю бетону на стиск і швидкістю (часом) розповсюдження ультразвукових коливань у бетоні. Ультразвукові вимірювання проводились способом наскрізного прозвучування приладом УК-14ПМ, що забезпечує вимірювання часу  $T$  проходження ультразвуку з абсолютною похибкою не більше  $\pm(0,01 \cdot T + 0,1)$  мкс.

Міцність бетону конструкцій визначалась за базовою градуйованою залежністю «швидкість-міцність» (шифр ГЗ-УЗ-БЗС). Коригування цієї залежності проводилось множенням на поправковий коефіцієнт ( $K_c = 0,97$ ), що визначений за результатами порівняльних ультразвукових і механічних випробувань зразків-кубів, виготовлених з бетонної суміші, призначеної для виготовлення таких конструкцій.

Для оцінки міцності бетону в конструкціях згідно з ДСТУ Б В.2.7-224:2009 [4] виконувалась статистична обробка результатів випробувань. Для цього, окремо для кожного виду конструкцій в обстежених зонах, розраховувались середні значення міцності  $f_{cm}$ , середньоквадратичні відхилення  $S_m$  і коефіцієнти варіації міцності бетону  $V$ . Загалом, у всіх обстежених конструкціях коефіцієнти варіації, що характеризують неоднорідність міцності бетону, знаходяться в межах нормативного показника (13,5%). Відповідні фактичні класи міцності бетону в конструкціях приймалися за фактичними середніми значеннями міцності  $f_{cm}$  згідно з табл. 3.1 ДБН В.2.6-98:2009 [5] та порівнювались з

проектними значеннями.

Як свідчать отримані результати:

- у вертикальних конструкціях (колонах і діафрагмах) 16-го поверху, виготовлених у 2011 р., фактичний клас міцності бетону (С30/35) перевищує проектне значення (С25/30);
- в обстежених діафрагмах 16-го поверху, виготовлених у 2017 р., фактичний клас міцності бетону відповідає проектному (С25/30);
- в обстежених колонах 16-го поверху, що виготовлені у 2017 р., і в плиті перекриття 16-го поверху фактичний клас міцності бетону (С20/25) нижче від проектного (С25/30);
- в обстежених вертикальних конструкціях (колонах і діафрагмах) 17-го, 18-го, 19-го, а також в колонах 20-го поверху фактичний клас міцності бетону відповідає проектному значенню (С25/30). В діафрагмах 20-го поверху фактична міцність бетону (С20/25) на клас нижча від проектною (С25/30);
- плитах перекриття 17-го і 18-го поверхів фактична міцність бетону (С20/25) на клас нижча від проектною (С25/30). В плиті перекриття 19-го поверху фактична міцність бетону відповідає проекту (С25/30);
- в обстежених колонах і діафрагмах 21-го поверху, а також в колонах 23-го поверху висотної частини будівлі фактичний клас міцності бетону відповідає проектному значенню (С25/30). В колонах 22-го поверху і діафрагмах 22-го та 23-го поверхів фактична міцність бетону (С20/25) на клас нижча від проектною (С25/30);
- в плитах перекриття 20–23-го поверхів фактична міцність бетону (С20/25) на клас нижча від проектною (С25/30).

#### **ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ АРМУВАННЯ ВЕРХНЬОЇ ЗОНИ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ МАГНІТНИМ МЕТОДОМ**

Визначення параметрів армування виконувалось магнітним методом у відповідності з ДСТУ Б В.2.6-4-95 [6]. Сутність методу полягає в реєстрації зміни електричних параметрів накладного перетворювача при взаємодії його електромагнітного поля з феромагнітним металом. Ознакою того, що вісь накладного перетворювача співпадає з віссю арматурного стрижня, є екстремальне значення.

Параметри армування визначались магнітним структуроскопом PROFOMETER-5. Відносна похибка визначення захисного шару бетону цим приладом – не більше  $\pm 5\%$ . Абсолютна похибка визначення діаметрів одиничних стрижнів – не більше  $\pm 2$  мм. Параметри армування (розташування арматури, величина захисного шару бетону і діаметри стрижнів) реєструвались при екстремальних значеннях інформативного параметра на ділянках (площею 1,5-2 м<sup>2</sup>) верхніх зон плит перекриття, що знаходились поза створами колон. За результатами досліджень



можна зробити такі висновки:

- середні значення параметрів армування (розташування арматури, величина захисного шару бетону і діаметри стрижнів) верхньої зони плити перекриття 16-го поверху відповідають проектним даним;
- середні значення параметрів армування верхньої зони плит перекриття 17-го, 18-го, 19-го та 20-го поверхів будівлі відповідають проектним даним;
- середні значення параметрів армування верхньої зони плит перекриття 21–23-го поверхів висотної частини будівлі відповідають проектним даним.

### ВІБРОДИНАМІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ БУДІВЛІ

Метою вібродинамічних досліджень є визначення динамічних характеристик зведеної частини будівлі.

Задачами досліджень є проведення записів віброприскорень за напрямком цифрових та буквених осей в рівнях перекриття будівлі та визначення переважаючих частот коливань об'єкту дослідження.

Розробка методики досліджень виконувалася на основі нормативних документів [2, 7]. При виконанні динамічних досліджень застосовувалася віброметрична апаратура, що дозволяє записувати вібраційні сигнали в реальному часі. При проведенні записів коливань об'єкту дослідження використовувався частотний діапазон від 0,3 до 25 Гц. В цьому діапазоні знаходиться більшість переважаючих частот за першими формами коливань для об'єктів громадського та промислового призначення.

Сигнали віброприскорень при коливаннях будівлі реєструвалися при дії мікросейсмічних коливань та при вітрових впливах, а їх обробка здійснювалася за допомогою програмного комплексу (ПК) «Сейсмомоніторинг» [8]. Для визначення основних частот за формами коливань зведеної 16-ти поверхової частини будівлі застосовувався метод спектрального аналізу, що реалізований в даному ПК.

Вібродинамічні дослідження в різних проміжках часу будівництва дали можливість порівняти отримані значення частот коливань будівлі при зведених 16 поверхах із зареєстрованими частотами після зведення 18 та 20 поверхів (табл. 1). Отримані параметри коливань будівлі також є вихідними даними при верифікації комп'ютерної моделі та оцінці напружено-деформованого стану 23-поверхової будівлі.

Таблиця 1. Значення переважаючих частот горизонтальних коливань (Гц) каркасу 23-поверхової будівлі за першими формами коливань в напрямку цифрових та літерних осей ( $X_i$  та  $Y_i$ )

Найменування	№ вібродатчика	$X_1$ (цифрові осі)	$Y_1$ (літерні осі)	$X_3$ (цифрові осі)	$Y_3$ (літерні осі)
Каркас висотної частини будівлі (16 поверхів)	д. 2,3,4	1,09	0,94	1,094	0,94
	д. 2,3,4	1,08	0,93	1,083	0,92
	д. 2,3,4	1,093	0,94	1,092	0,93
Каркас висотної частини будівлі (18 поверхів)	д. 1	1,04	0,92	0,95	0,95
	д. 2	1,09	0,96	1,00	0,95
	д. 4	1,00	1,03	0,87	1,01
Каркас висотної частини будівлі (20 поверхів)	д. 5	0,84	0,75	0,87	0,78
	д. 6	0,84	0,75	0,68	0,78
	д. 7	0,84	0,75	0,68	0,78

Згідно з табл. 1 значення переважаючих частот несучого каркасу будівлі за основними формами коливань в напрямках  $X_1$ ,  $Y_1$  та  $X_3$ ,  $Y_3$  за двома схемами розташування датчиків близькі, що свідчить про достовірність отриманих результатів.

Максимальні амплітуди горизонтальних віброприскорень при коливаннях 16-поверхового каркасу знаходяться в діапазоні 0,2-0,5  $\text{cm}/\text{c}^2$ .

Максимальні амплітуди горизонтальних віброприскорень при коливаннях 18-поверхового каркасу знаходяться в діапазоні 0,5-0,7  $\text{cm}/\text{c}^2$ , що значно нижче допустимого значення 8  $\text{cm}/\text{c}^2$  для висотних будівель.

### РОЗРОБКА ТА ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ

Розрахунки комп'ютерної моделі виконані з використанням програмного комплексу «ЛІРА-САПР» [9], що є комп'ютерною системою для структурного аналізу і проектування. Розрахункова модель має 23 поверхи, в тому числі 3 поверхи нижче позначки нуль і 23 поверхи вище нульової позначки (рис. 1). Загальна висота від фундаментної плити до покриття - 79,07 м. Розрахункову схему будівлі прийнято у вигляді просторової системи, що складається із стрижневих скінченних елементів (СЕ), що моделюють роботу колон і паль та оболонкових СЕ, що моделюють роботу перекриття, діафрагм жорсткості і плитного розтерку. Сполучення несучих елементів між собою – жорстке.

Відпір ґрунту по боковій поверхні паль і під їх основою моделюється одновузловими скінченними елементами (КЕ56). Сейсмічні навантаження визначалися відповідно до вимог [2].

За представленими замовником даними клас наслідків (відповідальності) будівлі - СС3. Згідно зі спектральним методом розрахункові сейсмічні навантаження  $S_{ik}$  в  $k$ -тій точці будівлі за прийнятим напрямком сейсмічного впливу та  $i$ -му тоні власних коливань визначалися за формулою:



$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{oki} \quad (1)$$

де  $k_1$  - коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі, прийнятий рівним 0,3;

$k_2$  - коефіцієнт відповідальності споруди, прийнятий рівним 1,2;

$k_3$  - коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів, прийнятий рівним

$$k_3 = 1 + 0,04(n-5) = 1 + 0,04 \cdot (23-5) = 1,72 \text{ (приймаємо } k_3 = 1,6);$$

$$S_{oki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{cp} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki} \quad (2)$$

де  $Q_k$  - вага ділянки будівлі, зосереджена в точці  $k$ , що визначається з урахуванням розрахункових навантажень на конструкції;

$a_0$  - відносне прискорення ґрунту, прийнято рівним 0,2 для районів сейсмічності 8 балів;

$k_{cp}$  - коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунту, прийнято рівним 1,0 для ґрунту 2 категорії за сейсмічними властивостями при 8 балах.

$\beta_i$  - коефіцієнт динамічності, що відповідає  $i$ -му тону власних коливань будівлі і приймається відповідно до графіків, наведеними в [2].

