



# **ЗБІРКА ТЕЗ ДОПОВІДЕЙ**

**ОДИНАДЦЯТА ВСЕУКРАЇНСЬКА  
НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ**

**"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ  
РАЙОНАХ УКРАЇНИ"**

# ***ЗБІРКА ТЕЗ ДОПОВІДЕЙ***

**ОДИНАДЦЯТОЇ  
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ  
НАУКОВО-ТЕХНІЧНОЇ  
КОНФЕРЕНЦІЇ**

**"БУДІВНИЦТВО  
В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ  
УКРАЇНИ"**

**10 – 14 вересня 2018 р.**

**м. Одеса**

УДК 624.04

Б 90

**Б 90 Будівництво в сейсмічних районах України** : зб. тез доп. XI Всеукр. наук.-техн. конф. — Одеса : ОДАБА, 2018. — 156 с. ISBN 978-617-7195-68-8

### ОРГКОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ

**Фаренюк Геннадій Григорович**, директор ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», д.т.н., (співголова);

**Ковров Анатолій Володимирович**, ректор Одеської державної академії будівництва та архітектури, к.т.н., проф. (співголова)

#### Члени оргкомітету

**Назаренко Іван Іванович**, президент Академії будівництва України, д.т.н., проф.;

**Грусевич Віталій Олегович**, виконавчий директор Конфедерації будівельників України;

**Старостенко Віталій Іванович**, директор інституту геофізики імені С.І. Субботіна, д.ф.-м.н., проф., академік НАН України; **Прангішвілі Арчіл Іверійович**, ректор Грузинського технічного університету, д.т.н., проф.;

**Городецький Олександр Сергійович**, науковий керівник ТОВ «ЛПРА-САПР», д.т.н., проф.;

**Поташник Семен Ізраїлевич**, президент Всеукраїнської громадської організації «Асоціація «Укргідроенерго», к.т.н.;

**Ковальчук Юрій Георгійович**, президент Академії енергетики України, д.т.н., проф.;

**Кривощев Петро Іванович**, голова науково-технічної ради Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», к.т.н., проф.;

**Крючков Леонід Якович**, директор ТОВ «Стікон»; **Далічук Ігор Євгенович**, президент ПрАТ «Слобожанська Будівельна Кераміка».

#### НАУКОВИЙ КОМІТЕТ

##### Голова наукового комітету

**Немчинов Юрій Іванович**, перший заступник директора ДП НДІБК з наукової роботи, д.т.н., проф.

##### Члени наукового комітету

**Абаканов М.С.**, д.т.н.; **Алієв Б.А.**, к.т.н.; **Байнатов Ж.Б.**, д.т.н., проф.; **Бамбура А.М.**, д.т.н., проф.;

**Барабаш М.С.**, д.т.н.; **Барзилович Д.В.**; **Беспасв А.А.**, д.т.н., проф.;

**Бліхарський З.Я.**, д.т.н., проф.; **Вербицький С.Т.**, к.ф.-м.н.; **Габрічідзе Г.К.**, чл.-кор. НАН Грузії, д.т.н., проф.;

**Гігінейшвілі Дж.Я.**, PhD; **Дирда В.І.**, д.т.н., проф.;

**Дорофєєв В.С.**, д.т.н., проф.;

**Дюсембасв І.Н.**, д.т.н., проф.;

**Єгунов К.В.**, д.т.н., проф.;

**Жусупбеков Аскар**, д.т.н., проф., віце-президент МІГТА по Азії, **Жусупбеков Балтабай**, к.т.н.,

**Заалішвілі В.Б.**, д.ф.-м.н., проф.;

**Ісанко Д.В.**, к.н.держ.уп., **Ісаков О.А.**, д.т.н., проф.;

**Іцков І.Є.**, к.т.н., **Кендзера О.В.**, к.ф.-м.н., чл.-кор. НАН України, **Кукунаєв В.С.**, д.т.н.,

**Кулябко В.В.**, д.т.н., проф., **Мар'шников М.Г.**, д.т.н., с.н.с., **Нечепорчук А.А.**, к.т.н., **Петраш С.В.**, к.т.н., доц., **Пустовітенко Б.Г.**, д.ф.-м.н., проф., **Рашидов Турсунбай**, д.т.н., проф.,

академік АНР Узбекистан, **Хавкін О.К.**, к.т.н., с.н.с., **Хакімов Ш.А.**, к.т.н., **Хачіян Е.Є.**, д.т.н., проф., академік НАН Вірменії, **Шеховцов І.В.**, к.т.н., доц.

УДК 624.04

Б 90

© Одеська державна академія  
будівництва та архітектури,  
ДП «Державний науково-дослідний  
інститут будівельних конструкцій», 2018

ISBN 978-617-7195-68-8



**НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ  
СТРОИТЕЛЬСТВУ НОВОГО ПОКОЛЕНИЯ. ИЗМЕНЕНИЯ № 1  
ДБН В.1.1-12: 2014 «СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ  
РАЙОНАХ УКРАИНЫ»**

**Немчинов Ю.И.**, *д.т.н., профессор, первый зам. директора института;* **Марьенков Н.Г.**, *д.т.н., с.н.с., зав. отделом;*  
**Бабик К.Н.**, *к.т.н., зав. лабораторией, Государственное предприятие «Научно-исследовательский институт строительных конструкций» (ГП НИИСК), г. Киев, Украина*

**Егунов К.В.**, *д.т.н., профессор, Одесский национальный Морской Университет (ОНМУ), г. Одесса, Украина*

**Кендзера А.В.**, *к.физ.-мат.нук, зам. директора института геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, чл.-кор. НАН Украины (ИГФ НАН Украины), г. Киев, Украина*

**Шеховцов И.В.**, *к.т.н., доцент;* **Петраш С.В.** *к.т.н., доцент, Одесская государственная академия строительства и архитектуры (ОГАСА), г. Одесса, Украина*

В докладе представлены положения Изменения № 1 Государственных Норм Украины: ДБН В.1.-1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины», которые учитывают опыт проектирования сейсмостойких зданий и современные тенденции проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах интенсивностью от 6-ти до 9-ти баллов в соответствии с национальным стандартом ДСТУ Б В.1.1-28: «Шкала сейсмической интенсивности» и рекомендациями Европейского Стандарта EN 1998-1 (Еврокод 8): 2004 «Проектирование сейсмостойких конструкций».

Представлены основные принципы и методы проектирования зданий, содержащиеся в Кодах различных стран:

- *Современные методы проектирования сейсмостойких зданий* представлены в нормативных документах таких стран: США, Канады, Японии, стран Европы. Этот метод получил название «Nonlinear pushover analysis», а принятый в нём подход к проектированию «Performance based seismic engineering» рассматривается как «Проектирование сейсмостойких конструкций с заданными параметрами сейсмостойкости»;

- *Уровни безопасности сооружений, соответствующие определённым уровням сейсмических воздействий:*

- [Immediate Occurance] – *слабое землетрясение (С3);*



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

- [Life Safety] – проектное землетрясение (ПЗ);
- [Structural Stability] - максимальное расчётное землетрясение МРЗ.
- *Нормированные спектры воздействия* и порядок определения сейсмических нагрузок по Нормативным Кодам США нового поколения:

- *Сведения о строительных стандартах EUROCODE*;
- *Сейсмическое зонирование* в странах Европы;
- *Основы проектирования зданий* в соответствии с правилами **ЕВРОКОДА 8**;

- *Основные конструктивные рекомендации* по обеспечению сейсмостойкости при проектировании зданий и сооружений;

Рассмотрены Методы расчёта зданий, рекомендованные для применения Еврокодом 8 (EN 1998-1: 2004):

- **линейный статический анализ** (метод поперечных сил);
- **модальный анализ спектра реакции** (в нормативных документах Украины и стран СНГ этот метод принято называть «спектральным методом»;

- **нелинейный статический анализ** («расчет на предельную прочность» [«Pushover Analysis»]).

- **нелинейный динамический анализ** (анализ акселерограмм землетрясений)

Среди указанных методов наибольшее распространение получил **метод нелинейного статического анализа**.

Особенности положений ДБН В.1.1-12:2014 заключаются в следующем:

- определения сейсмических нагрузок осуществляется с учетом нелинейного деформирования материалов и конструкций;

- применения нелинейного расчета конструкций с использованием метода спектра несущей способности, рекомендованного ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010: «Проектирование сейсмостойких конструкций»;

- корректировки подхода к использованию карт Общего сейсмического районирования территории Украины с учетом класса последствий (ответственности) зданий и сооружений;

- уточнения требований к сейсмическому микрорайонированию строительных площадок и расчетов зданий и сооружений на сейсмические воздействия, заданные акселерограммами землетрясений;

- установление требований по проектированию систем сейсмоизоляции зданий различного назначения и другие;

- для районов сейсмичностью площадки строительства 6 баллов разработаны конструктивные мероприятия, которые следует выполнить при проектировании, строительстве, реконструкции и



експлуатації зданий і споруджень различного назначення з урахуванням вимог ДСТУ Б В.1.1-28;

- на зданиях висотою більше 70 м і на об'єктах експериментального будівництва слід передбачити встановку станцій інженерно-сейсмометричних спостережень;

- для об'єктів висотою більше 16 поверхів рекомендується проводити динамічну паспортизацію;

- встановлені диференційовані показники перекося поверхів в залежності від рівнів сейсмічних впливів, відповідних Слабким (СЗ), Проектним (ПЗ) і Максимально розрахунковим землетрясінням (МРЗ);

- алгоритми оцінки сейсмостійкості орієнтовані на застосування існуючих програмних комплексів;

- суттєво перероблено (порівняно з редакцією 2006 г.) розділ ДБН «Гідротехнічні споруди»;

- додано розділ 10 «Откоси», який відсутній в редакції ДБН 2006 г.;

- розроблено інженерну методику розрахунку неупругих моделей зданий, що відповідає рекомендаціям Єврокода 8.

Методологія, що використовує процедуру Спектра несучої спроможності здания, знайшла відображення в нормативних документах США і Єврокод 8 (ДСТУ-Н Б EN 1998-1), а також реалізовано програмно в поширених розрахункових комплексах. Сучасні методи дозволяють враховувати в розрахунку несиметричність зданий і споруджень в плані і по висоті, вплив вищих форм коливань для висотних зданий і протяжених споруджень, взаємодія в системі «основа – фундамент – надземна частина здания (спорудження)».

В доповіді докладно розглядаються основні зміни № 1 ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України» (редакція 2018 г.), які спрямовані на вдосконалення оцінки рівнів сейсмічного впливу на здания і споруди з урахуванням наявного досвіду проектування і будівництва сейсмостійких зданий, накопленого з 2006 г.

Основна мета розробки зміни № 1 – актуалізація національної нормативної бази по сейсмостійкому будівництву. Завдання розробки зміни № 1 полягають в забезпеченні проектування сейсмостійких багатоповерхових і висотних зданий і споруджень незначительного (СС1), середнього (СС2) і значительного (СС3) класу наслідків (відповідальності), а також малоповерхових зданий з несучими стінами з газобетонних блоків автоклавного твердження.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

Изменения, внесенные в ДБН, также касаются дополнения текста при использовании карт Общего сейсмического районирования типа ОСР-2004-А, ОСР-2004-В и ОСР-2004-С:

- Карта «А» предназначается не только для зданий класса последствий (ответственности) СС2 (как это было в редакции ДБН 2014 года), но также и для зданий, которые относятся к зданиям типа СС3 высотой до 73,5 м;

- Карта «В» применяется для зданий среднего класса последствий (ответственности) типа (СС2), но также и значительного (СС3) класса последствий (ответственности) для зданий высотой от 73,5 м и выше для объектов, которые принадлежат к потенциально опасным объектам, но не идентифицируются как объекты повышенной опасности в соответствии с Законом Украины «Про объекты повышенной опасности»;

- Карту «С» следует применять для зданий и сооружений значительного (СС3) класса последствий (ответственности), которые идентифицируются как объекты повышенной опасности в соответствии с законом Украины. В соответствии с указанным законом к объектам повышенной опасности не относятся жилые и общественные здания класса последствий (ответственности) СС3. Поэтому при проектировании жилых и общественных зданий высотой до 73,5 м следует применять карту ОСР-2004-А, а при проектировании зданий класса СС3 высотой 73,5 и выше следует применять карту ОСР-2004-В.

- Карту А0 следует применять для проектирования сейсмостойких зданий и сооружений в АР Крым и Одесской области для зданий и сооружений незначительного (СС1) класса последствий (ответственности) и категорией сложности проектирования I.

По сравнению с версией 2014 года разработаны положения, относящиеся к проектированию высотных зданий и сооружений. Ранее особенности определения сейсмических нагрузок для высотных зданий по спектральному методу представлены в отдельном нормативном документе ДБН В.2.2-24:2009 «Проектирование высотных жилых и общественных зданий». В предложенных изменениях предложения по проектированию высотных зданий содержатся в ДБН В.1.1-12:2014.

Изменения Таблицы 6.3 относятся к конструктивным решениям систем и несущих элементов здания с несущими стенами из газобетонных блоков автоклавного твердения. Основанием для такого изменения послужили результаты комплексных испытаний элементов и фрагментов зданий на действие сейсмических нагрузок, которые проведены в ГП НИИСК в 2014-2016 гг. по заказу Всеукраинской ассоциации производителей автоклавного газобетона (рис. 1).



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

Основная цель исследований заключалась в определении несущей способности стен зданий из газобетонных блоков высотой до трех этажей при совместном действии вертикальных статических и горизонтальных сейсмических нагрузок на здание. В качестве объекта-представителя был выбран трехэтажный жилой дом с несущими стенами из газобетона, разработанного институтом УкрНИИПГ граждансельстрой.

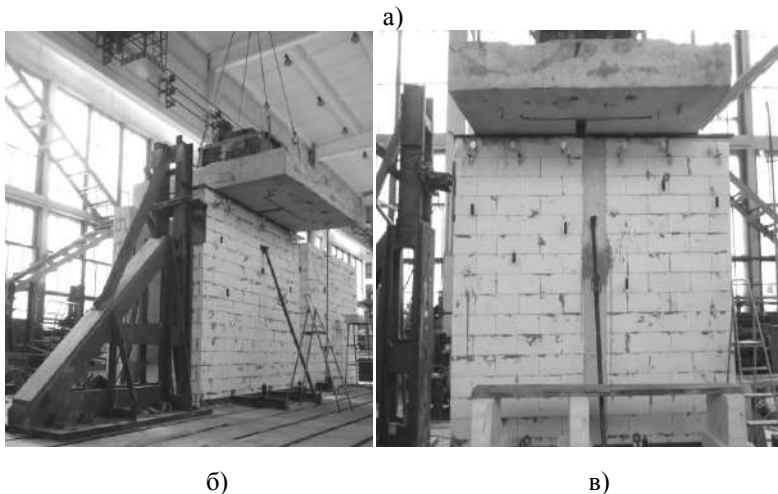
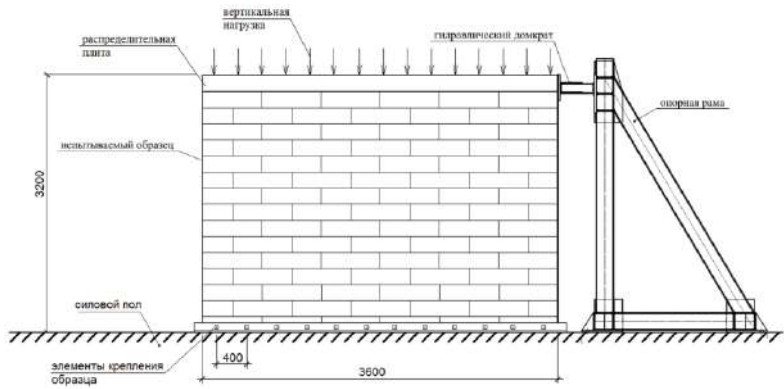


Рис. 1 Испытательный стенд ГП НИИСК: общий вид простенка без сердечника (а); с сердечником (б) и при испытаниях газобетонных блоков (в)

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:





ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

1. Строительство жилых домов с несущими стенами из газобетонных блоков автоклавного твердения плотностью D400 с классом прочности на сжатие не меньше C2,5 возможно высотой до трех этажей в районах сейсмичностью 6 и 7 баллов. При расчетной сейсмичности площадки строительства 8 баллов высота жилых зданий не должна превышать двух этажей с применением в несущих стенах железобетонных сердечников.

2. Строительство жилых домов с несущими стенами из газобетонных блоков класса по прочности на сжатие не меньше C2,0 возможно только с применением железобетонных сердечников высотой до трех этажей в районах сейсмичностью 6 баллов и высотой до двух этажей при сейсмичности 7 баллов.

Изменения также относятся к ряду новых положений и коэффициентов:

- коэффициенту  $k_1$ , который учитывает неупругие деформации и локальные повреждения;

- коэффициенту  $k_2$ , который учитывает тип и назначение здания (сооружения);

- допустимые параметры перекосов этажей для трёх эксплуатационных уровней землетрясений;

- ограничению этажности стен комплексной конструкции с применением блоков из ячеистых бетонов автоклавного твердения плотностью D 400 и D 300;

- для кладки стен разрешается применять при сейсмичности 6, 7 и 8 баллов кирпич сплошной или пустотелый с пустотностью до 20% марки не ниже М 75.

- керамические изделия с пустотностью до 35% могут быть применены при строительстве жилых домов до 5-ти этажей при интенсивности воздействий землетрясений 7 и 8 баллов при условии обеспечения прочности кирпича и керамического камня не ниже М 150 и прочности раствора не ниже М 75 в реальных условиях строительной площадки при соответствующем контроле за этими показателями.

- в зонах с интенсивностью сейсмических воздействий 9 баллов следует применять только сплошной кирпич.



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

**Ковров А.В., к.т.н., професор, Петраш С.В., к.т.н., доцент,**  
**Шеховцов І.В., к.т.н., доцент,**  
*Одеська державна академія будівництва та архітектури,  
м. Одеса, Україна*

Більшу частину України займають території з особливими природними техногенними умовами, які повинні бути враховані при спорудженні будівель і споруд. Найважливішими з таких особливих умов, які слід приймати до уваги при проектуванні, є:

- просідаючі ґрунти та підроблювані території;
- зони сейсмічної активності;
- підтоплюємі і затоплюємі території;
- карстонебезпечні території;
- насипні, біогенні, намивні 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, які 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, наявності великої кількості стиків і швів та їх поганій роботі на розтяг; водночас це найбільш розповсюджена будівельна система у масовому будівництві Південної України. Такі будівлі рекомендується комплексної конструкції з



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

влаштуванням к 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.

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 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, густиною не менше ніж  $800 \text{ кг/м}^3$ ) марки М50 і вище;

- камені та блоки правильної форми з черепашників або вапняків марки не нижче М35 або туфів (крім фельзитового) та інших природних матеріалів марки М50 і вище;

- розчини класу міцності на стиск не нижче ніж М50 на основі цементу з пластифікаторами та/ або спеціальними добавками, які 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).

При проектуванні повинно передбачатися виконання низки планувально-конструктивних заходів, серед яких є такі:

- 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 всім стінам без розривів повинні встановлюватися антисейсмічні пояси з монолітного залізобетону з неперервним армуванням. У будівлях з монолітними залізобетонними перекриттями, замуруваними по контуру в стіни, у випадку опирання



монолітного перекриття на всю товщину стіни, антисейсмічні пояси в рівні цих перекриттів допускається не влаштовувати

- Плити перекриттів (покриттів) повинні з'єднуватися з антисейсмічними поясами за допомогою анкерування випусків арматури або зварюванням закладних деталей. Антисейсмічні пояси верхнього поверху повинні бути зв'язані з кладкою вертикальними випусками арматури. Необхідно влаштовувати стрижневі випуски з кладки в залізобетонний пояс, а також із пояса в кладку, що лежить вище, при висоті понад 40 см, та для влаштування кріплень мауерлата і фронтонів.

- Антисейсмічний пояс (з опорною ділянкою перекриття) повинен улаштуватися, як правило, на всю ширину стіни; в зовнішніх стінах товщиною 500 мм і більше ширина пояса може бути менше на 100 мм - 150 мм. Висота пояса повинна бути не менше ніж 150 мм і не менше товщини плити перекриття, клас бетону за міцністю на стиск не нижче ніж С12/15. Поздовжня арматура поясів встановлюється за розрахунком, але не менше ніж чотири стрижні діаметром 10 мм за розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів і не менше ніж чотири стрижні діаметром 12 мм – при 9 балах. По верху парапетів (завишки понад 500 мм) і важкого балконного огородження рекомендується додавати зв'язуючі елементи.