$\eta_{ki}$  - коефіцієнт, що залежить від форми деформації



Рис. 1. Розрахункова модель 23-поверхової будівлі в ПК «ЛІРА-САПР»

будівлі при власних коливаннях за  $i$ -м тоном і від місця розташування навантаження.

При виконанні розрахунку маси обчислюються автоматично з вертикальних навантажень з урахуванням коефіцієнтів: 0,9 - для постійних навантажень; 0,8 - для вертикальних тривалих; 0,5 - для короткочасних.

Під час проектування будівель в сейсмічних районах повинні бути враховані вимоги, викладені в [2].

Зокрема, жорсткість будівлі повинна бути такою, щоб перекоси поверхів від сейсмічних впливів не перевищували допустимих значень, а для визначення зусиль в несучих елементах конструкцій слід враховувати таку кількість форм власних коливань будівлі, при якому сума модальних мас була б не менше 85% при горизонтальних впливах і не менше 75% при вертикальних впливах.

В результаті проведених розрахунків отримано динамічні характеристики моделі 23-х поверхової будівлі. Перші дві форми відповідають крутильним коливанням, третя – поступальним.

Визначення розрахункового армування конструкцій будівлі виконувалося за допомогою модулів ЛІРА-АРМ програмного комплексу «Ліра-САПР» [10]. Система ЛІРА-АРМ призначена для визначення та перевірки армування в стрижневих і пластинчастих елементах відповідно до нормативних вимог [5, 10]. В особливому поєднанні навантажень враховані всі постійні і тимчасові навантаження зі знижувальними коефіцієнтами сполучень відповідно до [2].

Слід зазначити, що зусилля від сейсмічних впливів для підбору арматури по особливому поєднанню навантажень визначалися тільки за спектральним методом [2]. З огляду на призначення будівлі, коефіцієнт  $k_1$  прийнятий рівним 0,3 при розрахунку за табл. 6.3 [2], тобто в обох випадках допускалися залишкові деформації і пошкодження конструкцій будівлі. З цієї причини ширина розкриття тріщин не обмежувалася і підбір арматури за цим параметром не виконувався. Результати розрахунків армування наведено в табл. 2.

Таблиця 2. Максимальні розрахункові відсотки армування конструкцій з 16-го по 23-й поверхи від особливих РСУ

Найменування елементів	Максимальний % армування
Колони 40x80 см	1,54
Колони 40x40 см	2,09
Колони круглі D=50 см	1,35
Діафрагми товщиною 40 см	4,99
Діафрагми товщиною 35 см	2,68
Діафрагми товщиною 30 см	2,87
Діафрагми товщиною 25 см	1,90
Перекрыття	3,75



## ВИСНОВКИ

1. Конструктивне рішення 23-поверхової будівлі відповідає вимогам [2] при сейсмічності майданчика будівництва 8 балів.
2. Перевірочні розрахунки підтвердили забезпеченість несучої здатності конструкцій з фактичною міцністю бетону.
3. За результатами перевірочних розрахунків (з урахуванням фактичних класів бетону) 23-поверхової моделі будівлі та аналізу проектного армування конструкцій встановлено, що фактичний відсоток армування колон, діафрагм і плит перекриття дозволяє розвиток пластичних деформацій арматури під час землетрусів, що свідчить про достатню надійність будівлі при сейсмічних впливах інтенсивністю до 8 балів включно.
4. Максимальні перекоси поверхів будівлі при максимальному розрахунковому землетрусі 8 балів становлять 0,0018 (1/552 висоти поверху), що не перевищує допустиме значення, рівне 0,004 (1/250 висоти поверху).

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДСТУ Б В.1.1-28:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Шкала сейсмічної інтенсивності. – Чинний від 2011-10-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – IV, 47 с.
2. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України. – Чинні від 2014-10-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2014, VI, – 110 с.
3. ДСТУ Б В.2.7-226:2009 Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. – Чинний від 2010-09-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – IV, 22 с.
4. ДСТУ Б В.2.7-224:2009 Бетони. Правила контролю міцності. – Чинний від 2010-09-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. – IV, 14 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинні від 2011-06-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011, 71 с.
6. ДСТУ Б В.2.6-4-95 Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури. – Чинний від 1995-07-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 1996. – IV, 16 с.
7. ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008. ССБТ Вибрационная безопасность. Общие требования. – Дата введения 01.07.98. – М.: Изд-во стандартов, 1990, 46 с.
8. Руководство пользователя. Программа «Сейсмомониторинг». – Фирма «Диатос», Нац. Технический Ун-т «КПИ». – Киев, 2009.
9. ПК «Ли́ра», версия 9.4. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Справочно-теоретическое пособие под ред. академика АИИ Украины А.С. Городецкого. – Киев-М., 2003. – 464 с.
10. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний з 2011-06-01. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 118 с.

## REFERENCES

1. DSTU B V.1.1-28:2010 Protection against dangerous geological processes, harmful operational influences, against fire. Scale of seismic intensity. – In force since 2011-10-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2011. – IV, 47 p.
2. DBN B.1.1 -12:2014 Construction in seismic regions of Ukraine. – In force since 2014-10-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2014, VI. – 110 p.
3. DSTU B V.2.7-226:2009 Building materials. Concretes. Ultrasonic method of strength determination. – In force since 2010-09-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2010. – IV, 22 p.
4. DSTU B.V.2.7-224:2009 Building materials. Concretes. Rules for the strength control. – In force since 2010-09-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2010. – IV, 14 p.
5. DBN V.2.6-98:2009 Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. – In force since 2011-06-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2011, 71 p.
6. DSTU B.V.2.6-4-95 Reinforced concrete structures. Magnetic method for the determination of the thickness of concrete protection and the location of the reinforcement. – In force since 1995-07-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 1996. – IV, 16 p.
7. DSTU GOST12.1.012-2008 OSSS. Vibration safety. – In force since 01.07.98. – M.: Publishing House of Standards, 1990, 46 p.
8. Software «Seismic monitoring». Users manual. – Company «Diatos», Nat. Techn. Univ. "KPI", Kiev, 2009.
9. SW «Lira», version 9.4. Software system for structural calculations and design. Reference and theoretical manual under the editorship of A. Horodetskyi, the member of the IT Academy of Ukraine. – K.-M., 2003. – 464 p.
10. DSTU B V.2.6-156:2010 Buildings and facilities structures. Concrete and reinforced concrete structures made of heavy-weight concrete. Design rules. – In force since 2011-06-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2011. – 118 p.

Стаття надійшла до редакції 15.05.2018 р.



**АБАКАНОВ М.С.**

Д-р технічних наук, член-корр. МІА и НДА РК, радник гендиректора, АТ «КазНДІБА», м. Алмати, Республіка Казахстан,  
e-mail: m.abakanov@mail.ru

## ДО ПИТАННЯ ЗАСТОСУВАННЯ В СЕЙСМОСТІЙКОМУ БУДІВНИЦТВІ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ВИСОКИМ РОСТВЕРКОМ

### АНОТАЦІЯ

Робота виконана в Казахському ПромбудНДІпроекті (АТ КазНДІБА). досліджені три типи сейсмоізолюючих фундаментів – на ковзних опорах, кінематичних фундаментах та пальових фундаментах з високим ростверком. Для фундаментів з високим ростверком розглянуті два варіанти сполучення оголовків паль з ростверком: жорстке з'єднання і шарнірне з'єднання. Для проведення випробувань застосовувалася вібраційна машина В-3. Одночасно досліджувалися конструкції 9-ти поверхового великопанельного будинку серії 158 на сейсмоізолюючих фундаментах, на ковзних опорах та кінетичних фундаментах. Розроблено рекомендації щодо розрахунку та проектування будівель, що досліджуються.

Поряд з цим, проведено експериментальні дослідження одиночних паль і пальових фундаментів з високим ростверком жорсткого та шарнірного з'єднань. В статті представлені характеристики випробуваних паль, розглянуто зміни декрементів коливань із зменшенням несучої здатності та жорсткості паль. Випробуванням піддавалися два типи фундаментів з високим ростверком (з вільною висотою палі 1,6 м при жорсткому закладанні і висотою 2,1 м – при шарнірному з'єднанні з ростверком). В статті наведено результати розрахунку та експеримента.

Наведено порівняльні дані за результатами досліджень. Показано, що проведені випробування підтверджують аналогію роботи досліджуваних конструкцій з роботою будівель з «гнучким» нижнім поверхом. Перевага першого рішення полягає в підвищенні дисипації енергії та допущенні великих переміщень при дії горизонтальних сейсмічних навантажень.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** пальовий фундамент, кінетический фундамент, високий ростверк, демпфер, ковзна опора.

**АБАКАНОВ М.С.** Д-р технических наук, член-корр. МИА и НИА РК, советник гендиректора, АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан,  
e-mail: m.abakanov@mail.ru

### К ВОПРОСУ ПРИМЕНЕНИЯ В СЕЙСМОСТОЙКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ВЫСОКИМ РОСТВЕРКОМ

### АННОТАЦИЯ

Работа выполнена в Казахском ПромстройНИИпроекте (АО КазНИИСА). Исследованы три типа сейсмоизолирующих фундаментов – на скользящих опорах, кинематических фундаментах и свайных фундаментах с высоким ростверком. Для фундаментов с высоким ростверком рассмотрены два варианта сопряжения оголовков свай с ростверком: жесткое соединение и шарнирное соединение. Для проведения испытаний применялась вибрационная машина В-3. Одновременно исследовались конструкции 9-ти этажного крупнопанельного здания серии 158 на сейсмоизолирующих фундаментах, на скользящих опорах и кинетических фундаментах. Разработаны рекомендации по расчету и проектированию исследованных зданий.

Наряду с этим, проведены экспериментальные исследования одиночных свай и свайных фундаментов с высоким ростверком жесткого и





шарнирного соединений. В статье представлены характеристики испытанных свай, рассмотрены изменения декрементов колебаний с уменьшением несущей способности и жесткости свай. Испытаниям подвергались два типа фундаментов с высоким ростверком (со свободной высотой сваи 1,6 м при жесткой заделке и высотой 2,1 м – при шарнирном соединении с ростверком). В статье приведены результаты расчета и эксперимента.

Даны сопоставительные данные по результатам исследований. Показано, что проведенные испытания подтверждают аналогию работы исследуемых конструкций с работой зданий с «гибким» нижним этажом. Преимущество первого решения заключается в повышении диссипации энергии и допущении больших перемещений при действии горизонтальных сейсмических нагрузок.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** свайной фундамент, кинетический фундамент, высокий ростверк, демпфер, скользящая опора.

**АБАКАНОВ М.С.** Dr., Corresponding Member of IAE and NEA RK, Adviser to Director General, «KazSRICA» JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan, e-mail: m.abakanov@mail.ru

## THE APPLICATION OF PILE FOUNDATIONS WITH ELEVATED GRILLAGE IN EARTHQUAKE RESISTANT CONSTRUCTION

### ABSTRACT

The work was carried out at the Kazakhstan PromstrojNIiproekt («KazSRICA» JSC). Three types of seismic isolation foundations were examined, including foundations with sliding supports, kinematic foundations and pile foundations with elevated grillages. For foundations with elevated grillages, two versions of the pile top connection with grillage were considered: a rigid joint and a hinged joint. For the tests execution the vibration machine V-3 was applied. The 158 series 9-storey large-panel building structures on seismic isolation foundations on sliding supports and kinematic foundations were simultaneously examined. The recommendations were developed for the calculation and design of the studied buildings.

Additionally, the experimental studies of single piles and pile foundations with elevated grillages of rigid and hinged joints were performed. In the paper the tested piles characteristics are presented and the vibrations decrements changes with a decrease of the piles bearing capacity and stiffness are considered. Two types of foundations with elevated grillages (having 1.6 m free height piles rigidly fixed and 2.1 m height for a hinged joint with a grillage) were tested. The calculation and experiment results are presents.

The comparative data on research results are given. It is shown that the performed tests confirm the similarity of the investigated structures work with the work of

buildings having a «flexible» lower floor. The advantages of the first solution are the energy dissipation increase and the large displacements permissibility under the horizontal seismic loads actions.

**KEY WORDS:** pile foundation, kinetic foundation, elevated grillage, damper, sliding support.

Как показывают последствия сильных землетрясений, фундаменты редко повреждаются, воспринимая сейсмические воздействия и передавая их в верхние части зданий в разной степени в зависимости от применяемых видов фундаментов. В этой связи, для обеспечения сейсмостойкости зданий практический интерес заслуживают сейсмоизолирующие конструкции фундаментов. Известен ряд разработанных и запатентованных конструкций по сейсмоизоляции зданий, однако в практике проектирования и строительства применяются отдельные разработки, в основном в экспериментальных проектах, некоторые из которых прошли вибрационные или сеймовзрывные испытания, что позволило получить опытные данные о работоспособности и поведении этих систем при динамических воздействиях. Вместе с тем, вопрос остается весьма актуальным, поскольку результаты проведенных отдельных экспериментальных исследований по разным методикам недостаточны для применения сейсмоизолирующих фундаментов в массовом строительстве и практически отсутствуют данные об их поведении при умеренных и сильных землетрясениях. В связи с чем, необходимы дополнительные исследования по единой методике, преимущественно в натурных условиях, в целях обоснования надежности и эффективности выбранных конструкций фундаментов с учетом категорий грунтов по сейсмическим свойствам, конкретных конструктивных систем зданий и вероятностных характеристик возможных землетрясений в сейсмоопасных регионах.

В последнее время находят применение сейсмоизолирующие фундаменты на резинометаллических опорах. Например, в Алматы был запроектирован и построен торгово-развлекательный комплекс «Форум Алматы», в котором покрытие внутреннего светового пространства осуществлено на резинометаллических опорах. Разработано Нормативно-техническое пособие - НТП РК 08-01.6-2013 «ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ. Часть 1. Проектирование гражданских зданий. Сейсмоизолирующие фундаменты», развивающее принципы и правила проектирования зданий в сейсмических зонах, содержащиеся в разделе 10 СП РК EN 1998-1:2004/2012, идентичных Еврокодам.

В КазПромстройНИИпроекте (ныне АО «КазНИИСА») были проведены экспери-



ментальные исследования на натуральных объектах трех видов сейсмоизолирующих фундаментов – на скользящих опорах, кинематических фундаментах и свайных фундаментах с высоким ростверком с двумя видами сопряжения оголовков свай с ростверком – жестким и шарнирным. Были построены и испытаны вибрационной машиной В-3 экспериментальные 9-ти этажные панельные дома по 158 серии с сейсмоизолирующими фундаментами на скользящих опорах и кинематических фундаментах. По их результатам и данным экспериментальных исследований других опытных фрагментов разработаны рекомендации по расчету и проектированию. Однако, эти разработки не нашли практического применения в сейсмоопасных зонах Казахстана.

Ранее были проведены комплексные экспериментальные исследования, включающие статические испытания одиночных свай [1], а также статические и динамические испытания свайных фундаментов с высоким ростверком двумя видами сопряжения оголовков свай с ростверком – шарнирным и жестким [2], в качестве одного из видов сейсмоизолирующих фундаментов, с приложением горизонтальных знакопеременных циклических нагрузок в уровнях ростверков. Опытные работы были проведены на площадке, имеющей в пределах глубины забивки свай характеристики грунтовой толщи, представленной макропористыми суглинками от тугопластичной до твердой консистенции с прослоями и линзами песчаных грунтов различной крупности. В период проведения испытаний одиночных свай и свайных ростверков уровень грунтовых вод находился на глубине 9 м от поверхности площадки [1]. Свай

были забиты по лидерным скважинам в связи с достаточно высокой твердостью грунтов.

#### **Одиночные сваи**

Характеристики испытанных опытных одиночных свай, глубина их забивки, уровни приложенных горизонтальных сил и замеры горизонтальных перемещений в уровне грунта и верха свай прогибомерами приведены в табл. 1

По результатам испытаний одиночных свай на действие знакопеременной циклически возрастающей горизонтальной нагрузки получены диаграммы деформирования «Pг-Sг», перемещения верха свай и остаточные перемещения свай в уровне грунта, несущая способность и логарифмический декремент затухания колебаний, определенный по гистерезисным петлям деформирования по методике [3], учитывая кратковременность этапов нагружения. В табл. 2 приведены основные результаты опытов.

Из табл. 2 видно, что с уменьшением несущей способности и жесткости свай, связанных с сочетанием степени армирования и проявления сил сухого трения грунта по боковым граням свай, происходит рост логарифмического декремента ( $\delta = 0,57, 0,61, 0,75$ ) вследствие повышения диссипативных характеристик. Исходя из жесткости свай по этапам нагружения, определена условная глубина защемления эквивалентной консоли в грунте, которая при малых (до 15 мм) перемещениях верха свай равнялась  $5,5d$ , а при больших перемещениях (до 70 мм) –  $6,3-6,7d$ .

#### **Свайные фундаменты с высоким ростверком**

В целях расширения возможности применения свайных фундаментов с высоким ростверком

Таблица 1

№ опытных свай	Сечение свай, см	Общая длина L, м	Глубина забивки свай, l, м	Марка бетона	Армирование	Уровень приложения Pг, l0, м	Расстояние от поверхности земли до прогибомеров, lн, м	
							П-1	П-2
1	30×30	12,84	11,1	300	8Ø28 АШ	1,74	0,05	1,94
2	30×30	10,70	9,1	300	8Ø22 АШ	1,60	0,05	1,45
3	30×30	9,55	8,0	300	4Ø18 АШ	1,65	0,12	1,55



Таблица 2

№ свай	№ циклов нагружений	$P_{i3}$ , кН	$S_{i3}$ , см	$S_{ост}$ , см	$\delta$
1	1	14,5	1,66	0,3	0,48
	2	21,3	2,76	0,24	0,65
	3	28,1	3,60	0,42	0,55
	4	35,7	4,16	0,33	0,55
	5	45,0	5,44	0,78	0,6
	6	50,0	6,82	0,98	0,58
<b>Среднее значение</b>					<b>0,57</b>
2	1	14,5	1,25	0,2	0,48
	2	20,6	1,4	0,2	0,84
	3	28,6	2,6	0,23	0,5
	4	35,6	3,35	0,45	0,52
	5	45,0	4,35	0,35	0,59
	6	50,0	5,8	0,75	0,5
	7	57,7	6,35	0,78	0,63
	8	65,0	7,65	1,0	0,82
<b>Среднее значение</b>					<b>0,61</b>
3	1	14,4	1,4	0,38	0,75
	2	20,6	3,08	0,36	0,58
	3	29,1	4,4	0,83	0,91
<b>Среднее значение</b>					<b>0,75</b>

в сейсмических районах, в том числе в качестве висячих свай в просадочных грунтах, были проведены статические и динамические испытания натуральных фрагментов свайных фундаментов с высоким ростверком.

Были испытаны два типа свайных фундаментов, первый – со свободной высотой свай 1,6 м при жесткой заделке оголовков свай в ростверк, второй – высотой 2,1 м и шарнирным сопряжением оголовков

свай с ростверком, при вертикальной нагрузке на каждый ростверк по 1200 кН. Основные характеристики свайных ростверков приведены в табл. 3.

На рис. 1 представлены диаграммы «нагрузка-перемещение» для свайных ростверков Р-1 и Р-2, построенные по максимальным нагрузкам и перемещениям на каждом этапе, при этом предельные горизонтальные нагрузки составили 386 кН для Р-1 и 400 кН для Р-2, а соответствующие перемещения были равны 3,0 см для Р-1 и 12 см для Р-2.

Как видно из графиков, диаграммы «нагрузка-перемещение» свайных ростверков удовлетворительно описываются линейной зависимостью. Перелом в диаграмме Р-2, свидетельствующий о снижении жесткости, происходит после преодоления (до момента срыва) суммарных сил сухого трения в шарнирных соединениях и по боковым поверхностям свай. В диаграмме Р-1 такое явление не наблюдается в связи с жестким сопряжением свай с ростверком и меньшими их горизонтальными перемещениями. При одинаковых предельных горизонтальных и вертикальных нагрузках

горизонтальное перемещение Р-2 оказалось больше в 4 раза, чем Р-1 и, соответственно, жесткость последнего выше в 4 раза.