- У сполученнях стін у кладку повинні укладатися арматурні сітки загальною площею перерізу поздовжньої арматури не менше ніж 1 см<sup>2</sup>, 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 завишки більше 40 см, а також фронтони, повинні бути підсилені вертикальним армуванням або вертикальними залізобетонними включеннями, заанкерованими в антисейсмічний пояс.

- 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 поповерхових 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 опирання пояса на кладку. Поперечне армування колон виконується відповідно до вимог армування колон каркасних будівель.

- У будівлях з несучими стінами перші поверхи, які використовуються в якості приміщень, що вимагають великої вільної площі, слід виконувати із залізобетонних або сталевих конструкцій.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

- Перемички повинні замуруватися в кладку на глибину не менше ніж 350 мм. При ширині прорізу до 1,5 м допускається замурування перемичок на 250 мм.

- Дверні та віконні прорізи в кам'яних стінах сходових клітин за розрахункової сейсмічності 8 і 9 балів повинні мати залізобетонне обрамлення.

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. Стосовно кам'яної кладки для визначення міцності її зчеплення в Україні використовується методика, згідно з якою міцність зчеплення визначається як величина вертикального розтягуючого зусилля. Але осьового розтягування в реальних конструкціях практично ніколи не виникає, а кладка в швах при горизонтальних впливах працює частково на стиск, частково на відрив.

Європейські та американські стандарти пропонують методику визначення міцності зчеплення в інший спосіб - методом згинального моменту, завдяки 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). Проведені експериментальні дослідження дозволили визначити та проаналізувати міцність зчеплення в кладці за методом згинального моменту (різниця в результатах розглянутих методик складаються в різних підходах до обробки результатів експерименту і становить до 6%).



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

**Кендзера О.В.**, член-кореспондент НАН України, канд. фізико-математичних наук, заступник директора Інституту,

**Семенова Ю.В.**, канд. фізико-математичних наук, науковий співробітник, **Єгупов В.К.**, інженер, **Лісовий Ю.В.**, молодший науковий співробітник, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна Національної академії наук України, м. Київ, Україна,

**Вербицький С.Т.**, канд. фізико-математичних наук, провідний науковий співробітник Відділу сейсмічності Карпатського регіону (ВСКР) Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна Національної академії наук України, м. Львів, Україна

У зв'язку з можливістю виникнення резонансних явищ при проектуванні сейсмостійких будівель необхідно мати не тільки відомості про силу і місце можливих землетрусів, але й надійні дані про власні періоди коливань проєктованих об'єктів і фільтруючі властивості ґрунтів в їх основі. Ґрунтова товща під будівельним майданчиком поводить себе як фільтр: на деяких частотах вона передає коливання майже без змін, а на інших - підсилює їх, або послаблює. При проектуванні сейсмостійких будівель і споруд важливо не допускати, щоб їх власні частоти збігалися з переважаючими частотами ґрунтової товщі.

Вже досить тривалий час є актуальним питання про вплив осадового шару на параметри сейсмічної небезпеки. Встановлено, що верхня частина розрізу, яка суттєво впливає на поширення сейсмічних хвиль, є одним з головних факторів, який визначає сейсмічний ефект на вільній поверхні ґрунтової товщі. При інтенсивних сейсмічних впливах поведінка ґрунтів стає нелінійною і оцінка реакції ґрунту суттєво ускладнюється. Реакція ґрунту залежить від літологічного складу, фізичних параметрів, потужності і водонасиченості ґрунтових шарів, а також від інтенсивності землетрусу, частотного складу коливань в його вогнищі і на покритті консолідованого фундаменту під майданчиком проєктованого будівництва.

В даній роботі представлено результати моделювання реакції моделі ґрунтової товщі (складеної осадовими відкладами, або середньо та інтенсивно вивітряними гранітогнейсами) території розташування основних споруд Ташлицької ГАЕС на максимально можливі сейсмічні впливи з урахуванням нелінійних явищ. Для розрахунків використовувався програмний продукт ProShake. Поведінка кожного



шару сейсмогеологічної моделі ґрунтової товщі, при моделюванні, задавалася моделлю Кельвіна-Фойгта (в'язко-пружна модель). Кожний шар сейсмогеологічної моделі ґрунтової товщі характеризувався такими параметрами, як: товщина шару, густина, швидкості поздовжніх і поперечних хвиль, нелінійні залежності модуля зсуву і коефіцієнт поглинання від зсувної деформації. Використання, при розрахунках, залежностей модуля зсуву і коефіцієнта поглинання від зсувної деформації дозволяє врахувати нелінійну реакцію ґрунтової товщі на сейсмічні впливи. Зміна параметрів модуля зсуву і коефіцієнта поглинання від зсувної деформації, при моделюванні враховуються шляхом проведення ітерацій до отримання задовільного розв'язку. Ітеративні обчислення забезпечують відповідність параметрів модуля зсуву і коефіцієнта поглинання рівням деформацій у всіх шарах ґрунтової товщі.

В роботі також наведено результати числового експерименту з моделювання реакції ґрунтової товщі на максимально можливі сейсмічні впливи з умовним зняттям у розрахунковій моделі осадового шару. Отримані дані, таким чином, дозволяють оцінити сейсмічну небезпеку для території Ташлицької ГАЕС та детально вивчити вплив локальних ґрунтових умов на кількісні параметри сейсмічних навантажень.

При інтенсивних землетрусах в досить потужних і пухких осадових відкладах під будівельними та експлуатаційними майданчиками виникають нелінійні ефекти, які підсилюють низькочастотні коливання, небезпечні для висотних і протяжних структур. З огляду на це, небезпечні і особливо важливі об'єкти слід, по 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, представлено результати дослідження впливу літології та фізичних властивостей осадового шару на реакцію ґрунтової товщі при сейсмічних впливах з різними максимальними піковими прискореннями. В результаті досліджень перевірено твердження, згідно якого, зменшення потужності осадового шару завжди покращує сейсмічні умови. Результати перевірки отримано шляхом моделювання реакції ґрунтової товщі на сейсмічні впливи з використанням програмного продукту ProShake.

В роботі показано, що зменшення товщини осадового шару, не обов'язково зменшує прояви сейсмічних впливів на будівельному майданчику. Рентабельність, по усуненню верхнього пухкого осадового шару, слід оцінювати для кожного будівельного майданчика окремо. Незначна зміна геологічних умов під будівництвом, які характеризують локальні ґрунтові умови, може істотно змінити



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

параметри сейсмічної безпеки майданчика проєктованого будівництва.

Отримання даних про фільтруючі властивості ґрунтової товщі досліджуваної території, для якої визначаються кількісні характеристики сейсмічної безпеки, дозволяє істотно здешевити сейсмостійке будівництво за рахунок уникнення підсилення осадовою товщею сейсмічних коливань на власних періодах проєктованих споруд.

У висновку можна сказати, що при проєктуванні будинків і споруд, експериментальних, важливих та екологічно небезпечних об'єктів, слід уникати небезпечних резонансних явищ, які можуть виникати при збігу максимумів частотної характеристики проєктованих (або наявних) об'єктів з частотними характеристиками ґрунтової товщі під ними.





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

*Дорофеев В.С., д.т.н., профессор кафедры инженерных конструкций и водных исследований, Егунов К.В., д.т.н., профессор, директор НИИ фундаментальных и прикладных исследований Одесский национальный морской университет, г. Одесса, Украина*

*Мурашко А.В., к.т.н., доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина*

*Сорока Н.Н., к.т.н., доцент, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина*

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

Особое внимание должно быть уделено объектам, находящимся в сейсмических зонах, и тем, что строятся в сложных геологических условиях.

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.

Одесская лаборатория сейсмостойкости более 12-ти лет занимается научно-техническим сопровождением проектирования зданий повышенной этажности в г. Одесса. 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.

Не выполняются испытания на горизонтальную нагрузку, не говоря уже о динамических испытаниях.

Не во всех случаях выполняется сейсмозонирование строительной площадки. И оправдывается это тем, что грунты основания имеют вторую категорию по сейсмическим свойствам. Между тем, здания, имеющие свыше 20-ти этажей, как правило, относятся к классу ответственности СС3, для которых обязательным является расчет с использованием реальных акселерограмм землетрясения для данной площадки.



При испытании грунтов сваями практически никогда не выполняется требование п. 8.5.5.15 ДБН В.2.1-10-2009 про обязательные испытания грунтов с длительным замачиванием основания.

Проектируются здания с перепадом высот больше, чем допускается нормами.

Еще одной проблемой является стремление Заказчика во что бы 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.

Продолжается строительство жилых зданий с применением туннельной опалубки. Но при этом либо проектируется одна внутренняя продольная стена, либо две внутренние продольные стены, которые располагаются на расстоянии 1,5-2м. В первом случае не выполняется п. 7.7.2 ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» о наличии не менее двух продольных стен. При этом первая собственная форма колебаний является крутильной, что противоречит п. 5.2.5 ДБН В.1.1-12:2014 – «конфігурацію будівлі і розташування вертикальних несучих елементів приймати такими, щоб перші дві форми власних коливань були поступальними (не крутильними)». Формирование двух ядер жесткости по торцам здания приводит к тому, что первая собственная форма колебаний становится поступательной, а вторая – крутильной.

В условиях возросшей конкуренции на строительном рынке все чаще можно встретить так называемое проектирование «на грани», когда в целях оптимизации ресурсов принимаются проектные решения, находящиеся на уровне минимума нормативных требований.

Формальное отношение к обеспечению требований ДБН о некрутильных первых двух формах колебаний на стадии расчета при реализации проекта может привести к появлению кручения на этих формах колебаний на возведенном объекте.

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

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.

Показанная на картах ОСР интенсивность сейсмических воздействий относится к грунтам II-й категории по сейсмическим



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

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 микрорайонирования (СМР) строительных площадок.

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.



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

**Хакимов Ш.А.**, канд. техн. наук, с.н.с., заведующий отделом,  
АО «ТошуйжойЛИТИ»

Доклад посвящен анализу сложившейся ситуации в жилищном строительстве в сейсмических районах в Центральноазиатского региона за последние 20-25 лет, и проблемам его сейсмической безопасности.

Современная застройка по многим своим параметрам отличается от городской застройки 25-летней давности.

Инженерный анализ последствий последних землетрясений, произошедших в Центрально-Азиатском регионе, начиная с 2000 года, показал, что на практике реальная сейсмостойкость зданий современной постройки ниже заявленного в проекте уровня сейсмостойкости на 1-2 балла. Это означает, что сейсмический риск зданий современной постройки может быть значительным при возникновении землетрясений расчетной интенсивности. Учитывая реальную сейсмостойкость зданий, землетрясения с сотрясаемостью ниже расчетного также могут быть опасными для современных зданий.

Причины такого явления - в основном ошибки проектирования, нарушения норм проектирования, низкое качество материалов и монтажа зданий. Наибольшее развитие в застройке городов Центральной Азии получило строительство железобетонных каркасных зданий с кирпичным заполнением, участвующем и не участвующем в работе на сейсмические воздействия. Особенностью этого вида современного каркасного строительства является то, что каркасы различной модификации имеют отступления от требований норм проектирования в сейсмических районах.

Например, возводятся следующие виды каркаса:

- каркасы в безригельном исполнении;
- монолитные каркасы с составным перекрытием из многопустотных железобетонных панелей безопалубочного виброформования, без шпонок на продольных гранях и выпусков арматуры из плит для анкеровки;
- жесткие здания с гибкими первыми этажами;
- неполные каркасы, когда ригели в поперечном направлении здания опираются на наружные кирпичные стены;
- каркасно-стеновые монолитные конструктивные системы с различным соотношением каркаса и стеновых конструкций и др.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

Рассмотрены проблемы сейсмической безопасности жилых домов, возводимых с применением конструктивных систем, строительство которых либо ограничено, либо вовсе запрещено. При этом, практически ни один конструктивный тип нового жилища не прошел экспериментальной проверки. Также ни один застройщик не обратился к помощи специальных технических условий, как этого требуют действующие нормы для зданий, проектируемых с отступлениями от их требований.

Поскольку каждый тип из указанных конструктивных систем каркаса не прошел этап экспериментальных исследований по оценке их сейсмостойкости, нашим институтом была разработана методика ориентировочной оценки сейсмостойкости существующей застройки с использованием предложения проф. Накамуры (Япония), основанного на анализе соотношений горизонтальных и вертикальных записей шумов на здании и окружающим его грунте.

Большой раздел доклада посвящен анализу сейсмостойкости новых конструктивных систем жилых домов, намеченных для массового строительства жилья высотой до 12 этажей, таких как новый конструктивный тип панельного жилого дома с составным перекрытием из плит безопалубочного виброформования (Белоруссия); сборный железобетонный каркас со стыками в зоне максимальных усилий при сейсмических воздействиях, так называемый «Иркутский каркас» (Чебоксары); монолитные жилые дома с одной несущей продольной средней стеной (Турция); объемно-блочные дома типа «колпак» (Воронеж); модульные системы «KNAUF» из тонколистового гнутого металлического профиля и гипсокартона для возведения 1-7 этажных жилых домов и др.

Учитывая, что экспериментальные исследования сейсмостойкости конструкций практически прекратили свое существование, автором, в порядке обсуждения, предлагаются различные мероприятия по повышению сейсмической безопасности зданий и сооружений, возводимых с применением современных технологий домостроения.

Отмечается, что существенное снижение объемов как теоретических, так и экспериментальных работ в области инженерной сейсмологии, сейсмостойкого строительства и снижения сейсмического риска создаёт условия для распространения ненадежных конструктивных систем жилых зданий, что весьма рискованно в условиях высокой сейсмичности территорий Центральноазиатского региона и повышенной активизации сейсмических процессов за последний период времени. И об этом должны быть осведомлены правительства стран Центральноазиатского региона.



## СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РАЗЛИЧНЫХ МЕТОДИК РАСЧЕТА НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

**А.С. Городецкий**, *д.т.н. профессор*, **Ю.В. Гензерский**, *к.т.н.*  
*ООО «ЛИРА САПР», г. Киев, Украина*

С развитием компьютерных технологий появилась возможность использовать различные подходы для расчета конструкций на сейсмическое воздействие. Это нашло отражение в различных нормативных документах, в том числе в ДБН В.1.1-12:2014. Так в этих нормативах кроме традиционного расчета на основе спектрального анализа предлагается расчеты с учетом различных эффектов и гипотез.

Программный комплекс ЛИРА-САПР реализует ДБН В.1.1-12:2014 в полном объеме.

В предлагаемом исследовании проводится расчеты по следующим методикам:

- традиционный спектральный метод – СНиП-II-7-81.
- спектральный метод ДБН В1.1-12:2006 раздел 2.3.
- спектральный метод ДБН В1.1-12:2006 приложение В.
- спектральный метод с использованием трехкомпонентных синтезированных акселерограмм - ДБИ таблица 6.10.
- спектральный метод 46 ДБН В1.1-12:2006 приложение «Г».
- спектральный метод ДБН В2.2-24:2009.
- спектральный метод 57 ДБН В1.1-12:2014.
- нелинейный статический расчет ДБН В1.1-12:2006 приложение «Г».
- расчет по ДБН В1.1-12:2014 раздел на основе прямого интегрирования управления движения (модуль ПК ЛИРА-САПР динамика во времени).

В качестве объекта исследования принята 16 этажная рамка - связевая конструкция несимметричным в плане на податливом грунтовом основании. В качестве основного фактора для сравнения принять суммарный сейсмические нагрузки. Приводится анализ результатов, исследуемых методами и делают соответствующие выводы и рекомендации.



## КОНСТРУКТИВНА СИСТЕМА З ПРОСТОРОВИМИ ПІЛОНАМИ І СТИКАМИ ВІЛЬНОГО ОБПИРАННЯ

**Фаренюк Г.Г.<sup>1</sup>**, доктор техн. наук (директор інституту),  
**Немчинов Ю.І.<sup>1</sup>**, доктор техн. наук, професор (перший заступник  
директора), **Бамбура А.М.<sup>1</sup>**, доктор техн. наук, професор  
зав. відділом надійності конструкцій будівель і споруд),  
**Мар'єнков М.Г.<sup>1</sup>**, доктор техн. наук (зав. відділом автоматизації  
досліджень та сейсмостійкості будівель і споруд),  
**Гурківський О.Б.<sup>1</sup>**, канд. техн. наук (зав. лабор. надійності  
залізобетонних конструкцій), **Сазонова І.Р.<sup>1</sup>**, інж. (ст. наук. співр.),  
**Червонобаба Г.В.<sup>2</sup>**, канд. техн. наук. (технічний директор),  
**Шадрін В.В.<sup>2</sup>**, інж. (директор), **Азарасв В.В.<sup>2</sup>**, інж. (інженер)  
<sup>1</sup> Державне підприємство «Науково-дослідний інститут  
будівельних конструкцій» (ДП НДІБК)  
<sup>2</sup> Товариство з обмеженою відповідальністю «Інженерні інновації»

У конструктивних системах будівель зі стиками вільного обпирання відділено по поверххах вертикальні несучі елементи і елементи перекриттів. Ці системи мають конструкційну фізичну нелінійність. Розміри просторових пілонів приймаються на підставі розрахунку таким чином, щоб при дії звичайних навантажень (всіх, крім сейсмічних) результуюча поздовжня сила не виходила за межі ядра перерізу, а в поперечному перерізі була реалізована трапецієвидна (трикутна) епюра напружень стиску. При таких умовах, горизонтальні стики просторових пілонів можуть виконуватися без з'єднання поздовжньої арматури, а сама поздовжня арматура, як правило, є конструктивною. Горизонтальні зусилля в стиках, як правило, сприймаються силами тертя, але, при необхідності, можуть бути влаштовані шпонки або інші елементи, що запобігають випадковим зміщенням конструкцій. Перекриття можуть бути вирішені як за балковою, так і за безбалковою схемою.

На базі системи з просторовими пілонами і стиками вільного обпирання розроблена конструктивна система захисту від землетрусів «Гравітація проти сейсмічної енергії».

У стиках вільного обпирання при дії горизонтальних інерційних сил сейсмічного впливу можлива реалізація різних напружених станів. Якщо горизонтальні інерційні сили можна порівняти з вітровими навантаженнями, стики залишаються зімкнутими по всій площі. При збільшенні горизонтальних сил інерції, коли результуюча поздовжня сила виходить за межі ядра перерізу, стики частково розкриваються. При цьому відбувається поворот пілонів, що супроводжується



підйомом їх центрів ваги. Після завершення дії горизонтальних інерційних сил, сили гравітації повертають конструкції в початкове положення.

Поведінка конструктивної системи з просторовими пілонами і стиками вільного обпирання при сейсмічних впливах відповідає підходам, прийнятим в сучасній практиці проектування будівель і споруд призначених для експлуатації в умовах можливих сейсмічних впливів, коли вимоги до будівель, споруд залежать від ймовірності реалізації сейсмічного впливу тієї чи іншої інтенсивності. Поняття високої сейсмостійкості будівлі означає здатність конструкцій сприймати сейсмічні впливи невеликої інтенсивності практично без пошкоджень, сейсмічні впливи середньої інтенсивності - з обмеженим рівнем пошкоджень, при якому зберігається економічна доцільність і можливість відновлення, сейсмічні впливи великої інтенсивності - з недопущенням обвалу, тобто повного руйнування будівлі. При сейсмічних впливах середньої та великої інтенсивності конструктивна система працює як стійкий механізм з дуже високим розсіюванням енергії.

Переваги будівельної системи з просторовими пілонами і стиками вільного обпирання при сейсмічних впливах:

- конструктивна система не вимагає застосування додаткових, як правило, дорогих конструкційних елементів і вузлів (демпфери, ізолятори та інші);
- величина енергії сейсмічного впливу, яка може бути перетворена в інші види енергії з наступним розсіюванням, набагато більша, ніж у відомих рішеннях, оскільки в процесі задіяна маса всієї будівлі і велика кількість стиків з нелінійним деформуванням;
- факторами поглинання і подальшого розсіювання енергії сейсмічного впливу є сили гравітації, що діють завжди і не вимагають витрат для їх прояву, і стики вільного обпирання;
- конструктивна система не чутлива до частотної характеристики сейсмічного впливу;
- після закінчення сейсмічного впливу конструктивна система повертається в початковий стан;
- ремонтпридатність будівлі після сейсмічних впливів, оскільки ушкодження при їх дії є мінімальними.