Расчетные диаграммы деформирования Р-1 и Р-2, полученные по методикам [4] и [5], удовлетворительно согласуются с опытом. В указанных методиках, принимая условную консольную схему, предполагается изменение коэффициента постели грунта с глубиной по линейному закону



Таблица 3

№ ростверков	P-1				P-2			
Марка свай	СА-12 <sup>г</sup> /10				СП-12 <sup>г</sup> /10			
Марка бетона	30х30				30х30			
Сечение свай, см <sup>2</sup>	300				300			
№ свай в ростверке	1	2	3	4	1	2	3	4
Глубина забивки свай, м	9,8	9,7	11,1	10,8	11,1	11,1	4,8	11,0
Армирование свай	8 Ø 22 АПІ				8 Ø 28 АПІ			
Высота свай от поверхности грунта, м	1,6				2,1			

с нулевым значением его на поверхности. При этом в [5] условная глубина защемления свай для P-1 принята равной 9d, а для P-2 – равной 8d, где d – ширина боковой грани свай. В указанных методиках не учитывается влияние вертикальной нагрузки на деформативность свай, что может дать существенные погрешности при упруго-пластической работе свай.

На рис. 2 приведены записи свободных колебаний фрагментов свайных ростверков вибрографом Гейгера, полученные при мгновенном сбросе приложенной оттяжки горизонтальной нагрузки  $P_g$  домкратом ДГ-63 (630кН).

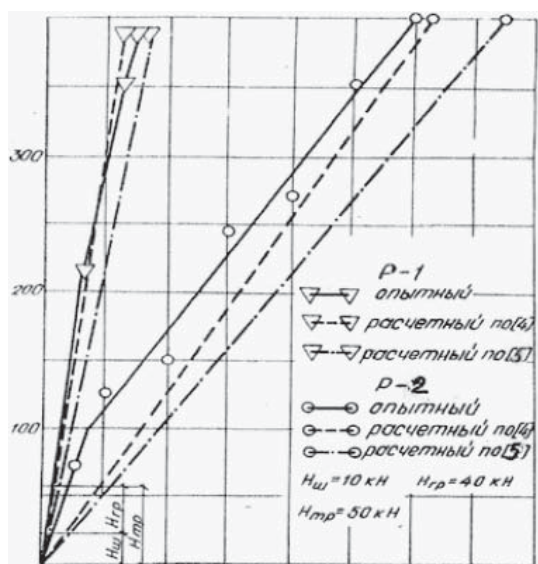


Рис. 1.

В табл. 4 приведены значения приложенных горизонтальных нагрузок, перемещений, периодов собственных колебаний и декрементов колебаний для двух типов свайных ростверков, из которых видно, что деформативность, периоды собственных колебаний и диссипативные свойства P-2 выше. Из общего сравнения работы одиночной сваи №1 и такой же сваи (по армированию, поперечным сечениям, марке бетона) в ростверке P-2 видно, что декремент затухания колебаний последнего выше в  $0,63/0,57=1,11$  раза, без учета некоторого влияния динамического нагружения. Такое увеличение диссипативных характеристик свай в ростверке P-2 объясняется дополнительным влиянием сил сухого трения в шарнирах. Установленные факторы положительно скажутся на снижении сейсмической нагрузки на верхние части зданий, являясь одним из достаточно простых и эффективных сейсмоизолирующих фундаментов, рациональных и технологичных при применении в проектировании и строительстве, не отличающихся особой сложностью в сравнении с устройством традиционных фундаментов.

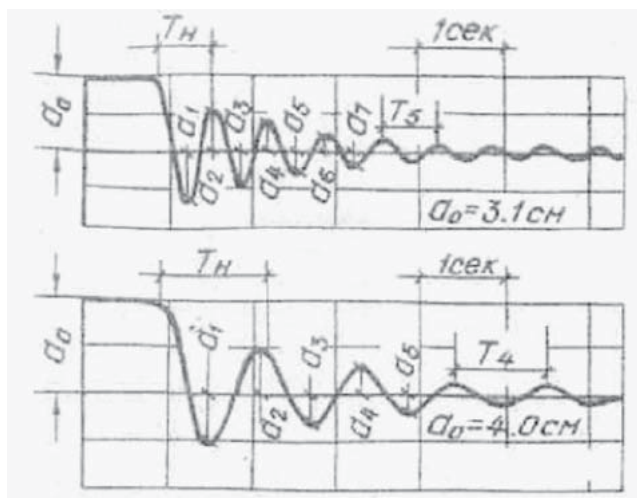


Рис. 2.

В P-1 происходит обратная картина, т.е. наблюдается снижение декремента затухания колебаний P-1 в сравнении с одиночной свайей №2 в  $0,61/0,36=1,69$  раза, что показывает влияние жесткого защемления свай в ростверк. Следует отметить, что работа свайных фундаментов с высоким ростверком и жестким защемлением оголовков свай в ростверк, в отличие от шарнирного сопряжения, в принципе аналогична работе зданий с первым гибким этажом. Но при этом, первые имеют некоторые преимущества в части повышения диссипации энергии и возможностью допущения больших перемещений, что связано с увеличением гибкости свай вследствие изменения условной



Таблица 4

Свайный ростверк	Тип вибродатчика	Горизонтальная нагрузка и перемещение		Период собственных колебаний		Логарифмический декремент колебаний $\delta$
		$P_r$ , кН	$S_r$ , см	$T_{нач}$ , сек	$T$ , сек	
P-1	ВБП	208	1,33	0,56	0,53	0,36
		295	2,06	0,61	0,57	
		347	2,55	0,66	0,60	
		383	3,13	0,67	0,62	
	Виброграф Гейгера	208	1,33	0,53	0,51	0,39
		295	2,06	0,58	0,55	
		347	2,55	0,61	0,58	
		383	3,13	0,65	0,62	
P-2	ВБП	123	2,06	1,1	0,96	0,63
		150	3,91	1,2	1,05	
		248	6,16	1,3	1,1	
		302,5	8,23	1,36	1,16	
	Виброграф Гейгера	123	2,06	1,07	0,95	0,63
		150	3,91	1,23	1,09	
		248	6,16	1,39	1,19	
		302,5	8,23	1,49	1,36	

научных тр., вып. 8 (18); под ред. Жунусова Т.Ж. – Алма-Ата, Казахстан, 1976.

2. Абаканов М.С., Аубакиров А.Т., Кусаинов А.К. Статические и динамические испытания различных типов свайных фундаментов с высоким ростверком // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб. научных тр., вып. 9 (19); под ред. Жунусова Т.Ж. – Алма-Ата, Казахстан, 1977.

3. Сорокин Е.С. Динамический расчет несущих конструкций зданий. – М.: Госстройиздат, 1956.

4. Завриев К.С. К расчету свай и свай-оболочек на горизонтальные и моментные нагрузки // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1974, №2.

5. Аубакиров А.Т. Экспериментальные исследования динамических характеристик свайных фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1975, №4.

#### REFERENCES

1. Aubakirov, A.T., Yerzhanov, S. & Abakanov, M.S. (1976). Single piles tests by alternating cyclic load. Researches of buildings and

глубины заземления свай в грунте в зависимости от уровня воздействия, что является положительным фактором.

Представленные материалы с анализом основных результатов проведенных комплексных экспериментальных исследований [1, 2] могут быть использованы в подобных работах по дальнейшему совершенствованию свайных фундаментов с высоким ростверком и шарнирным сопряжением оголовков свай с ростверком, с разработкой и применением различных видов конструкций демпферов, совместно повышающих диссипативные свойства фундаментов и эффекты сейсмоизоляции.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Аубакиров А.Т., Ержанов С., Абаканов М.С. Испытание одиночных свай знакопеременной циклической нагрузкой // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: сб.

structures seismic resistance: Collection of scientific works, 8 (18). Zhunusov T.Zh. (ed.). Almaty.

2. Abakanov, M.S., Aubakirov, A.T. & Kusainov, A.K. (1977). Static and dynamic tests of various types of pile foundations with elevated grillages. Researches of buildings and structures seismic resistance: Collection of scientific works, 9 (19). Zhunusov T.Zh. (ed.). Almaty.

3. Sorokin, E.S. (1956). Dynamic analysis of buildings load-bearing structures. – М.: Gosstroizdat.

4. Zavriev, K.S. (1974). On the piles and shell piles design for horizontal and moment loads. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2.

5. Aubakirov, A.T. (1975). Experimental investigations of pile foundations dynamic characteristics Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4.

Статья поступила в редакцию 24.01.2019 г.



УДК 519.87:334:69



**МИКИТАСЬ М.В.**

Канд. економічних наук,  
докторант, Київський  
національний університет  
будівництва і архітектури,  
м. Київ, Україна,  
тел.: +38 (0462) 93-75-90,  
e-mail: mykytas.m@gmail.com,  
ORCID 0000-0002-6176-6822



**ЕРЕМЕНКО Б.М.**

Канд. технічних наук, асист.,  
Київський національний  
університет будівництва і  
архітектури,  
м. Київ, Україна,  
тел.: + 38 (098) 954-02-13,  
e-mail: erembm@ukr.net,  
ORCID: 0000-0002-3734-0813



**КОЖЕДУБ С.А.**

Канд. технічних наук, доц.,  
Київський національний  
університет будівництва і  
архітектури,  
м. Київ, Україна,  
тел.: + 38 (068) 193-76-18,  
e-mail: ksa.knuba@gmail.com,  
ORCID 0000-0001-6315-8161

## СИСТЕМНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СТРУКТУРИ АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИХ КЛАСТЕРІВ

### АНОТАЦІЯ

Предметом дослідження в роботі є процес формування структури архітектурно-будівельного кластера з наперед заданими властивостями. Мета статті полягає в удосконаленні процедури формування кластерної структури шляхом підвищення надійності прогнозування. Дослідження орієнтовані на розробку засобів моделювання структури складних систем. При цьому, основна увага приділяється методам моделювання, що надають можливість оцінювати синергетичний ефект та наявність системоутворюючих факторів, подальше урахування яких при управлінні значно сприятиме підвищенню конкурентоспроможності та стійкості кластера. Формування структури кластера ґрунтується на оцінюванні та порівнянні оцінок ефективності діяльності кластерів різної структури, як системи в цілому, з урахуванням результатів порівняння оцінок ефективності участі в кластері альтернативних суб'єктів кластеризації. В результаті досліджень запропоновано схему обґрунтування вибору структури архітектурно-будівельного кластера. Підтримка рішень щодо формування структури кластерів на даному етапі лишається за експертами. Наукова новизна роботи полягає у використанні моделей і методів нечіткої логіки для формалізації експертних знань, що надає можливість в подальшому застосовувати

інтелектуальні системи підтримки прийняття рішень щодо кластеризації. Практична значимість роботи полягає в підвищенні надійності процедури прогнозування. Організація обчислювальних експериментів, на основі яких пропонується приймати рішення, спрямована на реалізацію політики з чітко визначеною стратегією підтримки перспективних чи розвитку відсутніх структурних одиниць архітектурно-будівельного кластера.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** архітектурно-будівельний кластер, кластерна політика, системне моделювання.

### СИСТЕМНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СТРУКТУРЫ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ КЛАСТЕРОВ

**МИКИТАСЬ М.В.** Канд. экономических наук,  
докторант, Киевский национальный университет  
строительства и архитектуры,  
г. Киев, Украина,  
тел.: + 38 (0462) 93-75-90,  
e-mail: mykytas.m@gmail.com,  
ORCID 0000-0002-6176-6822

**ЕРЕМЕНКО Б.М.** Канд. технических наук,  
ассистент, Киевский национальный университет  
строительства и архитектуры,  
г. Киев, Украина,  
тел.: + 38 (098) 954-02-13,  
e-mail: erembm@ukr.net,



ORCID: 0000-0002-3734-0813

**КОЖЕДУБ С.А.** Канд. технических наук, доц.,  
Киевский национальный университет строительства  
и архитектуры,  
г. Киев, Украина,  
тел.: + 38 (068) 193-76-18,  
e-mail: ksa.knuba@gmail.com,  
ORCID 0000-0001-6315-8161

#### АННОТАЦИЯ

В работе предметом исследования является процесс формирования структуры архитектурно-строительного кластера с заранее заданными свойствами. Цель работы заключается в совершенствовании процедуры формирования кластерной структуры путем повышения надежности прогнозирования. Исследования ориентированы на разработку средств моделирования структуры сложных систем. При этом основное внимание уделяется методам моделирования, что предоставляет возможность оценивать синергетический эффект и наличие системообразующих факторов, учет которых при управлении значительно повысит устойчивость и конкурентоспособность кластера. Формирование структуры кластера основывается на сравнении оценок эффективности деятельности кластеров различной структуры, как системы в целом, с учетом эффективности участия в кластере альтернативных субъектов кластеризации. В результате исследований предложена схема, согласно которой осуществляется обоснование выбора лучшей для заданных условий структуры архитектурно-строительного кластера. Поддержка решений по формированию структуры кластеров на данном этапе остается за экспертами. Научная новизна работы заключается в использовании моделей и методов нечеткой логики для формализации экспертных знаний, в дальнейшем позволит автоматизировать процесс поддержки принятия решений по кластеризации. Практическая ценность работы заключается в повышении надежности процедуры, которая используется для прогнозирования эффективности деятельности кластеров. Организация вычислительных экспериментов, на основе которых предлагается принимать решение, направлена на реализацию политики с четко определенной стратегией развития отсутствующих или поддержки перспективных структурных единиц архитектурно-строительного кластера.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** архитектурно-строительный кластер, кластерная политика, системное моделирование.

#### SYSTEM MODELING OF THE STRUCTURE OF ARCHITECTURAL CONSTRUCTION CLUSTERS

**MYKYTAS M.V.** PhD, Doctoral student, Kyiv National University of Construction and Architecture,  
Kyiv, Ukraine,

tel.: + 38 (0462) 93-75-90,  
e-mail: mykytas.m@gmail.com,  
ORCID 0000-0002-6176-6822

**YEREMENKO B.M.** PhD, Ass., Kyiv National University of Construction and Architecture,  
Kyiv, Ukraine,  
tel.: + 38 (098) 954-02-13,  
e-mail: erembm@ukr.net,  
ORCID: 0000-0002-3734-0813

**KOZHEDUB S.A.** PhD, Ass. Prof., Kyiv National University of Construction and Architecture,  
Kyiv, Ukraine,  
tel.: + 38 (068) 193-76-18,  
ksa.knuba@gmail.com,  
ORCID 0000-0001-6315-8161

#### ABSTRACT

The subject of the research is a generation of the architectural construction cluster with predefined properties. The purpose of the work is to improve the procedure for generating a cluster structure by increasing the reliability of forecasting. The research is focused on the development of tools for modeling the structure of complex systems. At the same time, the main attention is paid to the modeling methods, which give an opportunity to evaluate the synergetic effect and the presence of system-forming factors, the further consideration of which in management will greatly contribute to increasing the competitiveness and stability of the cluster. The generation of the cluster structure is based on evaluating and comparing the assessments of the performance of the clusters of different structures as a whole system, taking into account the results of comparing effective participation of alternative clustering subjects in the cluster. As a result of the research, a selection scheme for structure of architectural and construction cluster is proposed. Support for decisions on the structure of clusters is left to the experts at this stage. The scientific novelty of the work is to use models and methods of fuzzy logic to formalize expert knowledge, which provides the opportunity to apply intelligent decision support systems for clustering in future. The practical significance of the work is to increase the reliability of the forecasting procedure. The organization of computational experiments, on the basis of which it is proposed to make decisions, is aimed at implementing a policy with a well-defined strategy to support the promising or development of missing structural units of the architectural and construction cluster.

**KEY WORDS:** architectural construction cluster, cluster policy, system simulation.

#### ВСТУП

В різних науково-технічних джерелах зустрічаються різні трактовки поняття «кластер». Найчастіше кластер визначається як сукупність груп підприємств, що сконцентровані за географічною



ознакою для досягнення єдиної мети. Об'єднання цих підприємств в одну систему забезпечує передумови досягнення найбільшого внеску всіх суб'єктів кластеризації в створення кінцевого продукту за рахунок використання системних властивостей [1]. Проте, управління системними властивостями передбачає узгодженість інтересів всіх структурних одиниць кластера.

Основні проблеми управління, що виникають при неузгодженості інтересів пов'язані з тим, що суб'єкти кластеризації не завжди:

- мають бачення стратегічної цілі;
- мають розуміння вектора розвитку кластера в цілому;
- використовують можливості взаємовигідного співробітництва.

Проблеми економіко-соціального характеру часто спричинені дисбалансом компетенцій, які необхідні для формування структури, що здатна забезпечити ефективне функціонування кластера [2].

Проблеми, які виникають під час проектування великих, за кількістю елементів і складних за характером зв'язків, пов'язані з прогнозуванням ефективності їх діяльності. В таких випадках машинне моделювання є одним із основних інструментів дослідження, аналізу та проектування. Але, при розробці засобів моделювання, які здатні надати науково-обґрунтовану підтримку прийняття рішень щодо вибору структури архітектурно-будівельних кластерів з наперед заданими властивостями, виникають проблеми, що пов'язані зі складністю оцінки очікуваних системних ефектів [3, 4].

## АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Аналіз досвіду формування кластерів в різних країнах [5 – 7] показав, що процедура формування кластера передбачає:

1. Обґрунтування доцільності створення кластера в певному регіоні.
2. Вирішення організаційно-правових питань.
3. Коригування складу учасників кластеризації.
4. Розробку документації та техніко-технологічного обґрунтування.

При цьому, участь державних структур полягає в [8, 9]:

1. Забезпеченні системного підходу до виявлення і оформлення кластеру з мережі різних суб'єктів господарювання;
2. Сприянні формуванню «критичної маси» компетенцій кластеру;
3. Синхронізації розвитку кластера з

завданнями національної економіки;

4. Узгодженні інтересів структурних одиниць з цілями кластера та пріоритетами економічної політики регіону і країни в цілому.

Кластерна політика здійснюється на різних рівнях влади [8, 9]. Коригування складу учасників кластеризації, форм і методів державної підтримки здійснюється на основі аналізу результатів прогнозування і експертних оцінок ефективності діяльності різних кластерних структур.

## ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Мета статті полягає в удосконаленні процедури формування кластерної структури шляхом підвищення надійності прогнозування.

Для досягнення мети необхідно вирішити такі задачі:

- запропонувати схему реалізації процедури формування структури архітектурно-будівельного кластера з наперед заданими властивостями;
- показати шляхи удосконалення процедури формування структури кластера за рахунок впровадження моделей і методів нечіткої математики.

## ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

На рис. 1 показано схему, згідно з якою пропонується реалізовувати процедуру формування структури архітектурно-будівельного кластера.

Схема орієнтована на реалізацію політики з чітко визначеною стратегією, що спрямована на сприяння формуванню «критичної маси» компетенцій



Рис. 1. Схема реалізації процедури формування архітектурно-будівельного кластера: СО – структурна одиниця





архітектурно-будівельного кластеру шляхом розвитку відсутніх або підтримки перспективних структур. При цьому, коригування складу учасників кластеризації здійснюється на основі аналізу результатів порівняння оцінок ефективності діяльності різних кластерних структур.

Для оцінки ефективності функціонування кластерів різної структури в роботі використовуються ключові показники економічного, соціального та бюджетного ефектів [2 – 4].

**ВИСНОВКИ** та перспективи подальших розроблень. На даному етапі роботи підтримка рішень щодо вибору структури кластера та пропозиції щодо узгодження інтересів структурних одиниць з цілями кластера, пріоритетами економічної політики регіону, пріоритетами країни в цілому лишається за експертами. Проте, в процесі обробки результатів обчислювальних експериментів, експертні висновки формалізуються у вигляді системи правил if <умови правила> then <висновок правила>, які накопичуються і зберігаються в базі правил. В подальшому система цих висновків стане основою бази знань інтелектуальної системи підтримки прийняття рішень щодо кластеризації.

#### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Porter, M. & Michael, E. (2000a). Location, competition, and economic development: Local clusters in a global economy // *Economic Development Quarterly*, Feb., 2000, Vol. 14. Iss. 1, P. 15-34.
2. Романова О.А., Лаврикова Ю.Г. Потенциал кластерного развития экономики региона // *Проблемы прогнозирования*, 2008. – №4. – С. 56-70.
3. Микитась М. В. Дослідження системних ознак енергоефективних кластерних організаційних структур архітектурно-будівельної галузі / М.В. Микитась, В.О. Плоский, С.А. Кожедуб // *Управління розвитком складних систем*, 2018. – № 35. – С. 68 – 75.
4. Mykytas, M., Terenchuk, S. & Zhuravska, N. Models, Methods and Tools of Optimizing Costs for Development of Clusterized Organizational Structures in Construction Industry // *International J. of Engineering & Technology*, 7 (3.2), 2018. Pp. 250–254.
5. European Commission. Innovation Clusters in Europe – A Statistical Analysis and Overview of Current Policy Support Luxembourg // Office for Official Publications of the European Communities, 2006.
6. Dunn, W.N. Public policy analysis: an introduction; 3<sup>rd</sup> ed. New York: Prentice Hall, 2003.

7. Clarke, R. The New Economy beyond the hype: The OECD Growth Project. Paris: OECD, 2001. 104 p.
8. Нескромная Е. Е. Государственная политика кластерного развития: концептуальные основы и мировой опыт / Е. Е Нескромная // *Экономические науки*, 2010. – №5(66). – С. 11-15.
9. Porter, M. Location, clusters and company strategy. The Oxford handbook of economic geography; ed. by G.L. Clark, M.S. Gertler, and M.F. Feldman. New York: Oxford University Press, 2000b.

#### REFERENCES

1. Porter, M. & Michael, E. (2000a). Location, competition, and economic development: Local clusters in a global economy // *Economic Development Quarterly*, Feb., 2000, Vol. 14. Iss. 1, P. 15-34.
2. Romanova, O.A. & Lavrikova, Yu.G. Potential of cluster development of the regional economy // *Problems of forecasting*, 2008. – №4. – P. 56-70.
3. Mykytas, M., Ploskiy V.O. & Kozhedub, S.A. Research of system signs of energy-efficient cluster organizational structures of architectural and construction industry // *Management of the development of complex systems*, 2018, № 35. – P. 68 - 75.
4. Mykytas, M., Terenchuk, S. & Zhuravska, N. Models, Methods and Tools of Optimizing Costs for Development of Clusterized Organizational Structures in Construction Industry // *International J. of Engineering & Technology*, 7 (3.2), 2018. Pp. 250–254.
5. European Commission. Innovation Clusters in Europe – A Statistical Analysis and Overview of Current Policy Support Luxembourg // Office for Official Publications of the European Communities, 2006.
6. Dunn, W.N. Public policy analysis: an introduction; 3<sup>rd</sup> ed. New York: Prentice Hall, 2003.
7. Clarke, R. The New Economy beyond the hype: The OECD Growth Project. Paris: OECD, 2001. 104 p.
8. Neskromnaya, E. E. State policy of cluster development: conceptual foundations and world experience // *Economic sciences*, 2010. № 5 (66). – P. 11-15.
9. Porter, M. Location, clusters and company strategy. The Oxford handbook of economic geography; ed. by G.L. Clark, M.S. Gertler, and M.F. Feldman. New York: Oxford University Press, 2000b.

Стаття надійшла до редакції 11.02.2019 р.



УДК 62:002



**КРИВОШЕЄВ П.І.**

Канд. технічних наук, проф.,  
Українське товариство  
механіки ґрунтів, геотехніки та  
фундаментобудування,  
м. Київ, Україна,  
e-mail: v.senatorov1945@i.ua,  
тел.: + 38 (067) 406-23-50,  
ORCID 0000-0001-6963-0148



**СЕНАТОРОВ В.М.**

Канд. технічних наук, доц.,  
Центральний науково-дослідний  
інститут озброєння та військової  
техніки Збройних сил України,  
м. Київ, Україна,  
e-mail: v.senatorov1945@i.ua,  
тел.: + 38 (050) 415-37-64,  
ORCID 0000-0001-5387-5693

## СЕЙСМОСТІЙКЕ БУДІВНИЦТВО У ВИДАННЯХ МІЖНАРОДНОЇ ФЕДЕРАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

### АНОТАЦІЯ

Основним виданням Міжнародної федерації залізобетону (fib) є Бюлетень. За станом на сьогоднішній день видано понад 90 бюлетенів, серед яких 7 присвячені проблемам сейсмостійкого будівництва. Зокрема:

Бюлетень № 24 «Сейсмічна оцінка доцільності відновлення залізобетонних споруд». Дано огляд основних та інноваційних методів для попередньої або детальної оцінки окремо існуючих будівель щодо доцільності відновлення. Описано стратегії та інструкції щодо вибору тої чи іншої технології відновлення.

Бюлетень № 25 «Сейсмічне проектування залізобетонних будівель з урахуванням зсуву». Підсумовано, критично проаналізовано і співставлено всі відомі підходи до проектування залізобетонних споруд, що базуються на теорії зміщення, що у подальшому сприятиме покращенню проектних норм і практичному використанню найбільш раціональних, надійних проектних методів.

Бюлетень № 27 «Сейсмічне проектування збірних залізобетонних будівельних конструкцій». Представлено широкий систематизований огляд основних особливих шляхів об'єднання збірних елементів для створення ферм, стін, подвійних систем і діафрагм, що протидіють згинальному моменту, в той же час описуючи концепції і даючи детальні пояснення особливостей дії механізмів опору поперечному навантаженню. Обґрунтовані й описані унікальні інноваційні рішення, зокрема, так звані «гібридні системи», в яких використовуються розв'язані напружені елементи в сполученні з низьковуглецевою сталлю для з'єднання елементів таким чином, аби мінімізувати залишкову деформацію.

Бюлетень № 35 «Відновлення бетонних конструкцій за допомогою зовнішнього обв'язування фіброполімерами з огляду на можливе застосування

в сейсмічних регіонах». Розкрито зміст сучасного методу відновлення за допомогою фіброполімерів і надано відповідні положення з трьох наведених нижче нормативних документів: EN 1998-3:2005 «Єврокод 8: Розрахунок конструкцій на сейсмостійкість – Частина 3: Аналіз і відновлення будинків»; Проекту нормативу Туреччини щодо сейсмічного проектування за 2005 рік; Італійської настанови CNR-DT 200/04: «Інструкція щодо проектування, виконання і контролю за характеристиками конструкції при її зміцненні за допомогою фібро-полімерних композитів».

Бюлетень № 39 «Сейсмостійке проектування і відновлення моста – конструктивні рішення». Цей бюлетень є підсумком сучасного рівня знань про мости, що підпадають під дію сейсмічних впливів. Це корисне джерело інформації для інженерів, які залучені до нетривіальних завдань сейсмостійкого проектування мостів.

Бюлетень № 68 «Сейсмостійке проектування на основі імовірнісного підходу». Бюлетень носить оглядовий характер щодо відомих методів проектування сейсмостійких споруд.

Бюлетень № 69 «Критичне порівняння основних сейсмічних норм для будівництва». У бюлетені дано порівняння норм США, Японії, Нової Зеландії, Європи, Канади, Чилі та Мексики.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** Міжнародна федерація залізобетону, бюлетень, сейсмічне проектування

### SEISMIC CONSTRUCTION IN THE PUBLICATIONS OF THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE

**KRYVOSHEIEV P.I.** PhD, Prof., Ukrainian Society for Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation Engineering, Kyiv, Ukraine,  
e-mail: v.senatorov1945@i.ua,  
tel.: + 38 (067) 406-23-50,



ORCID 0000-0001-6963-0148

**SENATOROV V.M.** PhD, Ass. Prof., Ukrainian Armed Forces Central Research Institute of Weapons and Military Equipment, Kyiv, Ukraine, e-mail: v.senatorov1945@i.ua, tel.: + 38 (050) 415-37-64, ORCID 0000-0001-5387-5693

## ABSTRACT

Bulletin is a basic issue of the International Federation for Structural Concrete (fib). 90 Bulletins approximately are issued beginning from 2002, 7 from them are devoted to seismic construction problems. Authors are acquitting the Ukrainian specialists with content of these fundamental works.

Bulletin № 24 «Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings». Review of basic and innovation methods for preliminary or detailed assessment for separately existing structures is given there with viewpoint of retrofiting. Strategies and instructions for choice of relevant technology are described in Bulletin.

Bulletin № 25 «Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings». All well-known approaches to RC structures design on base of displacement theory are critically analyzed and compared there. In future it will promote to imperfection of design codes and practical use of the most rational and durable design methods.

Bulletin № 27 «Seismic design of precast concrete building structures». Comprehensible and systematized review of the basic ways to join of the precast elements for girders, walls and diaphragms resisting bending moment is presented in Bulletin. Also the conceptions and detailed explanations for peculiarities of resistance action to transverse load are presented there. There The unique innovation solutions, particularly, “hybrid systems”, where the decoupled stressed elements in conjunction with extra-soft steel are applied to join the elements for minimization of the residual deformation, are grounded and described.

Bulletin № 35 «Retrofitting of concrete structures by externally bounded FRPs with emphasis on seismic applications». Essence of a modern method dealing with retrofiting with the fibro-polymers application is described in Bulletin. Besides that, there are the relevant provisions of the listed below documents: EN 1998-3:2005 «Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment retrofitting of buildings»; draft of Turkish seismic design code, 2005; Italian regulatory document CNR-DT 200/04, «Instructions for design, execution and control of strengthening interventions by mans of fibre-reinforced composites».

Bulletin № 39 «Seismic bridge design and retrofit – structural solutions». This Bulletin is a result of modern acknowledgment level about bridges under action of seismic actions. It is useful information source for

engineers involved in seismic designing of the bridges.

Bulletin № 68 «Probabilistic performance-based seismic design». Bulletin has a distinct educational character and it provides a clear overview of the available design methods.

Bulletin № 69 «Critical comparison of major seismic codes for buildings». Comparison of USA's, Japan's, New Zealand's, Europe's, Canada's, Chile's and Mexico's codes is presented in Bulletin.

**KEY WORDS:** International federation of structural concrete, bulletin, seismic design

## ВСТУП

У 1998 році в результаті об'єднання Європейської комісії з проблем бетону (СЕВ) і Міжнародної федерації попередньо напруженого бетону (FIP) було створено нове громадське об'єднання – Міжнародну федерацію залізобетону (fib). Основна мета fib – розвиток на інтернаціональному рівні теоретичних і практичних досліджень, пов'язаних із технічними, економічними та естетичними аспектами бетону і його впливом на оточуюче середовище [1].

Сьогодні fib об'єднує у своїх рядах національні групи 45 розвинутих країн з усього світу і понад 1000 індивідуальних членів [2].

Свою діяльність fib здійснює за допомогою технічних комісій. Серед них чільне місце займає комісія 7 «Сейсмостійке проектування» в складі трьох дослідницьких груп: група 7.5 – «Сейсмостійке проектування будівель з використанням високоефективних матеріалів»; група 7.6 – «Критичне порівняння основних сейсмічних норм для проектування будівель»; група 7.7 «Сейсмостійке проектування будівель на основі імовірного підходу».

Область наукових інтересів комісії охоплює такі проблеми [2]:

- розробка нових концепцій і правил для сейсмостійкого проектування нових залізобетонних споруд та підвищення сейсмічної безпеки існуючих конструкцій;
- гармонізація і удосконалення нормативних документів щодо сейсмостійкого проектування.