Для оцінки напружено-деформованого стану каркасу з просторовими пілонами і стиками вільного обпирання при сейсмічних впливах були проведені чисельні дослідження 4-поверхової будівлі з пілонами Т-подібного і Г-подібного перетину.

Конструктивні елементи будівлі: пілони Т-подібні і Г-подібні; головні балки-плити широкі; головні балки-плити вузькі; плити





ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

суцільні; плити пустотні; конструкції сходової клітки; фундаментна плита.

Стики вільного обпирання моделювалися за допомогою елементів односторонніх в'язей. Тобто, якщо в цьому елементі виникають зусилля розтягу, то він виключається з моделі і не враховується в подальшому розрахунку. Такі елементи були введені в місцях обпирання балок-плит на пілони (під перекриттям) і в місцях обпирання пілонів на балки-плити (над перекриттям).

Розрахунок на сейсмічні впливи виконувався в два етапи. На першому етапі проводився динамічний розрахунок моделі з двосторонніми в'язями і визначались інерційні сили для кожної значимої форми коливань. На другому етапі розрахунку ці сили були прикладені до моделі з односторонніми в'язями у вигляді горизонтального навантаження, рівномірно розподіленого по площі перекриття. Подальший розрахунок виконувався в нелінійній постановці покроково.

Результати розрахунків дозволяють оцінити можливість застосування системи, а саме:

- величина вертикальних утримують зусиль, обумовлених силою гравітації, є достатньою для компенсації зусиль відриву, що виникають при сейсмічній дії інтенсивністю 10 балів. При цьому розкриття стиків становить 3 ... 8 мм;

- величина максимального перекосу поверхів при сейсмічній дії вздовж осі Y склала 19 мм, що менше граничної величини перекосу  $\Delta k = 21$  мм;

- величина максимального перекосу поверхів при сейсмічній дії вздовж осі X склала 57 мм, що більше граничної величини перекосу  $\Delta k = 21$  мм;

- зусилля, що виникають в вертикальних і горизонтальних збірних залізобетонних елементах є прийнятними для їх конструювання.

**Висновок.** Представлена конструктивна система знаходиться в стадії розвитку. Для практичного застосування в умовах сейсмічних впливів середньої та великої інтенсивності необхідні додаткові експериментально-теоретичні дослідження конструктивної системи з просторовими пілонами і стиками вільного обпирання.



## СЕЙСМОСТІЙКЕ БУДІВНИЦТВО В ПУБЛІКАЦІЯХ МІЖНАРОДНОЇ ФЕДЕРАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

**Кривошеєв П.І.**, *к.т.н., проф., президент;*

*Всеукраїнська громадська організація «Українське товариство механіки ґрунтів, геотехніки і фундаментобудування, м.Київ, Україна;*

**Сенаторов В.М.** *к.т.н., доцент, с.н.с., Центральний науково-дослідний інститут озброєння та військової техніки збройних сил України, м. Київ, Україна*

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.

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 вискоефективних матеріалів»; група 7.6 – «Критичне порівняння основних сейсмічних норм для проектування будівель»; група 7.7 «Сейсмостійке проектування будівель на основі імовірнісного підходу».

Основним інформаційним виданням *fib* є бюлетень. Станом на липень 2018 р. видано понад 80 бюлетенів, серед яких шість присвячені проблемам сейсмостійкого будівництва. Зокрема:

**Бюлетень № 24** «Сейсмічна оцінка доцільності відновлення залізобетонних споруд» (2003 р., 312 с.), у якому дано огляд основних та інноваційних методів для попередньої або детальної оцінки окремо існуючих будівель щодо доцільності відновлення. Описано стратегії та інструкції для вибору тої чи іншої технології відновлення.

**Бюлетень № 25** «Сейсмічне проектування залізобетонних будівель з урахуванням зсуву» (2003 р., 197 с.), в якому 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» (2004 р., 263 с.). Представлено широкий систематизований огляд основних особливих шляхів об'єднання збірних елементів для створення ферм, стін, подвійних систем і



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

діафрагм, що протидіють моменту згину, з одночасним описом концепції і детальним поясненням особливостей дії механізмів опору поперечному навантаженню. Обґрунтовано й описано унікальні інноваційні рішення, зокрема, так звані «гібридні системи», в яких використовуються розв'язані напружені елементи в сполученні з мало вуглецевою сталлю для з'єднання елементів таким чином, щоб мінімізувати залишкову деформацію.

**Бюлетень № 35** «Відновлення бетонних конструкцій за допомогою зовнішнього обв'язування фібро-полімерами з огляду на можливе застосування в сейсмічних регіонах» (2006 р., 224 с.). Розкрито зміст сучасного методу відновлення за допомогою фіброполімерів і подано 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** «Сейсмічне проектування і відновлення моста – конструктивні рішення» (2007 р., 298 с.). 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 сейсмічного проектування мостів.

**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.

Матеріали, що висвітлені у бюлетенях, становлять науковий і практичний інтерес для широкого загалу спеціалістів не тільки організацій будівельної галузі, залучених до будівництва відповідальних споруд, але й інших ЦОВВ, заінтересованих у створенні надійних, сейсмостійких будівель і споруд, у тому числі – Державної служби України з надзвичайних ситуацій і Міністерства оборони України.

Для того щоб фахівці України мали можливість отримувати копії бюлетенів, необхідно залучати організації до участі в українській Національній групі *fib*. З цією метою у ВГО «Українське товариство механіки ґрунтів, геотехніки і фундаментобудування» створена секція «Бетонні та залізобетонні фундаменти, підземні споруди». Заінтересовані фахівці можуть увійти до складу секції товариства і мати можливість отримувати копії бюлетенів *fib*.



## DESIGN OF STEEL SHEET PILE RETAINING WALLS IN SEISMIC AREAS

**Darius Macijauskas**, *Ph.D., Project Manager*, **Heiko Zillgen**, *Dipl.-Ing., Head of Engineering, ArcelorMittal Sheet Piling*

In seismic areas, the construction of rigid structures with brittle materials is known as non-economic and prone to failure under relatively small deformations. Conversely, steel structures are widely considered as a suitable solution for high-rise buildings in areas of high seismicity, due to the excellent strength, lightness and ductility of the material and the related structural capacity to withstand large inelastic deformations without collapsing. However, current seismic design of retaining walls is usually based on pseudo-static methods using ground pressure coefficients of Mononobe-Okabe. It is important to highlight that Mononobe-Okabe coefficients were developed for rigid walls, e.g. made of concrete, with the goal of designing a rigid structure to withstand external seismic forces.

Steel sheet pile walls, on the contrary, are light and flexible. The design philosophy for flexible structures is obviously different as it should shakedown to the external seismic actions instead of fully resisting them. This can be achieved by exploiting the elastic properties of steel. Applying Mononobe-Okabe coefficients for flexible retaining walls would require making the walls stiffer and might lead losing the benefits of steel.

Therefore, a comparative study has been performed in order to check the above assumptions. A typical HZ-M/AZ combined wall with an anchor wall was calculated with two different methods: 1) Pseudo-static method based on Subgrade Reaction Modulus with Mononobe-Okabe coefficients, and 2) Finite Element Method with dynamic calculations. For the calculations a peak ground acceleration of 0.4g was used. The comparison of the results revealed that by using Finite Element Method, the bending moments in the structural elements are approximately 40% smaller. Considering the scale of possible cost savings, the use of more time consuming Finite Element Method calculation is deemed justifiable. When other factors, like quality control, and fast execution are taken into account, a steel sheet pile wall indeed becomes a superior solution for ground retaining structures in seismic areas.



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

*Абаканов М.С., старший научный сотрудник, д.т.н., советник  
гендиректора, АО «Казакский научно-исследовательский и проектный  
институт строительства и архитектуры»,  
г. Алматы, Республика Казахстан*

В сейсмоопасных регионах из запатентованных конструкций по сейсмоизоляции зданий применяются отдельные разработки, в основном в экспериментальных проектах, некоторые из которых прошли вибрационные или сейсмозрывные испытания. При этом практически отсутствуют данные об их поведении при умеренных и сильных землетрясениях.

Например, в Алматы был запроектирован и построен торгово-развлекательный комплекс «Форум Алматы», в котором покрытие внутреннего светового пространства осуществлено на резинометаллических опорах, применяемых в последнее время. 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, введенных в действие в Казахстане с 2015 года. Однако, для применения в массовом строительстве сейсмоизолирующих фундаментов вследствие ограниченности опытных данных необходимы целенаправленные исследования по единой методике, преимущественно в натуральных 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 сейсмических зонах.

В КазПромстройНИИпроекте (ныне АО «КазНИИСА») на натуральных объектах были исследованы три вида сейсмоизолирующих фундаментов - на скользящих опорах, кинематических фундаментах и свайных фундаментах с высоким ростверком с двумя видами сопряжения оголовков свай с ростверком - жестким и шарнирным. Вибрационной машиной В-3 были испытаны экспериментальные 9 - этажные панельные дома по 158 серии на скользящих опорах и кинематических фундаментах. Ранее были проведены комплексные



експериментальные исследования, включающие знакопеременные циклические статические испытания одиночных свай, статические и динамические испытания свайных фундаментов с высоким ростверком и разным сопряжением оголовков свай с ростверком с приложением горизонтальных 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 прослойками и линзами песчаных грунтов различной крупности.

#### **Одиночные сваи**

По результатам испытаний одиночных свай на действие знакопеременной циклически возрастающей горизонтальной нагрузки получены диаграммы деформирования « $P_r-S_r$ », перемещения верха свай и остаточные в уровне грунта, несущая способность и логарифмический декремент затухания колебаний, определенный по гистерезисным петлям деформирования по методике Сорокина Е.С., учитывая кратковременность этапов нагружения. Сваи с сечением 30x30 см и разным армированием были забиты на глубину от 8 до 11 м. Опыты показали, 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, которая при малых до 15 мм перемещениях верха свай равнялась 5,5d и при больших перемещениях до 70 мм – 6,3-6,7d.

#### **Свайные фундаменты с высоким ростверком**

Были проведены статические и динамические испытания натуральных фрагментов свайных фундаментов с высоким ростверком. Испытаны два типа свайных фундаментов, первый (Р-1) - со свободной высотой свай 1,6 м. при жесткой заделке оголовков свай в ростверк, второй (Р-2) - высотой 2,1 м. и шарнирным сопряжением оголовков свай с ростверком, при вертикальной нагрузке на каждый ростверк по 1200 кН.

При практически равных 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. 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.

Расчетные диаграммы деформирования Р-1 и Р-2, полученные по методикам Завриева К.С. и Аубакирова А.Т. удовлетворительно



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

согласуются с опытом. В указанных методиках, принимая условную консольную схему, предполагалось изменение коэффициента постели грунта с глубиной по линейному закону с нулевым значением его на поверхности. При этом условная глубина защемления свай для Р-1 принята равной  $9d$ , а для Р-2 равной  $8d$ , где  $d$  – ширина боковой грани сваи. В указанных методиках не учитывается влияние вертикальной нагрузки на деформативность свай, что может дать существенные погрешности при упруго-пластической работе свай.

Общее сравнение работы одиночной сваи и такой же сваи (по армированию, поперечному сечению, марке бетона) в ростверке Р-2 показало, что декремент затухания колебаний последнего в  $0,63/0,57=1,11$  раза выше, без учета некоторого влияния динамического нагружения. Такое увеличение диссипативных характеристик свай в ростверке Р-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.

В Р-1 происходит обратная картина, т.е. наблюдается уменьшение декремента затухания колебаний Р-1 в сравнении с одиночной свайей 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 податливости и соответственно гибкости свай, вследствие изменения условной глубины защемления свай в зависимости от уровня воздействия, что является положительным фактором.

Анализ основных результатов проведенных комплексных экспериментальных исследований могут быть использованы в 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 таких фундаментов и эффекты сейсмоизоляции.



## ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ СТАРОЙ ЗАСТРОЙКИ

**Адамчук Н.В.**, к.т.н., доцент кафедры инженерных конструкций и водных исследований, **Дорофеев В.С.**, д.т.н., профессор кафедры инженерных конструкций и водных исследований, **Егунов К.В.**, д.т.н., профессор, директор НИИ фундаментальных и прикладных исследований, Одесский национальный морской университет, г. Одесса, Украина  
**Мурашко А.В.**, к.т.н., доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина  
**Сорока Н.Н.**, к.т.н., доцент, ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина  
**Пушкарь Н.В.**, к.т.н., доцент, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина

При обследовании технического состояния кирпичных зданий старой застройки в городе Одессе, построенных в первой половине прошлого века, возникает задача не только восстановления несущей способности наружных и внутренних несущих конструкций, но и повышения сейсмостойкости обследуемых зданий. В научно-исследовательском институте фундаментальных и прикладных исследований Одесского национального морского университета создана группа, которая занимается не только обследованием зданий, но и разработкой мероприятий по повышению несущей способности и сейсмостойкости, в связи с вводом в действие новых государственных норм ДБН В.1.2-14:2009 «Загальні принципи забезпечення надійності», ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво в сейсмічних районах України», ДСТУ Н.Б.В.1.2-18-2016 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану».

В процессе обследования строительных конструкций кирпичных зданий необходимо определить степень разрушения отдельных несущих элементов, оценить влияние разрушений на пространственную схему здания, так как качество проектирования и строительства кирпичных зданий является важным звеном в формировании концепции их надежности. Следует отметить, что каменная кладка, в общем-то, не является сейсмостойким материалом, тем более поврежденная кладка, необходимо





ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

направить усилия на повышение монолитности. Это может быть достигнуто внедрением в проект комплексных конструкций, в которых каменная кладка работает совместно с монолитным железобетоном конструкций простенков с устройством диафрагм жёсткости, армокаменными конструкциями наружных стен, перемычек и др.

Один из вариантов такого решения был предложен при обследовании технического состояния комплекса зданий по адресу Фонтанская дорога, 14 в г. Одессе. Суть решения сводилась к вводу в каменную кладку конструкций ненапрягаемой арматуры с последующим омоноличиванием тяжелым бетоном. В пересечениях стен устраивались монолитные или металлические стойки с устройством жёстких узлов в уровне монолитных поясов. В этом случае каменную кладку можно рассматривать как заполнитель каркаса, который работает по каркасно-каменной схеме.

Изучая последствия относительно сильных Карпатских землетрясений 1977 и 1986 годов и землетрясения у острова Змеиный в 2008 году с магнитудами, соответственно, 7,2; 7 и 4,5 на примере поведения каменных зданий с антисейсмическими мероприятиями постройки 60-х – 70-х годов можно отметить, что в каркасных зданиях с несущим заполнением из каменной кладки выявлены многочисленные повреждения по контуру ненесущего заполнения, в ряде случаев произошли разрушения по наклонному сечению. Объяснить это можно действием вертикальной составляющей сейсмической силы.

Использованный опыт обследования технического состояния зданий с разработкой предложений по усилению конструктивной схемы здания и отдельных конструкций с целью повышения их сейсмичности можно использовать при разработке типовых конструктивных решений.



## ГЕОФИЗИЧЕСКИЙ ПРОГНОЗ ПОТЕНЦИАЛЬНЫХ РИСКОВ СЕЙСМИЧЕСКОГО РАЗЖИЖЕНИЯ ГРУНТОВ

**Алексенко А.С.**, инженер, **Довбнич М.М.**, д.геол.н, проф.,  
ООО «Фундаментстроймакс»  
**Деренг В.Н.**, инженер, НТУ «Днепропетровская политехника»

Последствия сильных землетрясений в разных регионах нашей планеты убедительно свидетельствуют о том, что остаточные смещения грунта играют зачастую первостепенную роль в нарушении целостности зданий и сооружений. Одним из часто встречающихся явлений наблюдается сейсмическое разжижение грунтов при землетрясениях. Чаще всего разжижаются водонасыщенные мелкие и пылеватые пески. Явление разжижения заключается в полной или частичной потере грунтом несущей способности и переходе его в текучее состояние в результате разрушения структуры и смещения частиц относительно друг друга. Недоучет фактора сейсмического разжижения может привести к тому, что результат сейсмического разжижения грунтов обычно сопровождается тяжелыми авариями даже сейсмостойких сооружений: сооружения успевают "утонуть", перекосяться или даже "разорваться" на поверхности разжиженных отложений и т.п.

Оценка возможности разжижения водонасыщенных дисперсных грунтов при ожидаемых землетрясениях и его возможных последствий является важной задачей в комплексе изысканий для проектирования и строительства сооружений в сейсмических районах.

Для решения вопроса о возможности сейсмического разжижения грунтов при заданных характеристиках ожидаемых землетрясений могут использоваться:

- полевые методы оценки динамических свойств грунтов;
- лабораторные методы динамических испытаний грунтов.

В настоящее время разработана многообещающая альтернатива либо дополнение к существующим подходам – методика уточнения возможности сейсмического разжижения грунтов на основе скоростей поперечных волн ( $V_s$ ) по данным полевой и/или скважинной сейсморазведки (Andrus R.D, Stokoe K.H., 1997; Вознесенский Е.А. и др., 2005).

Использование величины  $V_s$  как критерия разжижаемости грунтов имеет определенные преимущества:



1) измерения  $V_S$  можно проводить в грунтах, которые сложно испытывать зондированием или отбирать образцы, а также в местах, где нельзя проводить разведочные работы;

2)  $V_S$  – это важнейший показатель физико-механических свойств грунта, прямо связанный с его модулем сдвига при малых деформациях, который требуется для аналитической оценки реакции грунтов на динамические воздействия и взаимодействия грунтов с сооружением в условиях таких воздействий.

В докладе обсуждается возможность геофизического прогноза явления сейсмического разжижения в водонасыщенных намывных техногенных грунтах хвостохранилищ крупных горно-обогатительных предприятий Кривого Рога. Хвостохранилища крупных горно-обогатительных комбинатов относятся к классу особо ответственных сооружений. Одним из факторов, оказывающих влияние на их безопасность, являются сильные сейсмические воздействия, вызванные землетрясениями тектонической и техногенно-индуцированной природы. При наращивании хвостохранилищ, в основании ограждающих дамб последующих ярусов расположены низкоскоростные, обводненные техногенные грунты. При проектировании этих сооружений необходимо учитывать возможность разжижения грунтов в их основании.

Данными для расчетов являются:

- максимальные горизонтальные ускорения для прогнозного и максимального расчетного землетрясения;
- законы изменения скорости распространения поперечных волн  $V_s$  с глубиной;
- положение уровня грунтовых вод (УГВ);
- значения плотности пород выше и ниже УГВ.

Количественная оценка возможности сейсмического разжижения осуществлялась на основе величины потенциала разжижения  $F_L$ .

Разжижение, по прогнозам, происходит, когда  $F_L \leq 1$ , и разжижение не происходит при  $F_L > 1$ .

Основными геофизическими факторами, определяющими возможность разжижения, являются значения прогнозных пиковых горизонтальных ускорений поверхности грунта и закон изменения скорости поперечных волн с глубиной. Существенный вклад оказывает и глубина исследуемой точки в разрезе. Для точек, расположенных заведомо ниже уровня грунтовых вод (УГВ), вариации положения УГВ и плотности грунта выше и ниже УГВ (для физически реальных ситуаций) влияют на потенциал разжижения существенно меньше, чем перечисленные выше факторы.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

Скважинні сейсморозведочні дані дозволяють виконати більш детальне дослідження зміни швидкості поперечних хвиль з глибиною і, як наслідок, більш детально розчленити розріз на інтервали, для яких можливо розжиження. В той же час, польові (наземні) сейсмічні дані хоч і не дозволяють будувати столь детальні швидкісні моделі, але дають можливість вивчати розподіл зон, підвержених розжиженню в просторі, що є неможливим при рідкій мережі скважин.



## РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ ГНУЧКИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА МЕТОДОМ "РЕАЛЬНОЇ" КРИВИЗНИ

**Бамбура А.М.**, доктор техн. наук, професор, зав. відділом надійності конструкцій будівель і споруд, **Дорогова О.В.**, канд. техн. наук, ст. наук. співр., **Сазонова І.Р.**, інж., ст. наук. співр.,

**Богдан В.М.**, інж. ст. наук. співр.,  
ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних  
конструкцій», м. Київ, Україна

**Постановка проблеми.** Чинні будівельні норми України не надають в розгорнутому вигляді методу визначення несучої здатності гнучких позацентрово стиснутих елементів з урахуванням ефектів другого порядку. В європейських нормах для визначення несучої здатності гнучких залізобетонних елементів з урахуванням ефектів другого порядку застосовується метод номінальної кривизни. Метод базується на використанні в розрахунках кривизни (прогину) при досягненні граничних деформацій стиску бетону і деформації границі текучості розтягнутої арматури. Даний метод має цілий ряд недоліків. Перш за все, втрата несучої здатності гнучких елементів (втрата стійкості), як правило, відбувається при значно менших значеннях кривизни ніж номінальна і, відповідно, критична сила буде значно більшою. По-друге, в Єврокодi для бетонів міцністю нижче класу C50/65 граничні деформації стиску бетону однакові і складають  $\epsilon_{cu} = 350 \times 10^{-5}$ . Це означає, що номінальна кривизна не залежить від міцності бетону, що суперечить фізиці явища. По-третє, для матеріалів, у яких діаграма роботи є криволінійною з низхідною гілкою, втрата стійкості може реалізуватись і для короткого позацентрово стиснутого залізобетонного елемента (перерізу) та навіть для елемента, що згинається. Вказані недоліки методу номінальної кривизни впливають на точність визначення критичної сили та надійності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів і, відповідно, на надійність будівлі в цілому. Тому, розробка інженерного методу щодо визначення несучої здатності (критичної сили) гнучких позацентрово стиснутих залізобетонних елементів, що базується на чітких фізично обґрунтованих передумовах, є актуальною задачею.

**Мета досліджень.** Метою даної роботи є розроблення інженерного методу розрахунку щодо визначення несучої здатності (критичної сили) гнучких позацентрово стиснутих залізобетонних елементів на



основі використання деформаційного методу оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу.

Метод реальної кривизни базується на деформаційному методі, наведеному в ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону, і дозволяє більш точно визначити критичне зусилля в гнучких елементах. При чому, для розрахунків можуть бути використані елементарні програми в середовищі "Excel". При цьому, цей метод можна застосовувати для гнучких елементів довільного перерізу (прямокутного, кругового, двотаврового та ін.), а також попередньо напружених гнучких залізобетонних елементів. Основні принципи методу реальної кривизни полягають в наступному.

Після початкового аналізу деформованого стану стиснутих елементів в складі каркасу будівлі і визначення приведеної довжини  $l_0$  та граничної гнучкості  $\lambda_{lim}$  виконуємо порівняння реальної гнучкості  $\lambda$  з граничною. В разі  $\lambda > \lambda_{lim}$  необхідно виконати розрахунки стиснутого елемента з урахуванням впливу поздовжнього згину.

Формується блок необхідних вихідних даних: геометричні параметри колони і її перерізу; значення нормальної сили ( $N_{Ed}$ ) та моментів по кінцях колони ( $M_{01}$  і  $M_{02}$ ); фізико-механічні характеристики бетону і арматури; площа армування; граничний коефіцієнт повзучості  $\varphi(\infty, t_0)$ . Моменти по кінцях колони можуть бути визначені з розрахунку статичної схеми стержневої системи.

При наявності всіх необхідних вихідних даних розрахунки виконуються в наступній послідовності:

1. Визначаємо розрахункову довжину колони, коефіцієнт гнучкості колони та граничну гнучкість згідно ДСТУ Б В.2.6-156 (п.6.2.2).

2. Виконуємо оцінку необхідності розрахунку з урахуванням впливів другого порядку за нерівністю  $\lambda \geq \lambda_{min}$ . В разі позитивного рішення необхідно виконувати розрахунки з урахуванням поздовжнього згину.

3. Визначаємо коефіцієнт впливу повзучості  $K_\varphi$  на критичну силу за залежністю  $k_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \varphi_{ef}$ .

4. Визначаємо ексцентриситет від впливу опорних моментів по середині колони, більший з двох:

$e_{0e} = 0,6 \cdot e_{0e2} + 0,4 \cdot e_{0e1}$ ,  $e_{0e} = 0,4 \cdot e_{0e2}$ , де:  $e_{0e1} = M_{01} / N_{Ed}$ ,  $e_{0e2} = M_{02} / N_{Ed}$ .

5. Визначаємо випадковий ексцентриситет для гнучких колон, більший з трьох:  $e_0 = l_0 / 400$ ,  $e_0 = h / 30$  м,  $e_0 = 0,01$  м.

6. Визначаємо ексцентриситет другого порядку на і-тому кроці розрахунку з врахуванням впливу повзучості за залежністю:



$$e_{2(i)} = 0,1K_{\phi}l_0^2N_{i-1}.$$

Ексцентриситет другого порядку визначається на кожному кроці по  $\varepsilon_{c(1)}$ . Кривизна  $N_i$  визначається в процесі розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги за алгоритмом, наведеним в ДСТУ Б В.2.6-156.

7. Визначаємо сумарний ексцентриситет, що складається з випадкового, першого порядку і другого порядку, на кожному кроці розрахунку:  $e_{tot(i)} = \varepsilon_{0e} + \varepsilon_0 + e_{2(i)}$

8. Зміну сумарного ексцентриситету на кожному кроці розрахунку рекомендується виконувати наступним шляхом. На першому кроці розрахунку при  $\varepsilon_{c(1)} = 0,1\varepsilon_{cu}$  визначаємо значення  $N_1$  при сумі ексцентриситетів – випадкового  $\varepsilon_0$  і від впливу першого порядку  $\varepsilon_{0e}$ . Визначаємо ексцентриситет другого порядку  $e_{2(1)}$ , визначаємо сумарний ексцентриситет  $e_{tot(1)}$ . При ексцентриситеті  $e_{tot(1)}$  виконуються розрахунки на другому кроці при  $\varepsilon_{c(1)} = 0,2\varepsilon_{cu}$ . За отриманою на першому кроці величиною  $N_1$  визначаємо ексцентриситет другого порядку  $e_{2(2)}$  і сумарний ексцентриситет  $e_{tot(2)}$ . За ексцентриситетом  $e_{tot(2)}$  визначаємо кривизну на третьому кроці розрахунків і так далі, до досягнення деформацій стиснутого бетону величини  $\varepsilon_{cu}$ .

9. З аналізу таблиці результатів розрахунку визначаємо критичну силу (максимальне значення нормальної сили). Виконуємо порівняння підрахованої критичної сили з зовнішньою  $N_{Ed}$  і якщо різниця в результаті порівняння знаходиться в межах  $\pm 5\%$ , можна вважати, що необхідна точність рішення досягнута. Якщо вказана умова не задовольняється, необхідно збільшити або зменшити армування і виконати розрахунки за п.п. 6-9. У випадку необхідності отримання більш точних результатів рекомендується виконання декількох ітерацій по уточненню армування.

За наведеним вище алгоритмом було визначено величину критичної сили для гнучких залізобетонних колон при різних міцності бетону, гнучкості, відсотка армування, початкового ексцентриситету, умов закріплення на опорах (всього 66 колон).

**Висновок.** Аналіз результатів співставлення величини критичної сили, визначеної за методом реальної кривизни, з даними експериментальних досліджень гнучких залізобетонних колон показав, що запропонований метод достатньо точно відображає процес, що моделюється, як якісно, так і кількісно



## ВРАХУВАННЯ МАТЕРІАЛЬНОГО ДЕМПФУВАННЯ В РОЗРАХУНКАХ БУДІВЕЛЬ НА СЕЙСМІЧНІ ВПЛИВИ

**Барабаш М.С.**, доктор технічних наук, ст. наук співробітник,  
професор кафедри комп'ютерних технологій будівництва НАУ,  
директор ТОВ «ЛІРА САІР», г. Київ, Україна

Для повного і достовірного опису напружено-деформованого стану будь-якої будівлі, необхідно не лише врахувати його геометричні параметри, фізико-механічні властивості матеріалу та інші чинники, що описують реальний об'єкт, а й враховувати формування початкової напруги і деформацій при зведенні будівлі. До числа характерних прикладів впливів навантажень на будівельний об'єкт динамічні навантаження. У чинних нормативних документах прийнято, що сейсмічне прискорення фундаментів (і усїєї споруди) і основи співпадає. Проте, інструментальні дані свідчать, що прискорення фундаментів можуть у декілька разів відрізнятися від прискорень ґрунтів основи. Цю обставину можна пояснити тим, що не уся енергія сейсмічного обурення від ґрунту основи передається на фундамент, тобто передається деяка частина обурення із-за особливостей в'язів між фундаментом та основою.

Втрата (витік) частини цієї енергії може відбуватися з ряду причин:

- виникнення демпфуючого ефекту (природного або інженерного штучного) в'язів між фундаментом і основою (у тому числі із-за сейсмоізоляції);
- з причини "прослизання" горизонтальної сейсмічної хвилі під фундаментом (при подоланні сил тертя і специфіки односторонніх в'язів між фундаментом і основою);
- з причини розкиду жорсткостей і величини мас в моделях будівлі (висотна і стілоб'ємна частини).

Розглянемо випадок демпфуючого ефекту. При динамічних впливах на конструкцію завжди є присутнім чинник демпфування. Демпфування може забезпечуватися конструктивними пристроями - демпферами (гасителями коливань). Але навіть у випадку якщо демпфери не встановлюються, то чинник демпфування все одно є присутнім і обумовлюється матеріальним демпфуванням. Сама конструкція вже має властивість гасіння коливань, особливо якщо вона досить масивна.

Потужним гасником коливань є ґрунтовий масив, на якому зводиться конструкція.





ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

Методика, що пропонується у доповіді, полягає в наступному. Для аналізу напружено-деформованого стану (НДС) конструкції на динамічні (сейсміка, вимушені коливання та ін.) впливи рекомендується виконувати її динамічний розрахунок в часі. Це дозволяє задати навантаження з врахуванням фактору часу за допомогою акселерограми і простежити в кожен момент часу напружено деформований стан несучих конструкцій будівель, а також проаналізувати рух всієї конструктивної системи в часі.

Різні матеріали мають різні властивості і дають різний вклад в гасіння коливань. Фізичний сенс матеріального демпфування обумовлюється переходом механічної енергії в теплову та відбувається за рахунок мікропластичності, а не в'язкості як в рідинах і газах.

У доповіді розглянуто приклад розрахунку будівлі спільно з ґрунтовою основою, при врахуванні сейсмічних впливів. Конструктивна система має бути сконструйована таким чином, щоб мати здатність перерозподілу зусиль при руйнуванні окремих конструктивних елементів і виведення з роботи деяких в'язів. Тобто щоб локальні ушкодження не викликали глобального обвалення. Зв'язки цієї системи з основою, тобто з джерелом сейсмічних впливів, не повинні передавати негативні впливи від основи на фундамент будівлі (споруди), або, принаймні, повинні їх зменшувати.

Для наочності впливу демпфування виконуються порівняння амплітудних значень переміщень, швидкостей і прискорень в різних рівнях поверхів. Розрахунок виконаний в програмному комплексі ЛИРА-САПР, в якому реалізовано методи розрахунку та моделювання динамічного впливу в часі на основі методу Ньюмарка.

Врахування матеріального демпфування при моделюванні роботи конструкції дозволяє отримати більш адекватну картину НДС в порівнянні з таким же розрахунком без урахування демпфування.

Розробка нових методів чисельного моделювання з урахуванням перспективних розробок методів розрахунку на динамічні навантаження та впливи, такі як врахування нелінійних властивостей матеріалів, врахування матеріального демпфування дозволяє коректним чином провести чисельні експерименти і розробити ряд конструктивних заходів з сейсмобезпеки будівель і споруд.



## ВИЗНАЧЕННЯ ЗАГАЛЬНИХ КРИТЕРІВ ЙМОВІРНОСТІ БЕЗВІДМОВНОЇ РОБОТИ ПРИЧАЛЬНИХ СПОРУД ЕСТАКАДНОГО ТИПУ ПРИ СЕЙСМІЧНІЙ ДІЇ

**Безушко Д.І.**, к.т.н., доцент, завідувач кафедри Інженерних  
конструкцій та водних досліджень, **Єгупов К.В.**, д.т.н., проф.,  
директор НДІ фундаментальних та прикладних досліджень, Одеський  
національний морський університет, м. Одеса, Україна  
**Єгупов В.К.** інженер, Інститут геофізики ім. С.І. Субботіна  
Національної академії наук України, м. Київ, Україна

Порти є стратегічно важливими елементами національної і міжнародної торгівлі. До теперішнього часу значна частина причалів морських портів України практично вичерпала нормативний термін служби. При цьому розвиток нових видів перевезень та поява нових типів суден виявили одну з головних причин морального старіння причальних споруд - для прийому судів нових типів портам необхідно забезпечити глибини у причалів від 11,5 до 20 м.

Перераховані обставини зумовили необхідність модернізації експлуатованих споруд. Більше того, подальше нарощування вантажообігу портів нині неможливе без реконструкції (посилення) певної частини причального фронту або будівництва нового, що у свою чергу накладає підвищені вимоги до забезпечення надійності конструкцій. Відповідно до 7-м з 13 Морських портів України знаходяться в сейсмічно небезпечних районах з бальністю вище 7-ми. Сейсмічні впливи призводять до руйнування портових гідротехнічних споруд та до порушення функціонування діяльності порту, оцінка сейсмічних впливів та видів відмов поряд з забезпеченням безвідмовної роботи причальних споруд, є важливим і актуальним завданням.

Проаналізовані види пошкоджень причальних гідротехнічних споруд, та виявлені проблеми, що виникали під час значних землетрусів та розроблені шляхи їх усунення.

Порт Сан-Фернандо, Філіппіни 16 липня 1990 року землетрус Лусона на Філіппінах з величиною  $M = 7,8$  пошкодив причал № 1 у порту Сан-Фернандо. Причал у вигляді пірсу зазнав поздовжніх переміщень в бік моря внаслідок зрушень та деформацій несучого ґрунту. Багато розривів виникло у поздовжньому напрямку верхньої будови. Найбільший розрив сягав 1,5 м. Також спостерігались тріщини та руйнування пальових оголовків.

Порт Ейлат, Ізраїль Землетрус 22 листопада 1995 року в Ізраїлі мав величину  $M = 7.2$ . Порт Ейлат був розташований на відстані 100 км від



епіцентру цього землетрусу. Головний причал мав загальну висоту 13 м і глибину води 10,5 м. Після землетрусу палі не було пошкоджено, але постійні переміщення в діапазоні від 5 до 15 мм призвели до розкриття стиків.

Порт Окленд, США Землетрус Лома Пріета 1989 року з магнітудою 6,9 в Каліфорнії заподіяв серйозної шкоди спорудам терміналу в порту Окленда, що знаходився в 90 км на північ від епіцентру землетрусу. Прискорення в порту Окленда було в межах 0.25 - 0.3g. Найбільш серйозних пошкоджень було завдано Терміналу в районі 7-ї вулиці. Розрідження засипки призвело до просідань, бокового розширення і розтріскування покриття на великій площі.

Спираючись на аналіз руйнувань причальних споруд естакадного типу під час землетрусів, можна виділити три основні причини руйнування причальних споруд естакадного типу під час землетрусу:

- Для причалів побудованих на міцних ґрунтах, з стабільним підпричальним укосом - це сприйняття палями сил інерції від верхньої будови – є основною причиною руйнування;

- Максимальний момент, що згинає, виникає в оголовках паль у тилівій зоні, оскільки вони мають найменшу вільну довжину. У разі виникнення значних зрушень засипки, або конструкцій що її стримують, можуть виникнути переміщення верхньої будови у бік моря, що в свою чергу призведе до руйнування;

- Для причалів побудованих на не стабільному укосі, в наслідок його зрушення, виникають переміщення паль у бік морі.

В даній роботі наведено аналіз можливих видів руйнувань причальних споруд естакадного типу під час землетрусу, для аналізу використовувались вітчизняні та іноземні літературні джерела. На основі аналізу визначено основні види руйнувань, як окремих елементів так і всієї конструкції, побудовано блок-схему та матрицю для визначення ймовірності безвідмовної роботи конструкції, як при нормативних значеннях забезпечення надійності окремого елемента за окремими видами руйнувань, так і для розрахункових значень надійності.



## ИССЛЕДОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ КУЛЬТОВЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ТЕХНОЛОГИИ ВОЗВЕДЕНИЯ ИЗ ДЕРЕВЯННЫХ МОДУЛЬНЫХ БЛОКОВ

**Белаш Т.А.**, *д.т.н., проф., зав. кафедрой*, **Иванова Ж.В.**, *к.т.н., доц.*, **Максименко Д.Д.**, *инж.*, *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I», г. Санкт-Петербург, Россия*

В настоящее время активно осваиваются территории Восточной Сибири и Дальнего Востока, основным богатством которых является лес. Использование дерева для создания эффективных деревянных конструкций различных зданий и сооружений в сейсмически опасных районах является весьма приоритетным направлением развития сейсмостойкого строительства. При этом, учитывая значительную удаленность территорий от наиболее развитой европейской части России, особое внимание уделяется использованию быстровозводимых модульных деревянных зданий, которые монтируются из объемных унифицированных деревянных блоков заводского изготовления. Применение таких конструкций существенно сокращает сроки строительства, повышает качество производства работ, что особо важно при отсутствии квалифицированных кадров, снижает стоимость строительства и т.п. В результате возводимый объект отличается высокой сейсмостойкостью, надежностью и технологичностью. В докладе представлены результаты исследования таких сооружений на примере колокольни православного храма в г. Чите.

Колокольня представляет собой 2-этажное здание в форме квадрата с размерами в плане 5х5 м. Высота сооружения от отметки чистого пола до креста составляет 20,5 м.

Особенностью конструктивного решения колокольни является применение быстровозводимых модульных блоков из дерева (сосна), которые используются для создания несущих систем (стеновой и каркасной). Всего 5 модулей, в которых уже заготовлены оконные, дверные и технологические проемы.

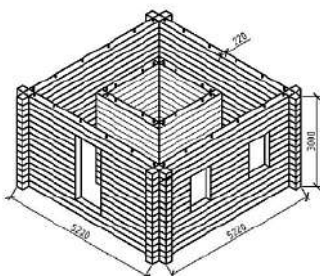
Готовые модульные блоки стеновой системы (рис. 1 а), выполненные из бруса, доставляются на строительную площадку и устанавливаются друг на друга. Венцы модулей, в местах их соединения, крепятся между собой при помощи деревянных шипов-нагелей сечением 30-40 мм и длиной 15 см, которые вставляются в



просверленные отверстия через 1-1,5 м по длине стены. Размер блока 5,22x5,22 м высотой 3 м.

Стены каркасной системы из модульных блоков (рисунок 1, б) включают обвязку, обшивку, вертикальные стойки и теплоизоляционные материалы. Готовые конструкции доставляют к месту строительства и устанавливают на основу из деревянных бревен. Соединяют блоки между собой при помощи металлических шпилек.

а)



б)

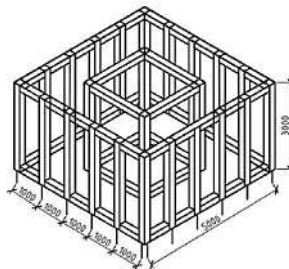


Рис. 1. Схема быстровозводимого модульного блока: а) – из бруса; б) – из каркаса

Учитывая высокую сейсмическую активность региона, были проведены необходимые исследования сейсмостойкости предлагаемых решений. Исследования проводили с использованием программного комплекса SCAD. В результате выполненных исследований было установлено, что применение каркасной модульной системы приводит к существенному увеличению перемещений, которые превышают предельно допустимые значения. В стеновой модульной системе возникают опасные напряжения в сечении на стыке фундамента и нижних венцов сруба при 9-балльных землетрясениях. Выполненные исследования свидетельствуют о необходимости введения в конструкцию дополнительного демпфирования или изменения конструктивной системы. В связи с этим был рассмотрен вариант модуля, который представляет собой комбинированную систему: внешние стены выполнены из клееного бруса и внутренние - из каркаса.

Исследования комбинированной системы показали, что напряженно-деформируемое состояние и перемещения конструкции не превышают предельно допустимые значения и подтвердили ее эффективность, т. к. она обеспечивает, с одной стороны, необходимую податливость а, с другой стороны, прочность несущих конструкций, что позволяет рекомендовать такую систему для ее использования в сейсмических районах с различной сейсмической активностью.



## **ВОССТАНОВЛЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫМИ ФИБРОАРМИРОВАННЫМИ ПЛАСТИКАМИ**

**Беспяев А.А.**, *АО «Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры» АО «КазНИИСА», г. Алматы, Казахстан*

В процессе эксплуатации или при возведении нередко изгибаемые железобетонные конструкции получают недопустимые прогибы или чрезмерное раскрытие трещин. Традиционные методы усиления железобетонных конструкций ориентированы на применение для усиления металлической арматуры или прокатной стали. Усиление обеспечивается наращиванием размеров, устройством обойм или рубашек, применением шпренгельных систем. Основные трудности такого усиления связаны с необходимостью обеспечения совместной работы связанных дополнительных элементов усиления с существующей конструкцией, что требует выполнения вскрышных работ, приварки к существующей арматуре, обетонирования элементов. Выполнение таких работ нуждается в использовании дополнительного оборудования, выполнения опалубочных и бетонных работ. Необходимо значительное время для набора прочности бетона моноличивания.

При этом увеличиваются размеры сечения, вес конструкций, затруднен контроль качества усиления. Эти работы обладают высокой трудоемкостью, длительностью выполнения, низкой эффективностью, высокой стоимостью.

Современные методы усиления строительных конструкций ориентированы на применение для усиления фиброармированных пластиков, представляющих собой композит из фиброармированных искусственных волокон в пластиковой основе. Они отличаются повышенной прочностью, упругим характером деформирования и высокой коррозионной стойкостью. Фиброармированные пластики 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).

Применение поверхностного усиления железобетонных конструкций наклеиванием фиброармированных пластиков на бетонную поверхность отличается простотой выполнения, повышенной скоростью выполнения, высокой эффективностью,



низкой трудоемкостью, снижением стоимости работ. На очищенную бетонную поверхность наносится грунтовка и затем наклеиваются пластиковые материалы. Фиброармированные материалы отличаются повышенной прочностью, коррозионной стойкостью, малым весом. Усиление нормальных сечений может повышать прочность растянутой арматуры в несколько раз, увеличить несущую способность по поперечной силе, радикально повысить прочность сжатого бетона. 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 дополнительные усилия. Усиление не приводит к увеличению размеров конструкций и их веса.

Поверхностное усиление наклеивание фиброармированных пластиков на поврежденные железобетонные конструкции не уменьшает ширину раскрытия имеющихся трещин и существующие прогибы изгибаемых элементов. Фиброармированные пластики включаются в работу усиливаемых конструкций только при дальнейшем увеличении нагрузки, хотя при этом они уменьшают скорость раскрытия трещин и роста вертикальных прогибов. Обычное поверхностное усиление поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций не обеспечивает их эксплуатационной пригодности.

Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций предлагается применение предварительного напряжения усиливающих фиброармированных пластиков. Для этого предлагается вернуть железобетонные конструкции в их исходное состояние до их нагружения собственным весом, постоянной и длительной временной нагрузки. Затем выполнить поверхностное усиление поврежденных элементов и приложить вертикальные нагрузки.

Это может быть выполнено путем приподнимания поврежденного участка поврежденного железобетонного изгибаемого элемента на величину, превышающую его существующий прогиб. Затем производится усиление изгибаемой конструкции наклеиванием фиброармированных лент или сеток на поврежденные зоны и через несколько часов (длительность зависит от качества используемых клеев) можно производить опускание приподнятого участка.

В процессе опускания усиливаемого элемента фиброармирующие материалы включаются в совместную работу с восстанавливаемым элементом. Это обеспечивает уменьшение деформаций растянутой арматуры, что приводит к уменьшению ширины раскрытия трещин,



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

ликвидации чрезмерных прогибов конструкции и восстановлению эксплуатационной пригодности железобетонного перекрытия.

Подъем изгибаемых элементов может производиться телескопическими стойками, домкратами или шпренгельными системами из канатов.





**ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ПОЛОЖЕНЬ  
НОВОГО РЕГУЛЮЮЧОГО ДОКУМЕНТУ «ВИМОГИ ДО  
СЕЙСМОСТІЙКОГО ПРОЕКТУВАННЯ ТА ОЦІНКИ  
СЕЙСМІЧНОЇ БЕЗПЕКИ ЕНЕРГОБЛОКІВ АТОМНИХ  
СТАНЦІЙ. НП 306.2.208-2016» ПРИ ВИКОНАННІ РОБІТ  
З ОЦІНКИ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ЕНЕРГОБЛОКІВ  
АЕС УКРАЇНИ**

**Р.Я. Буряк, Д.І. Рижов, О-й.П. Шугайло, О-р.П. Шугайло,  
М.А. Мустафін**  
*Державне підприємство «Державний науково-технічний центр з  
ядерної та радіаційної безпеки»*  
**О.В.Городніченко**  
*Державна інспекція ядерного регулювання України*

З метою вдосконалення вимог до сейсмостійкого проектування та оцінки сейсмічної безпеки енергоблоків АЕС з урахуванням міжнародного досвіду та практики з вказаного питання, зокрема рекомендацій МАГАТЕ, міжнародних стандартів з оцінки сейсмостійкості АЕС та уроків аварії на АЕС Фукусіма-1, спеціалістами ДНТЦ ЯРБ на замовлення Держатомрегулювання України із залученням фахівців ІГФ ім. Субботіна НАНУ та НДІБК був розроблений нормативно-правовий акт (НПА) «Вимоги до сейсмостійкого проектування та оцінки сейсмічної безпеки енергоблоків атомних станцій. НП 306.2.208-2016». Цей НПА встановлює регулюючі вимоги до оцінки сейсмічної небезпеки майданчиків АЕС, проектування сейсмостійких енергоблоків АЕС та оцінки/переоцінки сейсмічної безпеки енергоблоків АЕС, що знаходяться в експлуатації.

В доповіді представлено загальний огляд розробленого НПА та розглянуто питання його впровадження в Україні, зокрема акцент зроблений на врахуванні нових вимог, які раніше не містилися у ПНАЕ Г-5-006-87, при оцінці/переоцінці сейсмостійкості діючих АЕС України.



## ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

**Вегера П.І., к.т.н., асистент, Бліхарський Я.З., к.т.н., асистент,  
Хміль Р.Є., к.т.н., доцент, Бліхарський З.Я., д.т.н., проф.,  
Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів, Україна**

На несучу здатність похилих перерізів залізобетонних балок впливають такі чинники: відносний проліт зрізу, відсоток армування поперечною та поздовжньою арматурою, міцність бетону та висота балки. Експериментальні дослідження показують, у випадку завантаження залізобетонних балок зосередженими силами, ключовим параметром є відстань від опори до точки навантаження, при виникненні похилої тріщини (відносний проліт зрізу). Дана праця представляє дослідження експлуатаційної придатності похилих перерізів прямокутних залізобетонних балок з поперечним армуванням. Програма тестування включає тестування чотирьох зразків. Для дослідження була розроблена методика, яка передбачає випробування кожного зразка двічі. Змінним параметром був відносний проліт зрізу (для трьох зразків), який набував значення  $a/d = 2, 1,5, 1$ . Четвертий зразок був підсилений композитною системою FRCM при відносному прольоті зрізу  $a/d=2$ . Підсилення виконувалось трьома смужками шириною 70 мм., з кроком 100 мм., без початкового навантаження. Всі зразки були зруйновані по похилих перерізах. Непідсилені зразки руйнувались різко, крихко з пластичним деформуванням поперечного армування. З зменшенням відносного прольоту зрізу руйнування ставало більш небезпечним з випадінням часток бетону. Підсилені зразки руйнувались менш крихко, без випадіння часток бетону. Система підсилення стримувала розшарування. При подальшому навантаженні відбувалось відшарування системи підсилення і балка руйнувалась аналогічно до не підсилених.

Несуча здатність залізобетонних балок була для БЗ 2.1 -  $V_{Ed}=148.5$  кН ( $a/d = 2$ ), БЗ 2.2 -  $V_{Ed}=182.5$  ( $a/d = 1/5$ ), для БЗ 2.3 -  $V_{Ed}=258.5$  ( $a/d = 1$ ) і БПС 2.4  $V_{Ed}=185.5$  кН. Отримані результати показали різницю між експериментами балок-близнюків менше 5 - 9%. Отже з зменшенням відносного прольоту зрізу несуча здатність залізобетонних балок на зріз збільшується. При цьому підсилення композитною системою показало ефект збільшення несучої здатності на 25%. Це є співставно з несучою здатністю зразків з прольотом зрізу  $a/d=1.5$ .

Експлуатаційна придатність похилих перерізів залізобетонних балок оцінювалась з огляду тріщиностійкості. При граничній ширині



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

розкриття похилої тріщини зафіксовано збільшення експлуатаційної придатності на 16 % для зразка БЗ 2.2 (в порівнянні з контрольним зразком БЗ 2.1), та 58 % для зразка БЗ 2.3. Тоді як для підсиленого зразка збільшення експлуатаційної придатності становило 25 %. З зменшенням відносного прольоту зрізу збільшується експлуатаційна придатність. Також ці результати є співставні (по величині) з збільшенням несучої здатності дослідних зразків. На основі проаналізованих результатів можна зробити висновок що після настання граничного значення розкриття похилої тріщини наявний запас несучої здатності 19-26%, від загальної несучої здатності зразків. Максимальна ширина розкриття похилих тріщин теж залежить від відносного прольоту зрізу і становить 0.75 мм. для балки БЗ 2.1 і спадає до 0.45 мм. (для балки БЗ 2.3). Підсилені зразки показали дещо інші закономірності. Максимальна ширина похилої тріщини на бетонній поверхні становить 0.43 мм. На поверхні системи підсилення розкривається мережа тріщин з меншою максимальною шириною розкриття. Ширина розкриття тріщин становить 0.2-0.3 мм., що знаходиться в межах граничних значень.



## ДИНАМИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

**Выровой В.Н.**, *д-р технических наук, профессор, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина*

**Суханов В.Г.**, *д-р технических наук, профессор Одесской государственной академии строительства и архитектуры, научный руководитель НПЦ «Экострой», г. Одесса, Украина*

Катастрофические события, возникающие при землетрясениях, связаны, как правило, с частичным или полным разрушением отдельных конструкций, зданий и сооружений. В современной интерпретации разрушение трактуется как разделение материала на части берегами трещин. Это дает основание утверждать, что трещина является основным фактором, определяющим условия безопасного функционирования строительных объектов при действии на них динамических нагрузок. Каждая трещина имеет свою историю и свой сценарий жизненного цикла – от зарождения до необратимого развития. Таким образом, важной задачей обеспечения внутренней и внешней безопасности строительных конструкций является направленная организация их структуры с целью минимизации рисков преждевременного образования трещин, способных к самостоятельному необратимому росту.

Особенная роль в обеспечении уровня комплексной безопасности конструкции-системы отводится активным элементам структуры (Выровой В.Н., Коробко О.А., Суханов В.Г. и др.) – трещинам.

Многоочаговый механизм организации структуры характерен практически для всех материалов на неорганических и органических вяжущих. В результате реализации локализованных процессов структурообразования в системе спонтанно возникают на всех уровнях неоднородностей внутренние поверхности раздела (ВПП). В результате протекания последующих физико-химических и физико-механических процессов и явлений часть ВПП вырождается в поры и капилляры, а часть превращается в технологические трещины (ТТ). ВПП и ТТ отнесены к активным элементам структуры, способным адекватно, в одном темпоритме реагировать на действие внешних и внутренних факторов. Взаимообусловленность организации структуры материала и изделия ведет к возникновению и закреплению остаточных (начальных, технологических, наследственных) локальных и интегральных деформаций и напряжений.

В силу того, что трещины, как активные элементы структуры



каждой подсистемы и системы, включены в модель материала и конструкции и им принадлежит существенная роль в процессах реорганизации структуры с целью стабилизации свойств системы и в необратимых процессах разрушения, то именно им уделено основное внимание в жизненном цикле конструкции.

Основные периоды жизни конструкции как системы и процессы, которые протекают на каждом этапе, показывают, что на этапе функционирования конструкции-системы технологические трещины должны и могут выполнять роль «трещин-созидателей» (релаксаторов, триггеров, преобразователей структуры, диссипаторов).

Проведенный анализ позволил определить следующие свойства «трещин-созидателей»: - релаксация деформаций и напряжений в материале, примыкающем к берегам трещин (трещины-релаксаторы); - образование новых площадей поверхности берегов, что способствует включению в работу метастабильных элементов (трещины-триггеры); - трансформация трещин во внутренние поверхности раздела и, наоборот, что ведет к образованию новых структурных элементов - блоков (трещины-преобразователи структуры); рассеивание избыточной энергии путем образования новых поверхностей (трещины-диссипаторы).

В функционирующей системе может возникнуть ситуация, при которой «трещины - созидатели» вырождаются в «трещины - разрушители», *которые* можно рассматривать как открытую сложную самоорганизующуюся систему.

Трещина как система проходит полный путь своей «жизни» - рождение, активное функционирование и гибель.

При достижении определенного этапа роста новая система способна, используя собственные ресурсы, необратимо развиваться. Она начинает существовать в своем темпоритме, стремясь завершить свое развитие.

Это ведет к гибели и сразу двух систем - новой системы (за счет достижения цели своего существования) и базовой системы (за счет того, что новая система путем своей гибели, привела к потере ее основных функций). На этом завершается жизнь исходной системы за счет завершения роста трещины разрушения.

Проведенные исследования позволяют заключить:

- трещины разрушения зарождаются в материале конструкции при достижении определенного уровня структурного разнообразия; их зарождение и развитие связано, как правило, с межблочным взаимодействием каждого уровня структурных неоднородностей;

- трещину разрушения следует рассматривать как открытую сложную динамическую систему; целью существования такой системы является собственное развитие; появление трещин разрушения



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

(магистральних трещин) упрощає структурне оформлення базової системи; активність нової системи передбачає, що цілі нової системи переважають над метою функціонування вихідної системи; досягнення мети розвитку тріщини як системи призводить до її загибелі і до завершення активної життя конструкції як системи;

- забезпечення безпечної функціонування конструкції, як відкритої складної динамічної системи, пов'язано з початковою організацією її структури на етапі виготовлення; в залежності від виду зовнішніх навантажень (включаючи значущі динамічні навантаження при землетрусах) елементи структури, через власні зміни шляхом взаємодії і взаємодіяння, сприяють збереженню цілості системи і її безпечному функціонуванню.



## МОЖЛИВОСТІ ПК ЛІРА-САПР 2018 ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВІВ

**Ю.В. Гензерський, к.т.н., ТОВ «ЛІРА-САПР», м. Київ, Україна**

ЛІРА-САПР найавторитетніший вітчизняний програмний комплекс, що налічує більш як пів вікову історію. «ЛІРА-САПР 2018» є актуальною версією програмного комплексу. В ні реалізовані найсучасніші вітчизняні та закордонні нормативні документи. Сучасні норми, з розвитком комп'ютерних технологій, використовують досить складні методики розрахунку на сейсмічні впливи. Інтелектуальне графічне середовище ПК ЛІРА-САПР 2018 включає необхідний набір знарядь, зв допомогою яких користувачі легко і швидко можуть виконувати над складні розрахунки. Використовуючи при цьому всю потужність сучасних комп'ютерів та операційних систем.

В доповіді детально викладено технології моделювання сейсмічних впливів на різні будівлі та споруди:

- моделювання при розрахунках що використовують традиційну спектральну методика;
- моделювання при розрахунку за методикою нелінійного статичного розрахунку (Pushover Analysis);
- моделювання при розрахунках на основі методики прямого інтегрування рівнянь коливання.

При висвітленні можливостей та обмежень кожної з моделей в доповіді розглядаються різні способи використання знарядь що реалізовані в ПК ЛІРА-САПР 2018.

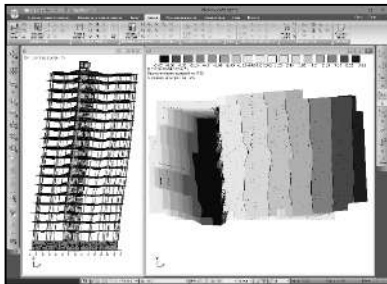


Рис.1 Результати складання форм коливань.

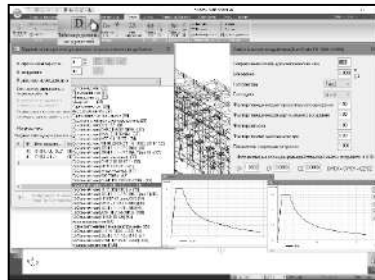


Рис.2 Ілюстрація знаряддя для моделювання сейсмічних впливів.



## ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЛОЖНОМ РЕЛЬЕФЕ С УЧЕТОМ СЕЙСМИКИ

Дж.Я. Гигинейшвили, И.Э. Тимченко,  
Д.Я. Гигинейшвили, Т.Г. Мацаберидзе, ООО «ПРОГРЕСИ»,  
г. Тбилиси, Грузия

Большая часть территории Грузии расположена на сложном рельефе. Наше время характеризуется бурным развитием городов и обострением проблем, связанных с взаимоотношением природы и общества. Одна из этих проблем – это развитие и расширение городов на территориях, неблагоприятных с точки зрения инженерно-геологических условий, так как значительная часть (75%) территории Грузии представляет сложность для развития градостроительства из-за условий рельефа. В этом плане со сложным рельефом особенно выделяется г. Тбилиси, т.к. в условиях дефицита площадей для застройки сегодня именно неблагоприятные участки привлекательны для строительных компаний и для инвесторов.

В связи с таким положением сегодня остро стоят вопросы сохранения и рационального использования земельного фонда как для всей Грузии, так и для Тбилиси, сохранения окружающей природной среды.

Одной из наиболее сложных задач, которая решается при строительстве заглубленных зданий на сложном рельефе, является обеспечение их устойчивости, прочности, надежности, долговечности с учетом агрессивных сред и сейсмического воздействия.

Задача расчета зданий и сооружений на сложном рельефе с учетом действия сейсмических сил является сложной и комплексной задачей по своей физической природе. Эффект действия внешних сил, возникающих при таких воздействиях, зависит от многих факторов:

- От рельефа местности и от инженерно-геологических условий строительной площадки.
- От уточнения сейсмического воздействия на здания и сооружения с учетом  
грунтовых условий и рельефа.
- От динамических свойств (характеристик, параметров или соотношений жесткостей) проектируемых зданий и сооружений.
- От реакций сооружения на сейсмическую нагрузку.





ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

- Необходимость определения большого спектра собственных частот как для оснований, так и для проектируемых зданий и сооружений.
- Необходимостью привлечения различных теорий, методик и программ для принятия решений.
- Необходимостью комплексной оценки влияния конструктивных особенностей зданий и сооружений, рельефа местности и инженерно-геологических условий строительной площадки.

На конкретных примерах показано применение метода конечных элементов в расчете сооружений совместно с методами предельного равновесия, а также совместно с методом конечных элементов в оценке устойчивости склонов на воздействие в виде акселерограмм землетрясений.

### **Выводы**

I. На практике для сложных геологических условий, как правило, осуществляется двухстадийное компьютерное моделирование и расчет объектов строительства: 1) Расчеты оснований здания или сооружения на основное и особое сочетание нагрузок; 2) Проверка устойчивости основания с учетом нагрузок от вышележащей конструкции в статической и динамической постановке или в обратной последовательности.

II. Актуальным является создание программных средств, упрощающих процедуру расчета сооружения и расчет устойчивости основания при статических и сейсмических воздействиях.

III. В части компьютерного моделирования инженерно-геологических условий целесообразной является более обоснованная подготовка грунтовых параметров (учет склонов, анизотропии, взаимное проскальзывание горных пластов с различными физико-механическими характеристиками и учет нелинейных зависимостей), от чего прямо зависит достоверность результатов, качество проектирования и надежность исследуемых объектов.