Основним виданням fib є Бюлетень. Станом на вересень 2018 р. видано понад 80 бюлетенів, серед яких шість стосуються проблем сейсмостійкого будівництва: №№ 24, 25, 27, 35, 39 і 69. Проблеми з мовним бар'єром стають перепоною для українських фахівців щодо ознайомлення із змістом цих бюлетенів. Примірники бюлетенів отримує лише ДП НДІБК, що представляє українську групу fib згідно рішення Держбуду України від 04.11.1998 р. № 59 «Про забезпечення участі у роботі міжнародних організацій з бетону та залізобетону».

**МЕТА ЦЬЄЇ СТАТТІ** – дати можливість фахівцям України ознайомитись із змістом цих шести бюлетенів і розглянути шляхи приєднання інших організацій до української групи fib.



## ЗМІСТ БЮЛЕТЕНІВ

Нижче надано стислу інформацію щодо змісту бюлетенів.

**Бюлетень № 24 «Сейсмічна оцінка доцільності відновлення залізобетонних споруд» (2003 р., 312 с.). Бюлетень містить наступну інформацію.**

Глава 1: Цілі розгляду і системний аналіз. Ця глава обґрунтовує якісний підхід під час аналізу доцільності відновлення споруди, роблячи акцент на поняттях і судженнях інженера-проектувальника. У цій главі описано:

- основні концепції сейсмічного опору і реакції;
- загальні причини/джерела вразливості існуючих будівель (з багатьма ілюстраціями руйнувань в якості прикладів);
- відомі варіанти відновлення та їх раціональність: «за» і «проти»;
- сучасну філософію цілей діяльності під час оцінки або відновлення існуючих будівель;
- соціально-економічні проблеми, що важливі для відновлення (вартість, відповідальність, вплив на середовище мешкання і оточуюче середовище, збереження пам'яток історії і таке інше).

Глава 2: Огляд методів сейсмічного оцінювання. В цій главі наведено широкий огляд основних та інноваційних методів для попередньої або детальної оцінки окремо існуючих будівель (базується на знанні діючих сил або зміщень). Усі методи описано незалежно від національних/регіональних норм або стандартів (тобто в більш загальних термінах). Методи детальної оцінки, що описані тут, призначені для застосування (і мають застосовуватись) під час оцінки доцільності відновлення споруди та ранжируванні результатів відновлення.

Глава 3: Поводження не сейсмічно спроектованих будівельних елементів під час циклічного впливу. Описано поведження залізобетонних елементів з'єднань під час циклічного навантаження, акцентуючи увагу на впливі недоліків проектування на протидію сейсміці. Поведження описується з декількома альтернативними моделями і з порівнянням з результатами експериментів (вивчення баз даних, увагу привернуто до розбіжності даних).

Глава 4: Технології сейсмічного відновлення. В цій главі зроблена спроба всебічного розгляду існуючих технологій відновлення, включаючи:

- технології, що використовуються;
- експериментальні дані щодо відновлених конструкцій;
- інженерні моделі для розробки проекту відновлення;
- рекомендації для концептуального/детального проектування.

У главі також описані стратегії та інструкції щодо вибору тієї чи іншої технології відновлення. На рис. 1 приведені приклади підсилення конструкцій для протидії зрізу.

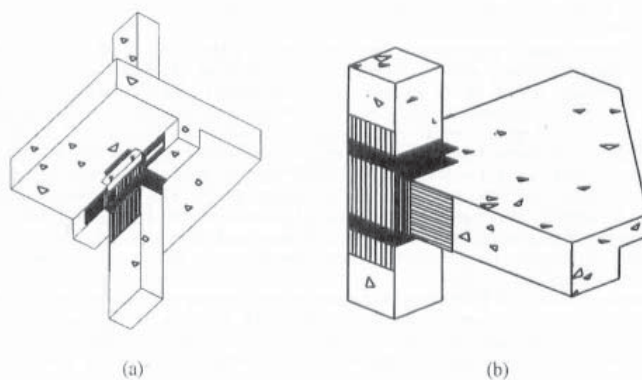
Глава 5: Імовірнісні концепції і методи. У главі описано моделювання випадкових впливів: рух, обумовлений сейсмікою, міцність або деформація. Також розглянуті два простих, але ефективних імовірнісних метода оцінки, що базуються на моделюванні реакції при нелінійному динамічному аналізі: метод 2000 SAC/FEMA 350 (стосовно до реального чотирьохповерхового просторового залізобетонного будинку) і метод «Ефективного аналізу ламкості» (стосовно до трьохповерхового залізобетонного каркасу).

Глава 6: Приклади. Два реальних будинки в Туреччині оцінені перед і після відновлення, з використанням методу Федеральної агенції управління надзвичайними ситуаціями (FEMA 273/356), процедури з лінійним динамічним, нелінійним статичним «вирівнюванням», а також комбінованого спектрального методу Ради прикладних технологій США (ATC-40) і нелінійного часового аналізу для верифікації вирівнювання. Далі два каркаси типового старого італійського проекту були детально проаналізовані різними методами – від лінійного динамічного до нелінійного часового аналізу з оцінкою «вирівнювання» (методи FEMA 273/356, ATC-40 і N2 – нелінійний метод для аналізу сейсмічного пошкодження залізобетонних споруд). На завершення, оцінювався чотирьохповерховий зведеною будинок, типовий для грецького будівництва, з використанням FEMA 273/356 лінійної і нелінійної статичних процедур та новозеландського підходу на основі теорії зміщення.

**Бюлетень № 25 «Сейсмічне проектування залізобетонних будівель з урахуванням зсуву» (2003 р., 197 с.).**

Головна мета бюлетеня – підсумувати, критично проаналізувати і зіставити всі відомі підходи до проектування залізобетонних споруд, що базуються на теорії зміщення, щоб в подальшому це сприяло покращенню норм проектування і практичному використанню найбільш раціональних, надійних проектних методів.

У главі 1 розглянуті поняття «рівні поведження»,



**Рис. 1.** Зовнішнє а) і внутрішнє б) підсилення з'єднання балки з колоною за допомогою листової фібри



«сейсмічна небезпека» і встановлено їх взаємозв'язок, що дозволяє сформулювати задачі діяльності. Пропонується використовувати шість рівнів поведінки: початок небезпеки (damage onset); робочий рівень (operational level); безперервне перебування (continued occupancy); здатність до ремонту (repairable level); безпечний для перебування (life safe) і колапс (collapse). Тобто, поняття «рівень поведінки» в цьому бюлетені можна розглядати як граничний стан конструкції.

Це пов'язане з тим, що під час проектування, що базується на знанні технічних характеристик, проєктант повинен чітко встановити рівні поведінки і сейсмічні навантаження, щоб визначити можливі зміщення. В цій главі дано критичний огляд граничних станів конструкції при різних видах діяльності.

У главі 2 дано огляд фундаментальних принципів, що пов'язані з рухом ґрунту під час землетрусу, і наслідків, що пов'язані зі зміщенням споруди. Дано систематизований огляд загальних лінійних і нелінійних принципів структурної динаміки, загальних підходів до оцінки зміщення ґрунту і конструкції і, наприкінці, – загального розуміння заходів, що необхідні для контролю і оцінки припустимості зміщень споруди в різних перетинах.

Глава 3 є основною в бюлетені – тут дано критичний підсумок проєктних підходів, основаних на теорії зміщення, що були запропоновані різними дослідниками. В главі розкривається поняття «проєктування на основі теорії зміщення», а саме: процедура розглядається як проєктне рішення, опрацьоване під час аналізу деформації. Термін «деформація» краще, ніж термін «зміщення» в тому випадку, коли значення деформації оцінити легше, ніж значення зміщення.

Для адекватного зіставлення множини проєктних підходів вводяться чотири критерії:

- роль зміщення в проєктному процесі;
- вид аналізу, прийнятого в проєктному процесі;
- обмеження на структурному рівні під час аналізу підходів;
- обмеження щодо застосування до визначеного граничного стану.

Загалом, розглянуто 19 проєктних підходів, згрупованих в 7 різних категорій.

Проєктування на основі теорії зміщення може вимагати спеціальної характеристики руху ґрунту. Це питання розглянуто в главі 4. До цієї глави включено відповідні поняття руху ґрунту для ненормованого формату аналізу, у той час як пікові параметри ґрунту, що необхідні для нормованих рівнянь зрізу основи, наведені тут, оскільки вони необхідні для визначення руху ґрунту під час аналізу.

Проаналізовано дві форми представлення руху: спектр землетрусу і записи рухів. Перша необхідна для типового спектрального аналізу і простоти адаптивного вирівнювання з масштабуванням спектру під час оцінки спектру потужності і

проєктування на основі теорії зміщення. Друга форма необхідна для інтегрованої оцінки часу реакції конструкції, де необхідні знання розподілу напружено-деформованого стану елементів конструкції в часі.

Глава 5 стосується фундаментальних проблем оцінки не пружного зміщення залізобетонних елементів і реальних оцінок їх ефективної міцності під час розтріскування, включаючи дію зрізу і косоного розтріскування, прослизання анкеру, короблення арматури і циклічності навантаження.

База даних, що створена за результатами 1200 експериментальних досліджень, використана для розробки простих моделей для деформації залізобетонних елементів під час текучості та руйнування. Первинним критерієм деформації, що розглянуто тут, є відхилення (або поворот хорди) елемента відносно ділянки сколювання. Цей критерій охоплює макроскопічне поведінки елемента в цілому, стосується більш глобальних характеристик сейсмічної реакції, таких як зміщення поверху, в той же час він є достатньою ознакою для руйнування на локальному рівні. Досліджуються два підходи: статистичний, тобто емпіричний, і більш фундаментальний підхід, оснований на принципах і механізмах поведінки залізобетону.

У главі 6 наведені приклади застосування проєктних процедур, описаних у главі 3, для ряду випадків. Тут же відмічаються і оговорюються труднощі, з якими може зіткнутися проєктант. Наведені результати п'яти прикладів використання восьми різних проєктних підходів, що базуються на зміщенні з акцентом на таких моментах:

- а) відносна легкість або труднощі, з якими проєктний підхід може бути реалізований, і які очевидні обмеження можуть тут бути;
- б) необхідна надійність, яка досягається для кожного підходу, і як вона співвідноситься з іншими підходами;
- в) ефективність підходів, оцінена порівнянням податливості, що прогнозується, або відхилення для кожного прикладу з такими ж характеристиками, отриманими з часового аналізу.