IV. Необходима разработка соответствующих нормативных требований проектирования в условиях сложного рельефа в части выбора воздействия, аналитических процедур, обработки результатов, допустимых и приемлемых величин коэффициентов устойчивости, требований моделирования и расчета во временной области.

V. Необходима также разработка соответствующих нормативных требований проектирования, учитывающих рельеф и склоны горных массивов, закрепления и усиления грунтов III категории по сейсмическим свойствам.



## RESULTS OF THEORETICAL AND EXPERIMENTAL STUDIES OF PRESTRESSED CONCRETE ELEMENTS REINFORCED BY BAZALT PLASTIC REINFORCEMENT

**Johni Gigineishvili**, *"Progresi" Ltd. Engineering Center,  
Tbilisi, Georgia,*

Due to the fact that in many countries of the world including Georgia many factories have been built and are under construction for the production of continuous fiber based on the processing of basalt stone, and the production of basalt-plastic reinforcement (BPR) is planned as well, the studies have been performed by us with the purpose of the most expedient and effective use of BPR for the reinforcement of concrete structural elements taking into account its physico-mechanical, high strength and other effective characteristics.

As a result of the theoretical and experimental studies, the new data have been obtained on the design of prestressed concrete beams made on the basis of expanding cement and reinforced with BPR. The work was carried out with the aim of investigating the possibility of using the prestressed structures created on the basis of the application of expanding cements increasing the cracking resistance of concrete beams with BPR, increasing stiffness and bearing capacity of the designed structures.

It should also be noted that one of the most labor-intensive technological operations in the manufacture of prestressed reinforced concrete products is the arrangement and tensioning of rebars.

After carrying out the theoretical and experimental studies, new results have been obtained on the design of prestressed (self-stressed) concrete beams made on the basis of the application of expanding cements and reinforced beams (with different percentage of reinforcement) in order to increase resistance to cracking and increase the rigidity of the designed structures.

In the Paper, more attention is paid to the development of prestressed reinforced concrete structures in which the mechanical tension of high-strength BPR and the advantages of tensile concrete are combined. Basalt fibers are not subjected to electrochemical corrosion, unlike conventional reinforcement, which is an electrical conductor where cathodes effect may occur.

The use of basalt plastic reinforcement is especially effective for creating prestressed concrete structures. With extensive introduction of basalt plastic reinforcement in construction, it is possible to reduce approximately by 25-30% the weight of structures, reduce costs, and also reduce the duration of construction and installation work.



## **НОВЫЕ ВАРИАНТЫ РЕШЕНИЯ ОДЕВАЮЩИХ ПОДПОРНЫХ СТЕН ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ И ОЗЕЛЕНЕНИЯ ОПОЛЗНЕВЫХ СКЛОНОВ НА СЛОЖНОМ РЕЛЬЕФЕ С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ**

**Д.Я. Гигинейшвили, Д.Д. Гигинейшвили, Т.Г. Мацаберидзе,**  
*ООО «ПРОГРЕСИ», г. Тбилиси, Грузия*

Развитие и расширение городов на территориях, неблагоприятных с точки зрения инженерно-геологических условий, становится все более распространенным явлением.

Основной фонд перспективного и генерального развития г. Тбилиси предполагает интенсивное освоение горных склонов и ущелий. Как правило, рельеф местности таких склонов и ущелий имеет уклон по отношению к горизонту. В большинстве случаев этот уклон составляет 15-30°, а в некоторых случаях это значение превышает указанный. При таких уклонах согласно действующих норм нашей страны (да и в других странах) строительство зданий и сооружений на сложном рельефе (с уклоном 12-15° и более) не рекомендуется из-за частых обрушений, вызванных гравитационными силами, повреждений зданий и сооружений и др.

Столица Грузии - г.Тбилиси - расположена по берегу главной реки Закавказья (*Куря*), которая имеет сложный рельеф (между двух нагорий большого Кавказа). Город со всех сторон окружен большим количеством откосов, оврагов и ущелий. Отчасти благодаря этому и возник город как оборонительное сооружение, неприступность и недосыгаемость которого была основана на умелом использовании крутых склонов, оврагов и откосов. Вот уже более чем 1500 лет существует Тбилиси как город и сегодня можно дать оценку строителям и создателям города как истинным новаторам, инновационные решения которых надолго изменило условия и качество жизни местного населения, дало ему надежную защиту и определенную безопасность.

Выбранная область применения застройки на сложном рельефе и специфика ее объемно планировочных решений с учетом строительства оборонительных, культовых, а также зданий жилищно-гражданского назначения в условиях сложного рельефа является развитием богатых национальных традиций с точки зрения исторически сложившегося строительной практики грузинского народа. До сих пор представляют интерес объекты, построенные еще в период раннего средневековья, например: Нарикала в г. Тбилиси и



Храм Джвари возле древней столицы Грузии Мцхета (IV век), Вардзиа 10-12 век, Кападокия и др.

Хорошо известен тот факт, что рельеф дарит архитекторам и застройщикам благодатные возможности для создания неповторимой архитектуры таких домов, зданий и сооружений. Дома, из которых открывается красивый вид на природу, требуют в особенной мере открытых террас, балконов, зимних садов.

В представленной работе рассматриваются только те рельефы местности, которые оказывают непосредственное влияние на приемы размещения многофункциональных комплексов или застройка малоэтажных зданий, преимущественно в местах объединения равнины и крутого рельефа, т.е. на плане застраиваемой территории.

Проектирования и строительства многофункциональных одевающих подпорных стен учетом сложного рельефа местности, а также застройка малоэтажными зданиями (2-4 этажа) на крутом рельефе и специфика их объемно планировочных решений являются продолжением развития национальных традиций в строительстве Грузии, что позволяет сохранить в архитектурном облике городов неповторимый колорит естественного ландшафта.

В условиях земельного дефицита, появления новых технологий и повышения спроса на экологические, безопасные, просторные и экономически выгодные конструкции, проходит активное строительство и освоение сложного рельефа с возведением многофункциональных подпорных стен.

Вместе с технологиями строительства совершенствуются методы и стили ландшафтного озеленения участков сложного рельефа.

#### **Выводы:**

1. Устройство одевающих подпорных стен возможно для любой конфигурации и высоты рельефа.
2. Расход материалов для устройства одевающих подпорных стен является более рациональным.
3. Для устройства одевающих подпорных стен не требуется большое «мертвое» пространство.
4. Устройство подпорных стен на сложном рельефе предоставляет специалистам широкие возможности для создания неповторимых архитектурных форм по всей площади рабочего пространства.



## **О РОЛИ И МЕСТЕ ДИСЦИПЛИНЫ «СЕЙСМОСТОКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ» ПРИ ПОДГОТОВКЕ СОВРЕМЕННОГО ИНЖЕНЕРА-СТРОИТЕЛЯ**

**Гилодо А.Ю.**, доцент, к.т.н., **Арсирій А.Н.**, доцент, к.т.н.,  
**Коршак О.М.**, доцент, к.т.н.

*Одеська державна академія будівництва та архітектури,  
г. Одеса, Україна*

В Одеській державній академії будівництва і архітектури регулярно проводиться методическа робота по оптимізації навчальних планів по спеціальності «Будівництво і громадянська інженерія», спеціалізації «Промислене і громадянське будівництво». К новому навчальному року погоджені плани підготовки студентів в відповідності з сучасними вимогами вищої школи. Одним з головних умов було забезпечення преемственности навчання від бакалаврів до магістрів шляхом формування в період перших чотирьох років навчання базових професійних знань бакалаврів, достаточних для самостійної роботи під керівництвом більш кваліфікованих і досвідчених магістрів. Програма підготовки магістра включає наявність наукових дисциплін, вивчення яких гарантовано забезпечує випускнику можливість виконання випускної кваліфікаційної роботи, як дослідницької. Либо теоретическої, либо проектно-технологіческої з інноваційним розділом, либо комплексної. Магістерську навчальну програму умовно можна розділити на два блоки: перший включає базові дисципліни, необхідні для всіх напрямків підготовки, другої – спеціальні предмети, визначені вибором конкретної спеціалізації.

Одною із базових стала дисципліна «Сейсмостійкість споруджень». Необхідність її вивчення не викликає сумнівів у кожного спеціаліста. Однак цілорозумно обговорити питання про те, коли починати навчання. В умовах скорочення навчальної навантаження, обмеження кількості кредитів, збільшення часу самостійної роботи, в навчальний план бакалаврів її не включили. Досвід роботи державних екзаменаційних комісій показав, що рідко захист дипломного проекту бакалавра обходиться без питання про конструктивні заходи по сейсмічеській захисту будівлі або споруди. А окрема дисципліна планом не передбачена, студенти отримують необхідні знання в рамках підготовки дипломного проекту на випускаючих кафедрах, що



усложняет системность подачи учебного материала и увеличивает вероятность его дублирования. Дополнительным фактором для того, чтобы уделить особое внимание данной проблеме стало введение в учебный план бакалавров целого блока дисциплин для всех выпускающих кафедр под общим названием «Общественное многоэтажное здание». Этот новый объём включает лекции, курсовые проекты и расчётно-графические работы по основаниям и фундаментам, железобетонным и металлическим конструкциям, архитектуре, технологии и организации строительного производства. Учитывая высокий уровень сейсмической активности нашего региона и возрастающее внимание к вопросам безопасности строительства возможно стоит начинать изучение дисциплины на четвертом или даже во втором семестре третьего курса. Учитывая требования к уровню подготовки бакалавров можно ограничиться лекционным курсом со следующими темами:

Тема 1: Землетрясения и их воздействие на здания и сооружения  
Причины возникновения землетрясений. Основные характеристики землетрясений. Оценка интенсивности землетрясений. Прогнозирование интенсивности и места возникновения землетрясения.

Тема 2. Расчетные схемы зданий и сооружений при учете сейсмических воздействий  
Выбор расчетных схем зданий и сооружений при учете сейсмических воздействий.

Тема 3: Применение современных программных расчетных комплексов при расчетах зданий и сооружений на сейсмические воздействия. Современные программные комплексы по расчету строительных конструкций на сейсмические воздействия, их возможности.

Тема 4: Сейсмосерии. Повышение сейсмостойкости зданий: каменные и кирпичные здания, каркасные общественные здания, крупноблочные здания, крупнопанельные жилые здания, мелкоблочные здания, многоэтажные здания промышленных предприятий.

А более сложные вопросы, связанные с формированием расчётных моделей зданий, принципов построения инженерных методов расчёта с учётом кручения зданий, особенностями конструктивных расчётов несущих конструкций и элементов, моделированием свойств материалов, моделированием сейсмических нагрузок и анализом результатов оставить в учебном плане магистров. В него же включить практические занятия, где на конкретных примерах студенты получают практические навыки: расчёта стропильных ферм покрытия, рам многоэтажных и одноэтажных зданий с определением частот и форм собственных колебаний, ригелей и колонн каркасного здания, фундаментов при помощи современных программных комплексов.



## РЕАЛІЗАЦІЯ МЕТОДИКИ PUSHOVER ANALYSIS З УРАХУВАННЯМ РІЗНОМАНІТНИХ НОРМАТИВІВ

**Городецький О.С.**, *д.т.н., проф., ТОВ "ЛІРА САПР"*,  
**Пікуль А.В.**, *Київський національний університет будівництва та  
архітектури, ТОВ "ЛІРА САПР"*,  
*м. Київ, Україна*

Pushover Analysis - методика спрощеного нелінійного статичного розрахунку будівлі на сейсмічні впливи, що міцно закріпилась у нормативній базі. Вона полягає у покроковому прикладанні частин навантаження від горизонтальних сейсмічних сил до досягнення заданої величини перекосів поверхів, руйнування будівлі або ж досягнення максимального значення сил, якщо попередні критерії не спрацювали. Дає можливість врахувати нелінійні властивості матеріалів за рахунок перевизначення інтегральних жорсткісних характеристик скінченних елементів моделі на кожному кроці прикладання навантаження. При цьому відбувається пошук точки перетину розрахункового графіку залежності спектрального прискорення від спектрального переміщення з редукованим нормативним графіком.

Реалізований в ПК ЛІРА САПР алгоритм Pushover Analysis є універсальним і може бути застосований до всіх можливих спектрів реакцій. Це залежності «коефіцієнт динамічності  $\beta$  – період коливаний  $T$ » України (ДБН), Грузії, Вірменії, а також країн Середньої Азії. Це і залежності «прискорення  $S_a$  – переміщення  $S_d$ » в нормах Казахстану, країн Європи (Єврокод), а також США (IBC-2006, ASCE 7-05). Також можливо задати довільні користувацькі спектри реакцій та спектри реакцій від користувацьких акселерограм.

Спочатку модель завантажується визначним завантаженням, для перерахунку інтегральних жорсткісних характеристик непружної моделі та визначення початкового НДС.

На наступному етапі прикладається горизонтальне сейсмічне завантаження.

На кожному кроці навантаження на основі узагальнених спектральних переміщень та узагальнених спектральних прискорень будується нелінійний спектр несучої здатності для багатомасової розрахункової моделі з урахуванням нелінійних характеристик матеріалів. Відповідно до нього будується ідеалізована білінійна діаграма.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

За допомогою ідеалізованої білінійної діаграми знаходиться коефіцієнт податливості, у відповідності до якого виконується редукція нормативного (або ж заданого) спектра реакцій.

Реалізовано два методи редукції:

- 1) метод Ньюмарка-Холла;
- 2) метод N2 (Відік-Файфар-Фішінгер).

Розрахунок будівель відповідно до ДБН В.1.1-12:2014 передбачає розрахунок за допомогою 1 методу редукції.

Кінцевим етапом є пошук точки перетину редукованого спектру реакцій та спектру несучої здатності. Ця точка називається точкою стану. Саме для неї визначається НДС всієї схеми та оцінюється несуча здатність конструкції за межею пружності при сейсмічних впливах.





**ПРОЕКТ НОРМАТИВНОГО АКТУ  
«СЕЙСМІЧНЕ МІКРОРАЙОНУВАННЯ ПІД ОБ'ЄКТИ  
АТОМНОЇ ЕНЕРГЕТИКИ» -  
ОБГОВОРЕННЯ ПЕРШОЇ РЕДАКЦІЇ**

**Довбніч М.М.**, *д.геол.н, проф., ТОВ «Фундаментстроймакс»*  
**Кендзера О.В.**, *член-кореспондент НАН України, к.ф.-м.н., ІГФ  
НАН України ім. С.І. Субботіна*

Згідно з рекомендаціями МАГАТЕ SSG-9 і вітчизняного нормативу НП 306.2.208-2016 для об'єктів атомної енергетики має бути проаналізований ризик коливань ґрунту, пов'язаний з землетрусами і геологічними явищами. Обсяг і ступінь деталізації інформації, що збирається, а також проведеного аналізу, повинні бути достатніми для визначення ризику коливань ґрунту. У практиці інженерної сейсмології сейсмічна небезпека (розрахункова сейсмічність) визначається двома характеристиками: фоновією сейсмічністю  $I_f$  і приростом сейсмічності за рахунок впливу локальних ґрунтових умов  $\Delta I$ , що виражаються в балах сейсмічної інтенсивності  $i$ /або коефіцієнті посилення сейсмічних коливань. Величина  $I_f$  відноситься до «середніх» умов (у вітчизняних нормативах до ґрунтів II категорії за сейсмічними властивостями). Якщо оцінки виконуються в балах сейсмічної інтенсивності, розрахункова сейсмічність території дорівнює сумі  $I_p = I_n + \Delta I$ . Якщо оцінки одразу виконуються в параметрах руху ґрунту, то фонові значення перемножуються на коефіцієнти посилення сейсмічних коливань.

Прогнозування фоновієї сейсмічності є основним завданням загального сейсмічного районування (ЗСР). Уточнення фоновієї сейсмічності в умовах сеймотектонічних особливостей району розміщення майданчика є основним завданням детального сейсмічного районування (ДСР). Вивчення зміни параметрів рухів ґрунту при землетрусах, в залежності від будови приповерхневої частини розрізу майданчика і його фізичних властивостей, є обов'язковим елементом при проектуванні, новому будівництві, реконструкції, експлуатації та продовженні термінів експлуатації об'єктів атомної енергетики. Дані дослідження є основним завданням сейсмічного мікрорайонування (СМР).

СМР виконується з метою кількісної оцінки впливу місцевих умов (склад і фізичні властивості ґрунтів, особливості рельєфу, наявність сейсмоактивних розломів та ін.) на сейсмічність майданчика. У комплексі робіт, СМР завершує цикл заходів з дослідження сейсмічності майданчиків розміщення об'єктів атомної енергетики.



СМР виконується при дослідженні зони навколо майданчиків об'єктів атомної енергетики, що охоплює територію радіусом не менше 5 км, а також дослідженнях на території майданчика.

У практиці інженерної сейсмології сейсмічна небезпека (розрахункова сейсмічність) майданчиків визначається двома характеристиками: фоновою сейсмічністю і збільшенням сейсмічності за рахунок впливу локальних умов.

Фонова сейсмічність оцінюється імовірнісним і детерміністським способом. У практиці вітчизняних робіт, фонова сейсмічність визначається в балах сейсмічної інтенсивності. У міжнародній практиці подібні оцінки виконуються в параметрах руху ґрунту, в першу чергу в пікових прискореннях. Для об'єктів атомної енергетики розрахунки виконуються для двох рівнів: проектний землетрус (ПЗ) і максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ). В ході виконання робіт з СМР визначають приріст до фонової сейсмічності за рахунок впливу локальних умов, який виражається в балах сейсмічної інтенсивності та/або коефіцієнті підсилення сейсмічних коливань. На жаль, практика вітчизняних робіт з СМР об'єктів атомної енергетики спирається на нормативні документи більш ніж тридцятирічної давнини, які часто не відображають світові тенденції розвитку СМР.

Міжнародні підходи СМР прогнозують вплив локальних умов на зміну параметрів руху ґрунту (посилення пікових прискорень, зміна форми спектра відгуку тощо).

У той же час, виключення з СМР поняття макросейсмічний бал може порушити спадкоємність оцінок сейсмічної небезпеки територій, оскільки сейсмічність територій України прийнято оцінювати в балах. Крім того, бал, як інтегральна міра інтенсивності сейсмічних впливів, не втрачає своєї ролі навіть при прогнозуванні впливу локальних умов в параметрах руху ґрунту. Саме тому, при СМР майданчиків об'єктів атомної енергетики має бути використаний максимально широкий комплекс методів, що відображає кращі розробки як вітчизняних, так і зарубіжних дослідників в галузі інженерної сейсмології.

Нормативний акт розроблено на заміну діючих документів колишнього СРСР з метою покращення організації і проведення комплексних досліджень з СМР під об'єкти атомної енергетики.

Цей нормативний акт поширюється на роботи з оцінки сейсмічної небезпеки на майданчиках об'єктів атомної енергетики, що проектуються, споруджуються і експлуатуються, та включають інженерно-геологічні та геофізичні дослідження, оцінку ґрунтових умов на сейсмічні впливи з метою подальших розрахунків на сейсмостійкість будівель, споруд та обладнання.

Положення нормативного акту регламентують перелік заходів із сейсмічного мікрорайонування в комплексі робіт з досліджень



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

сейсмічної небезпеки та оцінки сейсмостійкості будівель і споруд об'єктів атомної енергетики.

При розробці нормативного акта використано досвід, отриманий авторами при СМР об'єктів атомної енергетики і великих промислових і гідротехнічних споруд підвищеного класу відповідальності на території України; враховані сучасні можливості обчислювальної техніки і програмного забезпечення; проаналізовано сучасний досвід провідних зарубіжних фахівців в області СМР.