Приклади показують, що труднощі, з якими може зіткнутися проєктант, різні для різних підходів. Окремі методи проєктування прийнятні лише для деяких типів конструкцій, а інші привносять труднощі, що пов'язані з неправильними формами конструкцій та податливими основами. В більшості прикладів проєктант повинен робити припущення, аби продовжити процес проєктування, а в інших прикладах метод не спрощує проєктування.

Після того, як розрахунок завершено, проводиться нелінійний часовий аналіз з використанням моделі міцності, що отримана для кожного розрахунку. Часові аналізи показують – усі проєктні підходи забезпечують розрахунки, що гарантують не перевищення граничного стану. Не дивлячись



на велику варіативність розрахункової міцності, різниця у відхиленні між підходами незначна.

Висновки глави 6 є важливими і дозволяють передбачити успішне використання проектних підходів на основі зміщення в практичній діяльності.

**Бюлетень № 27 «Сейсмічне проектування збірних залізобетонних будівельних конструкцій» (2004 р., 263 с.)**

З глави 1 бюлетеня можна дізнатись про впровадження збірного будівництва в семи країнах з основних сейсмонебезпечних регіонів, про типи конструкцій, для яких передбачено збірність елементів, та про проектні критерії і положення, що діють в цих країнах. Дано посилання на відповідні документи і норми проектування.

Глава 2 містить огляд загальних сейсмічних проектних процедур для збірних залізобетонних конструкцій.

Наступні глави дають широкий систематизований огляд основних особливих шляхів об'єднання збірних елементів для створення ферм, стін, подвійних систем і діафрагм, що протидіють згинальному моменту, в той же час описуючи концепції і даючи детальні пояснення особливостей дії механізмів опору поперечному навантаженню. Тут не тільки обгрунтовані, але й описані мало розповсюджені інноваційні рішення, зокрема, так звані «гібридні системи», в яких використовуються розв'язані напружені елементи в сполученні з низьковуглецевою сталлю для з'єднання елементів таким чином, аби мінімізувати залишкову деформацію. Термін «гібрид» використано тут, щоб підкреслити середню характеристику реакції між нелінійно-пружною і пружно-пластичною, що зберігає властивості формуючої і змінної складової властивостей розсіювання деформаціями останньої.

Важливе місце займає глава 9, де показано, як з більш точних (і складних) моделей і методів аналізу можуть бути сформовані спрощені моделі стосовно до широкого класу альтернативних елементів з'єднання, виготовлених з низьковуглецевої сталі.

Інші, більш короткі, але не менш важливі, є глави, де описана концепція збірного будівництва (глава 3), гравітаційні системи протидії (глава 7), фундаменти (глава 8), різні елементи і конструкції (глава 10).

**Бюлетень № 35 «Відновлення бетонних конструкцій за допомогою зовнішнього обв'язування фіброполімерами з огляду на можливе застосування в сейсмічних регіонах» (2006 р., 224 с.)**

Бюлетень є першою публікацією матеріалів із скороченого курсу лекцій fib. Такі курси лекцій проводяться по усьому світу, охоплюють широкий спектр питань будівництва і останні знання вчених про будівельний бетон або окремі специфічні питання з даної теми. Курси були започатковані fib і проведені групою визнаних в усьому світі експертів із залученням місцевих фахівців, які приймають активну участь у діяльності fib.

Бюлетень представляє матеріали, розроблені для скороченого курсу цих лекцій, що були прочитані у Туреччині в 2005 році. Курс базується як на досвіді експертів Туреччини, так і досвіді фахівців інших країн з огляду на великий обсяг знань і матеріалів з цієї проблеми.

Бюлетень було використано як базу для іншого скороченого курсу лекцій fib щодо відновлення залізобетонних конструкцій за допомогою зовнішнього підсилення фіброполімерами, що був проведений у Мексиці в 2006 році.

У більшості країн світу житлові фонди застаріли і вимагають постійного експлуатаційного обслуговування і ремонту. Крім того, більшість існуючих конструкцій не відповідає сучасним вимогам і розрахунковим нормам. Проблема невідповідності конструкцій існуючих споруд особливо гостро стоїть в сейсмічних регіонах, навіть якщо сейсмічний розрахунок конструкції досить новий. Прямі і непрямі витрати з демонтажу і реконструкції споруд з конструктивними дефектами часто є непомірно високими; більш того, це спричиняє значні витрати природних ресурсів та енергії. Тому відновлення конструкцій стає найбільш розповсюдженим методом рішення даної проблеми в усьому світі.

Методи зовнішнього підсилення конструкції фіброполімерами знову стають пріоритетними для відновлення конструкцій. Вони є більш зрозумілими і простими в застосуванні, ніж традиційні методи відновлення, знижують руйнування приміщень та підвищують їх експлуатаційні властивості, не ведуть за собою забруднення навколишнього середовища будівельним сміттям і відходами, зменшують небезпеку виникнення нещасних випадків і небезпеку для здоров'я на будівельному майданчику, а також сприяють зниженню рівня шуму і забруднення повітря прилеглої території.

Бюлетень розкриває зміст сучасного методу відновлення за допомогою фіброполімерів і подає відповідні положення з трьох наведених нижче нормативних документів: EN 1998-3:2005 «Єврокод 8: Розрахунок конструкцій на сейсмостійкість – Частина 3: Аналіз і відновлення будинків»; Проекту нормативу Туреччини щодо сейсмічного проектування за 2005 рік; настанови Італії CNR-DT 200/04 «Інструкція щодо проектування, виконання і контролю за характеристиками конструкції при її зміцненні за допомогою фіброполімерних композитів».

**Бюлетень № 39 «Сейсмічне проектування і відновлення моста – конструктивні рішення» (2007 р., 298 с.)**

Цей бюлетень слід розглядати як підсумок сучасного рівня знання про мости, що підпадають під дію сейсмічних впливів. Це корисне джерело інформації для інженерів, які задіяні в нетривіальних задачах сейсмостійкого проектування мостів.

Чотири перші глави представляють, по суті,



регіональне бачення вибору проекту, зіставлення і обговорення практики проектування в усьому світі, переваг і недоліків.

У главі 1 розглянуто переріз опори, обговорюється відповідна практика, необхідна для проектування колон з потрібною міцністю і пружністю. Представлено деталі армування опор, огляд регіонального вибору проекту: одна колона/множина колон, суцільна/пустотіла колона.

У главі 2 описується з'єднання опори з надбудовою з акцентом на переваги та недоліки монолітного з'єднання у порівнянні з опорою на підшипниках. Дано опис регіонального вибору проекту для з'єднання і типу опори.

У главі 3 розглядається надбудова моста. Дається сейсмічний аналіз і регіональне бачення процесу вибору надбудови: форма перетину, жорсткість і вага, зміщення стиків та довжина основи при збірному і монолітному будівництві.

В главі 4 вирішується питання проектування фундаментів моста: розширений або пальовий фундамент і проектування фундаментів у водному середовищі. Описана типова регіональна практика проектування фундаментів.

Наступні три глави стосуються сучасних розробок з акцентом на підвищений контроль, на просторову варіативність руху ґрунту і накладання похибок розрахунків.

У главі 5 обговорюється стратегія контролю і представлено можливий варіант вибору опор, елементів ізоляції і розсіювання, розкачування фундаменту та ізоляція основи.

У главі 6 описані різні моделі для представлення просторової варіативності руху ґрунту з урахуванням втрати зчеплення, проходження хвилі і профілів ґрунту.

У главі 7 приведені наслідки пошкодження та зміщень ґрунту, стандартні ситуації, філософія та концепції проектування, вибір методу відновлення з прикладами накладання похибок розрахунків при проектуванні.

Останні три глави бюлетеня підсумовують проблеми існуючої практики зведення мостів.

У главі 8 даються підходи до ретельної перевірки для оцінки відновлення на основі методів, що базуються на фізичному моделюванні та інженерній практиці.

У главі 9 дано огляд оцінки існуючих мостів з врахуванням дефектів конструкції і граничних станів на основі моніторингу, а також на базі аналітичних методів і аналізу ламкості.

Остання 10 глава містить деталі проекту відновлення з прикладами виконання колон і опор, з'єднань колон і балок, фундаментів, надбудов, демпферів та ізоляторів при відбудові після сейсмічних подій.

*Бюлетень № 69 «Критичне порівняння основних сейсмічних норм для будівництва» (2013 р., 216 с.).*

У бюлетені дано порівняння норм США, Японії,

Нової Зеландії, Європи, Канади, Чилі та Мексики.

У першому розділі дано опис норм. У другому проведено порівняння найбільш проблемних трактувань. Воно містить сейсмічні проектні впливи та пов'язані з ними критерії, приклади проектування колон, балок, конфайнментів, стін та з'єднань.

Вважаємо, що цей бюлетень є корисним і унікальним інструментом для швидкого розуміння значущих особливостей основних світових норм щодо концептуальних підходів і правил застосування.

Всі бюлетені (мова - англійська) отримують за підпискою українська Національна група fib.

В бібліотеці ДП НДІБК накопичено понад 80 бюлетенів у друкованому вигляді, а бюлетені з 1 по 47 номер зберігаються в електронному вигляді. Статутом fib передбачено, що копії друкованих і електронних бюлетенів мають право отримувати лише ті організації, що входять до Національної групи fib.

## ВИСНОВКИ

Матеріали, що висвітлені у бюлетенях, становлять науковий і практичний інтерес для широкого загалу фахівців не тільки організацій будівельної галузі, залучених до будівництва відповідальних споруд, але й інших організацій міністерств, зацікавлених у створенні надійних, сейсмостійких будівель і споруд, в тому числі Міністерства надзвичайних ситуацій і Міністерства оборони.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. The Intern. Federation for Structural Concrete. Електронний ресурс: [www.fib-international.org](http://www.fib-international.org). Дата звернення 25.07.2018 р.
2. Membership Directory 2017. Intern. Federation for Structural Concrete. - 2017. - 116 p.

## REFERENCES

1. The Intern. Federation for Structural Concrete. Електронний ресурс: [www.fib-international.org](http://www.fib-international.org). Дата звернення 25.07.2018 р.
2. Membership Directory 2017. Intern. Federation for Structural Concrete. - 2017. - 116 p.

Стаття надійшла до редакції 10.07.2018 р.