Зміст нормативного акту

- 1 Вступ
- 2 Сфера застосування
- 3 Законодавчі, нормативні та фахові посилання
- 4 Прийняті скорочення
- 5 Терміни та визначення
- 6 Загальні положення
- 7 Стадійність робіт по СМР
- 8 Вивчення інженерно-геологічних, геоморфологічних і тектонічних умов при СМР
  - 8.1 Загальні відомості
  - 8.2 Склад робіт
  - 8.3 Умови виконання
- 9 Інструментальні методи СМР
  - 9.1 Загальні відомості
  - 9.2 Польові і свердловинні сейсмозвідувальні роботи
  - 9.3 Метод сейсмічних жорсткостей
  - 9.4 Метод  $V_s^{30}$
  - 9.5 Реєстрація слабких землетрусів і вибухів
  - 9.6 Реєстрація мікросейсм
- 10 Розрахункові методи СМР
  - 10.1 Загальні відомості
  - 10.2 Вибір моделі середовища
  - 10.3 Вибір акселерограм для перерахунку
  - 10.4 Методика розрахунків
  - 10.5 Оцінка впливу поверхневого і підземного рельєфу на посилення сейсмічного ефекту
- 11 Результати сейсмічного мікрорайонування
  - 11.1 Загальні відомості
  - 11.2 Структура звіту по СМР об'єктів атомної енергетики
  - 11.3 Підготовка и оформлення карти СМР
  - 11.4 Розрахунок синтетичних акселерограм та їх спектральних характеристик

При складанні нормативного акту зроблені наступні нововведення і доповнення.



1. Глибина вивчення розрізу при інженерно-геологічних і сейсморозвідувальних дослідженнях встановлюється виходячи із завдань сейсмічного мікрорайонування для конкретних геологічних умов і особливостей проєктованих споруд, але не менше 30 м.

2. Вказана необхідність порівняльного аналізу категорій ґрунтів за сейсмічними властивостями відповідно до вітчизняних та міжнародних нормативів.

3. Впроваджуються методики оцінки впливу локальних умов на сейсмічні події з використанням параметрів руху ґрунту – пікових амплітуд прискорень.

4. Підкреслюється особлива роль швидкостей поперечних хвиль як найбільш інформативних характеристик сейсмічних властивостей ґрунтів.

5. Обґрунтовано і запропоновано відмову від обов'язкового використання при СМР методом сейсмічних жорсткостей поправки за рівень ґрунтових вод при використанні сейсморозвідки на поперечних хвилях.

6. Показано, що з розвитком комп'ютерної техніки істотно зросла роль розрахункових методик для нелінійних моделей ґрунтового масиву, зокрема, дослідження коефіцієнтів посилення сейсмічних коливань, спектральних характеристик розрізів ґрунтових масивів, оцінки впливу поверхневого і підземного рельєфу на посилення сейсмічного ефекту.

7. Підкреслюється, що в результаті робіт з СМР необхідний однозначний перехід від сейсмічної інтенсивності в балах до параметрів руху ґрунту – пікових прискорень і, далі, до розрахункових акселерограм.

8. Пред'являються нові вимоги до змісту і дизайну карти СМР.

9. Вказана важлива роль цифрових моделей середовища, геоінформаційних систем і технологій при вивченні варіацій сейсмічності та підготовці картографічного матеріалу.

10. Підкреслюється, що результати СМР, згідно рекомендацій МАГАТЕ SSG-9, повинні бути представлені у вигляді розрахункових акселерограм для проєктного землетрусу (ПЗ) і максимального розрахункового землетрусу (МРЗ) на вільній поверхні майданчика та спектрів відгуку на них одиничних осциляторів. Необхідно отримання значення спектру на нульовому періоді (пікові прискорення) і визначення форми спектру (наявність резонансних максимумів і їх амплітуд).

11. Вказана необхідність вивчення, крім сейсмічної небезпеки, також небезпек від супутніх геологічних явищ, таких як зсуви та розрідження ґрунтів при сильних сейсмічних подіях.



## ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНЫЕ КОНЕЧНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ДЛЯ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ СТАТИКИ И ДИНАМИКИ В ПК ЛИРА 10.8

**Евзеров И.Д., д.т.н., Гераймович Ю.Д., к.т.н., Марченко Д.В.**  
*Группа компаний ЛИРА, г. Киев, Украина*

В предыдущих версиях программного комплекса ЛИРА (ПК ЛИРА) были реализованы физически нелинейные конечные элементы изгибаемых стержней и пластин, основанные на нелинейной теории упругости. Эти элементы успешно применяются для статических расчетов, но не применимы для задач динамики. Затем были разработаны двумерные и трехмерные физически нелинейные конечные элементы, основанные на теории упруго-пластичности. Эти элементы применяются и для статических, и для динамических расчетов, но не решают задач изгиба. В ПК ЛИРА 10.8 предлагаются новые физически нелинейные конечные элементы изгибаемых стержней и пластин, основанные на теории упруго-пластичности. Эти новые элементы имеют все возможности, что и физически нелинейные изгибаемые элементы – тот же набор нагрузок, учет сдвига, наличие упругого основания, которое может быть и односторонним, использование шарниров для стержневых конечных элементов. Новые элементы могут применяться как для статических, так и для динамических расчетов, в том числе и для решения задач сейсмоки. В статической задаче применяется итерационный метод:

$$a_0(U_{n+1}, V) - d(U_n, V) = q(V),$$

где  $U_0 = 0$ ,  $n = 1$ ,  $d(U, V) = a_0(U, V) - a(U, V)$ ,

в динамической – метод конечных разностей:

$$b(\gamma_n U, V) + a_0(\alpha_n U, V) - d(U_n, V) = q(V),$$

где  $\theta$  – шаг по времени,  $t_n = n\theta$ ,  $U_n = U(t_n)$ ,

$$\gamma_n U = (U_{n+1} - 2U_n + U_{n-1})/\theta^2, \alpha_n U = (U_{n+1} + U_{n-1})/2.$$

Доказательства сходимости приведены в томе 5 №6 журнала "Вычислительные технологии" за 2000 год в статье Горбовца А.В. и Евзерова И.Д. Приближенные схемы для стационарных и нестационарных задач с односторонними ограничениями (стр. 33-35).

В тесте на статическую нагрузку сравниваются физически нелинейные и упруго-пластичные стержневые и пластинчатые конечные элементы. Нагрузка подобрана так, чтобы на 10 процентов



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

не доходить до предельного момента. На первом этапе консольная балка нагружается этой нагрузкой, а на втором – разгружается. На этапе нагружения конструкции результаты практически одинаковы. При разгрузке в упруго-пластичных элементах имеются остаточные деформации.

В тесте на динамическую нагрузку сравниваются новые упруго-пластичные стержневые конечные элементы с аналогичными конечными элементами из пакета конечно-элементного анализа ANSYS. Рассматривалась также консольная балка при сейсмическом воздействии, заданном в виде акселерограммы землетрясения. Полученные результаты довольно хорошо согласуются между собой.

Появившиеся в ПК ЛИРА 10.8 (<http://www.lira10.com>) новые физически нелинейные конечные элементы изгибаемых стержней и пластин, основанные на теории упруго-пластичности, предоставили инженерам-проектировщикам возможность практического использования прямого динамического расчета.



## РЕАЛИЗАЦІЯ НЕЛІНЕЙНОГО СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА (PUSHOVER ANALYSIS) В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ ЛИРА 10.8

**Евзеров И.Д., д.т.н., Гераймович Ю.Д., к.т.н., Марченко Д.В.**  
*Група компаній ЛІРА, г. Київ, Україна*

Для оценки поведения конструкций при сейсмическом воздействии за пределами упругости в ПК ЛИРА 10.8 используется нелинейный статический расчет Pushover Analysis, являющийся инструментом оценки несущей способности конструкции. Для определения несущей способности конструкции вертикально нагруженную расчетную схему подвергают монотонному нагружению горизонтальными сейсмическими силами. Нагружение выполняется до достижения заданных пользователем перемещений или до достижения разрушения конструкции с целью оценки конечных деформаций и несущей способности.

Нелинейный статический расчет выполняется в два этапа:

1. Для нелинейной многомассовой пространственной расчетной схемы конструкции по линейно-спектральной методике определяются распределения инерционных нагрузок для вычисленных форм собственных колебаний.

2. Выполняется нелинейный статический расчет многомассовой пространственной расчетной схемы:

- на вертикальные нагрузки;
- на распределение инерционных нагрузок, указанное пользователем, или соответствующее форме собственных колебаний с наибольшей модальной массой.

В ПК ЛИРА 10.8 реализованы несколько вариантов нелинейного статического расчета, отличающихся методиками получения спектра несущей способности и последующей обработкой полученных результатов, согласно следующим нормативным документам:

- EN 1998-1:2004 «Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings»;
- ДБН В.1.1-12:2014 «Державні будівельні норми України: Будівництво у сейсмічних районах України»;
- СТО НИУ МГСУ 2015 «Стандарт организации НИУ МГСУ: Сейсмостойкость зданий и сооружений. Расчетные положения».

Методики получения спектра несущей способности могут отличаться осями, в которых определяется первоначальный спектр несущей способности конструкции:



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

- для EN 1998-1:2004 и СТО НИУ МГСУ 2015 спектр несущей способности конструкции представляет собой зависимость сдвигающей силы в основании от горизонтальной реакции (перемещения) выбранного узла конструкции;
- для ДБН В.1.1-12:2014 первоначальный спектр несущей способности конструкции представляет собой зависимость «обобщенное спектральное ускорение – обобщенное спектральное перемещение», определяемую по шагам нагружений.

Кроме того, ДБН В.1.1-12:2014 рекомендует два варианта расчета – нелинейный статический расчет и нелинейный динамический расчет эквивалентной одномассовой системы на заданную акселерограмму землетрясения.

В ПК ЛИРА 10.8 для сейсмического воздействия по EN 1998-1:2004 нелинейный статический расчет был расширен для национальных приложений:

- ДБН В.1.1-12:2014 «Державні будівельні норми України: Будівництво у сейсмічних районах України»;
- СНиП РК 2.03-30-2006 «Строительные нормы и правила Республики Казахстан: Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 1: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий»;
- СП 14.13330.2014 «Свод правил Российской Федерации: Строительство в сейсмических районах. СНиП-II-7-81\*»;
- СТО НИУ МГСУ 2015 «Стандарт организации НИУ МГСУ: Сейсмостойкость зданий и сооружений. Расчетные положения»;
- СП РК 2.03-30-2017 «Свод правил Республики Казахстан: Строительство в сейсмических зонах»;
- для усредненного спектрального коэффициента динамичности по пакету акселерограмм.

На тестовом примере выполнено сравнение нелинейного статического и динамического методов расчета сейсмостойкости сооружений. Сравнение результатов выполнялось наложением графиков зависимости поперечной силы в основании от горизонтального перемещения контрольного узла. Для данного тестового примера, результаты, полученные нелинейным статическим расчетом и ограниченные целевым перемещением, лежат внутри области полученной нелинейным динамическим методом.





## СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ МОРСКИХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ЭСТАКАДНОГО ТИПА

**Егунов К.В.**, *д-р технических наук, проф., директор, НИИ  
фундаментальных и прикладных исследований Одесского  
национального морского университета, г. Одесса, Украина*

**Мельцов Г.И.**, *к.т.н., зам. нач. отдела  
Администрации морских портов Украины*

**Егунов В.К.** *инженер, Институт геофизики им. С.И. Субботина  
НАН Украины, г. Одесса, Украина*

В статье рассмотрены вопросы проектирования и эксплуатации морских гидротехнических сооружений с учетом влияния различных надстроек и перегрузочного оборудования. Анализ сейсмостойкости гидротехнических сооружений, возведенных в сейсмических районах Украины, показал, что фактические сейсмические нагрузки на сооружения значительно превышают расчетные нагрузки, которые были определены нормативными документами до 2006 года. Проектирование гидротехнических сооружений должно осуществляться с учетом находящихся на причале перегрузочных комплексов, при надлежащем научном сопровождении.

Мировой опыт позволяет определить развитие портов как одну из важнейших составляющих развития экономики государства. В эпоху глобализации, трансформации грузовых потоков, изменения их структуры особо важным становится вопрос о планировании развития портов, подразумевающее сбалансированное развитие портовых мощностей, а именно: развитие морской зоны, портовой зоны, сухопутной зоны.

Инфраструктура морских портов представляет собой сложный симбиоз зданий, строений, сооружений, механизмов, конструкций, расположенных на территории и (или) акватории морского порта и обеспечивающих работу транспортной инфраструктуры страны в целом. Сам по себе морской порт зависимый элемент транспортной инфраструктуры. Решение вопроса стратегического планирования комплексного развития сложной инфраструктуры возможно только на основании анализа и прогноза долгосрочного развития грузовой базы.

Проведенный институтом «ЧерноморНИИпроект» анализ продолжительности эксплуатации причальных сооружений показал, что к настоящему времени срок службы большинства причальных сооружений составляет 30—40 лет и приближается к нормативному либо превышает его. По данным того же источника, количество сооружений, эксплуатирующийся 30 лет и более, порядка 70 %.



Эти цифры свидетельствуют о том, что большая часть перегрузочного оборудования и причального фронта портов и бывших СРЗ Украины не отвечают современным требованиям. Кроме того, как показывает практика, техническая эксплуатация портовых гидротехнических сооружений, по различным причинам, зачастую осуществляется со значительными отступлениями от нормативных требований. Имеют место факты снижения уровня безопасности эксплуатации портовых гидротехнических сооружений.

По современным представлениям, принятым во всем мире, сейсмический риск для строительных объектов жилого и промышленного назначения должен быть не более 10%. Поэтому интенсивность в 6 баллов, согласно старым нормативным документам СНиП-II-81\* не соответствует современным требованиям сейсмической безопасности.

Новые карты ОСР-2004 являются основой строительных норм в Украине (ДБН В.1.1.12-2014: «Будівництво в сейсмічних районах України») и построены с учетом современных научных методик и научных знаний в области сейсмологии и геофизики, прошли международную экспертизу. Согласно этим картам сейсмическому риску в 10% соответствует карта сейсмического районирования ОСР2004А, в которой Одесса находится на границе интенсивностей в 6-7 баллов. Правильность таких оценок подтверждают землетрясения прошлых лет.

К неблагоприятному в сейсмическом отношении фактору, усугубляющему тяжесть последствий сильных землетрясений на территории г. Одессы, относится значительная деградация природной среды, обусловленная возросшей техногенной нагрузкой.

Уменьшение реально существующей сейсмической опасности в угоду мнимому экономическому эффекту является недопустимым и может повлечь не только тяжелые материальные последствия, но и привести к человеческим жертвам, как это было в Газли, Нефтегорске, Ленинкане и других населенных пунктах, расположенных в сейсмоопасных регионах.

Значительное изменение технической нормативной базы за период существования Украины как независимого государства привело к ситуации, когда большинство объектов портовой инфраструктуры, введенные в эксплуатацию до 1991 года, и эксплуатируемые в настоящее время, являются таковыми, что не удовлетворяют требованиям, предъявляемыми этими нормами. Для примера - с введением в действие ДБН В.1-1-12:2006 и редакции В.1-1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины», формально, ни одно из гидротехнических сооружений портов Одессы и Ильичевска, построенные до 2006г, не обеспечивают требуемый класс



ответственности, поскольку их расчет и конструирование велись, в том числе, без учета возможного наступления сейсмического события.

В процессе проектирования морских гидротехнических сооружений необходимо учитывать множество природных факторов. К ним относятся гидрологические, гидрографические, инженерно-геологические, геоморфологические, а также метеорологические условия района строительства. Гидрологические условия включают: морское ветровое волнение, ледовый режим, колебания уровней, морские течения, волны цунами. К гидрографическим условиям относятся глубина воды, топография морского дна и прилегающего к ней побережья. Особую значимость имеют инженерно-геологические и геоморфологические данные о строении морского дна, физико-механических свойствах донных грунтов и о миграции наносов. Основным метеорологическим фактором является ветровой режим (скорость, направление и продолжительность). Также в процессе проектирования морских сооружений необходимо выполнять расчеты на сейсмические воздействия. При этом следует учитывать конструктивные особенности сооружения и существующие инженерно-геологические условия района строительства.

Освоение шельфа Черного моря, создание экологически опасных производств - нефтетерминалов и нефтепроводов, происходит на фоне увеличения сейсмичности побережья. И сегодня, при научном обосновании стратегии развития портовой инфраструктуры, следует уделять особое внимание вопросам обеспечения надежности и безопасной эксплуатации как вновь возводимым, так и эксплуатируемым и реконструируемым объектам.

При проектировании гидротехнических сооружений необходимо учитывать целый ряд факторов и требований, соблюдение которых позволит обеспечить эффективную работу, надежность и долговечность конструкций.

На основании анализа результатов изысканий и требований действующих нормативных документов следует назначить расчетные параметры природных, в том числе сейсмических, воздействий на проектируемые сооружения с учетом их срока службы.

Проектирование гидротехнических сооружений должно осуществляться с учетом находящихся на причале перегрузочных комплексов, при надлежащем научном сопровождении.



## ОПТИМИЗАЦІЯ ІНЖЕНЕРНОЇ СЕЙСМОРАЗВЕДКИ ПОЧВ, СКЛОННИХ К КАРСТОВАНІЮ

**Жуковский В. К., Гохман А. Р.,** *Южноукраинский национальный педагогический университет им. К.Д. Ушинского, г. Одесса, Украина.*

**Заволока М. В., Выровой В. Н.,** *Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина*

Сегодня методы сейсморазведки достигли большого прогресса, как в полевой аппаратуре, так и цифровых методах обработки данных [1], которые позволяют разрешать геологические разрезы с погрешностью до 1%. И, как показывает опыт, методы сейсморазведки в 2 – 3 раза дешевле, скважено-буровых методов.

На юге Украины, где геологические породы подвержены карстованию, методы сейсморазведки удовлетворяют многим требованиям к инженерным изысканиям (например, СНиП 11-02-96) и должны быть одними из основных инструментов инженерной разведки. Однако, на удивление, этот инструмент геофизики, практически не используется в нашей стране.

В данной работе ставилась цель: оптимизировать средства и методы инженерной сейсморазведки для исследования почв склонных к карстованию.

Предлагается экспресс метод инженерной сейсморазведки зоны малых скоростей (ЗМС), использующий два сейсмоприемника и сеть локальных источников сейсмического сигнала, что обеспечивает уменьшение затрат в десятки раз.

Новый метод был апробирован при исследовании строительной площадки в районе добычи камня (село Нерубайское, под Одессой), характеризующейся наличием сложной сети пещер искусственного и природного происхождения (катакомб). Использовались оптические сейсмоприемники собственной конструкции, которые отличаются высокой чувствительностью и линейной амплитудно-частотной характеристикой в диапазоне от 0,1 до 200 Гц, что позволило регистрировать длиннопериодные сейсмические волны, сформированные на границе раздела порода/пустота, и однозначно идентифицировать наличие неоднородности. На внешних границах исследуемого участка располагались два сейсмоприемника, а локальные источники сейсмического сигнала создавались ударами по наковальне, которая перемещалась с шагом 0,5 – 1 м вдоль линии датчиков. К полученным таким образом сейсмограммам применялся стандартный анализ отраженных волн и преломленных волн с двумя встречными годографами [2,3], который позволил построить



скоростную модель среды и эффективно выявить неоднородности глубиной до 60 м (рис. 1).

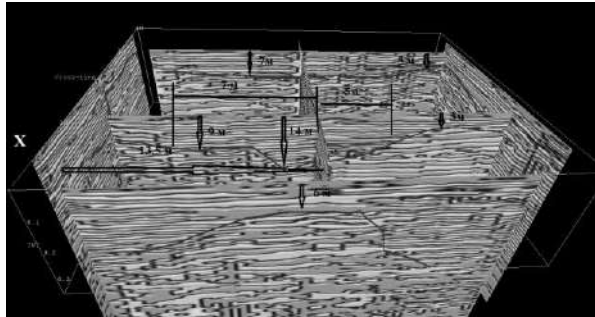


Рис. 1 Сейсмограммы участка 20 на 20 м. Красной линией выделены своды пещер под исследуемым участком.

Предлагаемый в данной работе подход может быть рекомендован для проведения инженерных изысканий на строительных площадках в районах сильно неоднородных грунтов с наличием пустот в ЗМС.

### **Optimization of engineering seismic prospecting of soils prone to karst development.**

In this paper, we propose an express method of engineering seismic exploration of foundations and foundations that can be recommended for engineering surveys on construction sites in areas of highly heterogeneous soils with the presence of voids.

1. А. К. Урупов Основы трехмерной сейсморазведки :М. «Нефть газ», 2004, -584с.

2. РОСГЛАВНИИСТРОЙПРОЕКТ. Руководство по применению инженерной сейсморазведки при изысканиях для строительства. – М., 1973.

3. Р. Шерифф, Л. Гелдарт Сейсморазведка : М., «Мир», Пер. Е.А. Ефимова, М.А. Стор, 1987, - 399с.



## НОВІ ПІДХОДИ ЩОДО ВИЗНАЧЕННЯ ВАРТОСТІ РОБІТ З НАУКОВО-ТЕХНІЧНОГО СУПРОВОДУ

**Івлєва Н.П., к.е.н., с.н.с., зав. відділу; Григанська Т.І., провідний інженер, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК), м. Київ, Україна**

В доповіді представлені положення Зміни № 1 до ДСТУ Б Д.1.1-8: 2008 «Правила визначення вартості наукових та науково-технічних робіт у будівництві», які враховують останні зміни законодавства та враховує зміну до Порядку розрахунку розміру кошторисної заробітної плати, який враховується при визначенні вартості будівництва об'єктів, що розроблено з метою дерегуляції господарської діяльності у сфері будівництва та підвищення інвестиційної активності.

Від економічного обґрунтування договірної ціни залежить обсяг попиту і пропозиції на наукові розробки та прискорення науково-технічного прогресу в будівельній сфері.

Згідно Закону України «Про ціни і ціноутворення», формування вартості робіт (послуг) необхідно здійснювати на основі норм часу на їх виконання та вартості розрахункової калькуляційної одиниці часу виконавців відповідних послуг. При цьому обов'язково враховувати вимоги законодавства щодо фінансового обліку і звітності і вимог Європейського Союзу.

Однак чинні нормативні документи у сфері ціноутворення у будівництві не враховують специфіку та особливості формування витрат на науково-технічну діяльність і розповсюджуються на роботи з науково-технічного супроводу.

Досвід роботи показує що в останні роки переважають прикладні дослідження, які в загальному обсягу досліджень у будівництві складають 70-80 %. Більш цих досліджень виконуються на межі науково-проектних робіт. Виконувати супровід можуть безпосередньо проєктувальники об'єкта або базові організації з науково-технічної діяльності центрального органу виконавчої влади у сферах будівництва, промисловості будівельних матеріалів, архітектури і містобудування, тому, як правило, ці роботи по вартості привіряються до проєктних робіт, а формування ціни обґрунтовується за ДСТУ Б Д.1.1-7:2014 «Правила визначення вартості проєктно-вишукувальних робіт та експертизи проєктної документації на будівництво», що не враховують особливостей саме науково-технічної діяльності. В загальному вигляді науково-технічні



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

роботи у будівництві складаються з таких етапів робіт: виконання теоретичних та експериментальних досліджень; випробування зразків конструкцій, виробів, обладнання, матеріалів; оцінка технічного стану та експлуатаційної придатності будівель і споруд; розробка технічної і методичної документації, проведення інших досліджень.

Аналіз етапів, виконаних НДР за технічними і якісними характеристиками, а також економічний аналіз витрат, свідчить, що головні труднощі формування вартості є недосконалість системи та суперечність з питань ціноутворення при визначенні договірної ціни та планування витрат самої організації.

Проведені порівняння свідчать, що при різних підходах розрахунку вартості як проектних, так і науково-технічних робіт, змінюється вартість одного людино-дня. Це свідчить, що необхідно вдосконалення формування цін і тарифів, нормування витрат і втрат, з метою вироблення чітких принципів ціноутворення, які б стимулювали оптимізацію витрат на створення науково-технічної продукції, формування дієвих засобів контролю за дотримання цін і тарифів, обґрунтування витрат на собівартість науково-технічних робіт.

Запропоновано: при розрахунку вартості за нормативами заробітну плату науково-технічного персоналу обчислювати за сьомим розрядом складності робіт у будівництві з урахуванням середньомісячної заробітної плати на поточний час в будівництві.

Показник кошторисної вартості наукових та науково-технічних робіт у будівництві ( $C_{\text{лд}}$  у грн/дн.)

в розрахунку на один людино-день на поточний час визначати за формулою:

$$C_{\text{лд}} = \frac{Z_{\text{сер}} \times 1,586}{t_{\text{дн}}} \times \frac{1}{\Phi_{\text{з/н}}}, \quad \text{грн,}$$

де  $Z_{\text{сер}}$  – середньомісячна заробітна плата в будівництві на поточний рік, грн/місяць;

1,586 – коефіцієнт, що враховує сьомим розрядом складності робіт у будівництві;

$t_{\text{дн}}$  – середня кількість днів у місяці поточного року при 40-годинному робочому тижні, дні;

$\Phi_{\text{з/н}}$  – питома вага заробітної плати науково-технічного персоналу в усередненій структурі вартості наукових та науково-технічних робіт, що склалася в науково-технічній організації.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

Запропонований розрахунок дозволить усунути прогалину у нормативно-правовій базі щодо порядку визначення вартості наукових та науково-технічних робіт в будівництві, що призводило до необґрунтованого завищення ціни науково-технічної продукції. Отже актуальність створення методичної основи калькулювання ціни науково-технічної продукції в будівництві на підставі нормування наукової праці, є елементом підтримки рівноваги між попитом і пропозицією та формування ринкової саморегуляції та державного регулювання ціноутворюючих факторів. Реалізація цього дозволить усунути суперечність щодо визначення та формування ціни робіт з науково-технічного супроводу у будівництві.





## ВОССТАНОВЛЕНИЕ И УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ В РЕЗУЛЬТАТЕ СЕЙСМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

**Карпюк В.М., д.т.н., проф.; Даниленко Д.С., аспірант;**  
**Семина Ю.А., к.т.н., ассистент**  
*Одесская государственная академия строительства и  
архитектуры, г. Одесса, Украина*

При землетрясении характерна знакопеременность нагружения конструкций каркаса здания. В результате повреждения и развитие трещин носят также знакопеременный характер. В результате строительные конструкции получают значительный прирост деформаций, заметное снижение усталостной прочности и трещиностойкости, сопровождающиеся возможным разрушением даже при афтершоках. Неразрушенные, но поврежденные сквозными нормальными и перекрестными наклонными трещинами аварийные конструкции, согласно действующих норм, подлежат демонтажу и замене, что влечет за собой остановку технологического процесса либо полную разборку зданий и сооружений. Однако, несущую способность железобетонных элементов, достигших предаварийного или аварийного состояния в результате воздействия указанной нагрузки, ещё можно восстановить путем усиления, например, железобетонными и растворными обоймами, композитными материалами, металлическими преднапряженными обоймами.

Усиление с помощью первых двух вышеперечисленных способов позволяет восстановить и усилить один раз конструкцию в то время, как усиление металлическими обоймами, к тому же, еще дает возможность регулировать её напряженно-деформированное состояние путем создания предварительного напряжения в элементах усиления как на начальном этапе усиления, так и в процессе её эксплуатации.

Усиление железобетонных конструкций с помощью растворных смесей и бетонов имеет такие ограничения: включение системы усиления в работу возможно только после набора прочности основных материалов; отсутствие полного контроля над совместной работой усиливаемой конструкции и системы усиления.

Критическим фактором для системы усиления композитными материалами является температура стеклования их полимерной матрицы (60-65°C) и высокая стоимость.

Усиление металлическими элементами и обоймами хотя также имеет ограничение по температурному диапазону (470 °C), но одним



из главных его преимуществ является многовариантность и возможность регулировать напряженно-деформированное состояние конструкции в процессе её эксплуатации.

Опубликованные в доступной авторам литературе наиболее близкие к освещаемой проблеме способы усиления решают задачи, связанные только с воздействием нагрузки в одной плоскости и одного знака.

Целью данной работы является разработка способа восстановления и усиления поврежденных железобетонных балок, работающих в условиях воздействия малоциклового знакопеременной нагрузки высоких уровней с помощью предварительно напряженной металлической обоймы.

Задачами проводимых исследований являются: выделение характерных признаков-операций предлагаемого способа, установление порядка и очередности выполнения этих операций, а также разработка принципиальной схемы устройства для достижения поставленной цели.

Характерными признаками способа являются операции, порядок и условия их выполнения, а также устройства, используемые при выполнении этих операций. Разделим многодельные операции на более простые:

1) Монтаж продольных элементов усиления на механически поврежденный изгибаемый элемент с использованием клеевой смеси, подмостей и других приспособлений;

2) Соединение продольных элементов усиления с опорными элементами;

3) Монтаж деталей для создания предварительного напряжения в продольных элементах усиления;

4) Фиксация в проектном положении продольных элементов усиления и опорных элементов путем фиксирующего натяжения деталей;

5) Крепление поперечных вертикальных элементов усиления к продольным элементам усиления;

6) Крепление поперечных горизонтальных элементов усиления к продольным элементам усиления с последующим фиксирующим натяжением их на восстанавливаемой или усиливаемой конструкции;

7) Поочередное ступенчатое создание предварительного напряжения в продольных и поперечных элементах усиления до проектной величины.

Для достижения поставленной цели выделенные операции выполняем в определенной выше последовательности, но с обязательным учетом характера повреждения конструкции.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

В зависимости от того, какие превалируют повреждения в восстанавливаемой или усиливаемой балке создание поочередного ступенчатого предварительного напряжения в продольных и поперечных элементах усиления до проектной величины может производиться в два этапа:

этап 1 – выравнивание в продольном направлении поврежденной конструкции и фиксация её в проектном положении;

этап 2 – создание предварительного напряжения в продольных и поперечных элементах усиления до проектной величины.

После выполнения всех описанных операций восстанавливается монолитность и увеличивается (при необходимости) несущая способность усиливаемого изгибаемого элемента за счет трёхосного её обжатия.

**Выводы.**

1. Восстановление монолитности и усиление (при необходимости) поврежденных в результате сейсмического воздействия сквозными нормальными и перекрёстными наклонными трещинами балочных железобетонных конструкций возможно путём создания в них трёхосного сжатия за счет предварительного напряжения элементов усиливающей металлической обоймы.

2. Простота изготовления предварительно напряженной металлической обоймы и включение её в работу сразу же после изготовления, возможность регулировать сложное напряженно-деформированное состояние усиливаемой конструкции в процессе её эксплуатации и изменять, при необходимости, статическую схему работы, особенно при знакопеременном сейсмическом воздействии, делают предлагаемый способ восстановления, а также усиления поврежденных железобетонных конструкций, испытывающих сложные виды деформаций, незаменимым.



## ПРИМЕНЕНИЕ МЕЖДУНАРОДНОГО ОПЫТА МЕХАНИЧЕСКОЙ СТЫКОВКИ АРМАТУРЫ В УКРАИНЕ

**Климович И.М., к.т.н.; Нестеренко Ю.О.**  
*ООО „НПЦ Спрут-Украина”, г. Одесса, Украина*

На протяжении многих лет соединения арматурных стержней внахлест и с помощью сварки считались эффективными и экономичными методами стыковки.

Стыковка внахлест зарекомендовала себя в конструкциях с небольшими номинальными диаметрами арматуры, низким их пределом текучести и высотой зданий до 15 этажей.

Метод стыковки с помощью сварки является более универсальным, но его применение влечет за собой удорожание и усложнение хода выполнения работ по возведению конструкций. Качество выполнения сварных соединений зависит от множества факторов и связано с существующей проблематикой процесса выполнения сварных соединений.

Общепризнано, что сварное соединение, как способ равнопрочного стыкования строительной арматуры не имеет перспектив.

И в таких условиях приоритетным при выборе технологии возведения арматурных каркасов является не стоимость их изготовления, а эксплуатационная безопасность сооружения в течение всего проектного срока службы.

Наличие присущих сварным соединениям и соединениям внахлест недостатков, а также проектирование современных, конструктивно более сложных зданий и сооружений заставляет проектировщиков рассматривать альтернативные способы стыковки арматуры.

Анализ мировой практики строительства показывает существование более надежного, технологичного и эффективного метода стыковки арматуры — с помощью соединительных муфт (механическое муфтовое соединение).

Механическое соединение арматурных стержней осуществляется при помощи резьбовых муфт, обжимных, винтовых, болтовых, комбинированных и муфт заполненных расплавленным металлом, цементным тестом или клеевыми составами. Этот метод лишен недостатков, присущих методам сварки и нахлеста, что подтверждается многочисленными лабораторными испытаниями муфтовых соединений и практическим их применением при строительстве объектов повышенной ответственности (АЭС, ТЭС и т.д.), высотных зданий, мостов, тоннелей, т.е. конструкций,



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

воспринимающих не только статические нагрузки, но и знакопеременные (динамические).

Механические соединения применялись при строительстве небоскреба Бурдж-Халифа (Дубай, ОАЭ), башен Petronas Twin Towers (Куала-Лумпур, Малайзия), плотины Масagua Dam (Венесуелла), Белоярской АЭС (Россия), гидроэлектростанции Sendje (Экваториальная Гвинея) и многих других объектов.

Необходимо отметить, что с введением в действие ДБН В 2.6-98 и ДСТУ Б В.2.6-156, нормативно допустимыми методами соединения арматурных стержней в Украине являются соединения внахлест, сварные соединения и механические соединения, обеспечивающие передачу нагрузки при растяжении-сжатии или только при сжатии.

И здесь стоит обратить внимание на технических требованиях, предъявляемым к механическим и сварным соединениям арматуры. Требования к нахлестным стыкам отсутствуют, так как прочность основана на совместной работе с бетоном. Нормативно допускается снижение прочности сварного соединения до 10% по сравнению с характеристическим значением временного сопротивления арматуры. Данное смягчение требований с учетом недостатков, о которых упоминалось ранее, не добавляет надежности конструкции.

Среди всех типов муфтовых соединений на территории Украины наибольшую популярность из-за своей простоты выполнения и удобства контроля качества, технологичности и экономичности, обрел метод стыковки арматуры путем обжатия соединительных муфт.

Механические обжимные соединения обеспечивают для строителей следующие преимущества:

- улучшенная прочность конструкции. Механические соединения обеспечивают соосность действия нагрузок независимо от состояния или наличия бетона. Надежность в зоне возможной деформации гарантирована, так как данные соединения при растяжении равнопрочны цельной арматуре ( $C \geq \sigma_B$ ). В сейсмических зонах механические соединения сохраняют структурную целостность, даже когда напряжение стержней находится за пределами области упругих деформаций;

- стабильное качество соединений, не зависящее от квалификации персонала и окружающей среды;

- устойчивость к динамическим нагрузкам при техногенных или природных явлениях;

- снижение перенасыщенности конструкции арматурой по сравнению со стыковкой арматуры внахлест;

- уменьшение сроков монтажа арматурных каркасов.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

К недостаткам обжимных соединений можно отнести ограничения при стыковке густо расположенных арматурных стержней, вызванные габаритными размерами оборудования, а также невозможность соединения гладкой арматуры (арматуры без поперечных выступов).

Стоит отметить, что на этапе внедрения технологии в Украине были проведены ряд испытаний обжимных муфтовых соединений в профильных организациях (НИИСК, Академия строительства Украины).

Испытания обжимных соединений показали, что разрушение всех образцов происходило по основному металлу одного из соединяемых стержней, при этом предел прочности соединений ( $C$ ) во всех случаях превышал характеристическое значение временного сопротивления арматурного проката соответствующего класса, т.е. соединение вело себя как цельный арматурный стержень. Деформативность соединений  $\Delta$  не превышала значения 0,01 мм.

Результаты комплексных экспериментально-теоретических исследований обжимных соединений позволили специалистам компании «Спрут-Украина» и НИИСП разработать технические условия на способ соединения – ТУ У В.2.8-45.2-35641811-001:2008, технические условия на муфты – ТУ У В.2.7-45.2-35641811-002:2008 и методические рекомендации по механическому соединению арматурных стержней опрессовыванием муфт.

Следует отметить, что все преимущества новой технологии стыковки арматуры уже на практике оценили ведущие строительные фирмы Украины. Технология стыковки арматуры опрессовкой муфт применялась на множестве строительных объектов, в том числе и в сейсмических районах.



## ДИНАМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ В КУРСЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ КАК ОСНОВА РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

**Ковров А.В.**, *к.т.н., профессор*, **Петраш С.В.**, *к.т.н., доцент*,  
**Шеховцов И.В.**, *к.т.н., доцент*, **Чайковский Р.Э.**, *к.т.н., доцент*,  
*Одесская государственная академия строительства и  
архитектуры, г. Одесса, Украина*

Задачи расчета конструкций на динамические нагрузки являются одними из важных тем курса сопротивление материалов. При статическом действии нагрузки возрастают от нуля до конечного значения настолько медленно, что ускорениями частиц тела при деформировании можно пренебрегать. Поэтому в статике считается, что внешние и внутренние силы взаимно уравновешены.

В процессе эксплуатации конструкция имеет дело с динамической нагрузкой, достаточно быстро меняющей свое значение или положение. Динамические нагрузки вызывают большие ускорения частиц тела при деформировании и это приводит к тому, что на сооружение со стороны движущихся масс действуют дополнительные силы – силы инерции, а в сооружении возникают колебания, которые необходимо учитывать при расчете сооружения. Таковы нагрузки от работающих машин с неуравновешенными массами, сейсмические нагрузки, пульсирующее действие ветра и т.п. Колебательный характер изменения во времени имеют не только перемещения точек сооружения, но и возникающие при этом внутренние усилия в его элементах. Величины допустимых колебаний определяются требованиями прочности и долговечности строительных конструкций, а для зданий и сооружений, в которых находятся люди или действуют точные станки и приборы, – также требованием безвредного влияния их на людей или на работу точного оборудования.

Основные цели динамического расчета конструкции заключаются в обеспечении, во-первых, ее несущей способности, во-вторых, допустимых величин амплитуд колебаний и, в-третьих, допустимых частот прикладываемых нагрузок.

На основании проводимых исследований, а также накопленного опыта авторами был разработан и внедрен в учебный процесс курс «Динамический расчет систем при поперечных колебаниях» по дисциплине «Сопротивление материалов, спецкурс с основами теории упругости и ползучести».

В рамках предлагаемого курса рассматриваются как основы теории динамических расчетов систем с одной степенью свободы,



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

несколькими степенями свободы, а также систем с бесконечным числом степеней при свободных и вынужденных колебаниях с применением численно-аналитического метода граничных элементов. Рассматриваются примеры динамического расчета систем с бесконечным числом степеней свободы с помощью авторских программ, разработанных в системе компьютерной математики MATLAB.

Изучение динамических расчетов систем при поперечных колебаниях является основой для расчета строительных конструкций на сейсмические воздействия. Следует также отметить, что основы динамических расчетов, закладываемые на уровне спецкурса по сопротивлению материалов, имеют свое продолжение при изучении на старших курсах таких дисциплин как «Строительная механика», «Железобетонные конструкции», «Основания и фундаменты» и др.





## ЕФЕКТИВНІСТЬ СПІВПРАЦІ З МІЖНАРОДНИМИ ГРОМАДСЬКИМИ ОБ'ЄДНАННЯМИ У ВИРІШЕННІ НАУКОВО-ТЕХНІЧНИХ ПРОБЛЕМ БУДІВЕЛЬНОЇ ГАЛУЗІ

**Кривошеєв П.І., к.т.н., проф., президент; Корнієнко М.В., к.т.н., проф., вчений секретар; Титаренко В.А., к.т.н., с.н.с., виконавчий директор; Козелецький П.М., інженер**  
*Українське товариство з механіки ґрунтів, геотехніки та фундаментобудування, м. Київ, Україна*

Особливістю будівництва є необхідність вирішення будівельних задач для різних галузей економіки. Виходячи з широкого спектру цих задач важливим має бути пошук ефективних рішень, заснованих на врахуванні світових теоретичних і практичних досягнень.

Отримання та використання світового науково-технічного досвіду, а також можливість оприлюднення аналогічних результатів вітчизняних вчених забезпечує співпрацю з міжнародними структурами - Міжнародним товариством механіки ґрунтів і геотехніки (ISSMGE), Міжнародною федерацією по залізобетону (fib), а також Міжнародною асоціацією по сейсмічним проблемам (IAEE). Обмін інформацією дозволяє зменшити затрати на проведення власних наукових розробок та досліджень для розвитку будівельної галузі,

Заінтересованість міжнародних структур може викликати досвід України щодо організації і проведення науково-дослідними організаціями робіт із науково-технічного супроводу об'єктів будівництва, що пов'язані з виконанням певного комплексу робіт на різних етапах життєвого циклу будівельних об'єктів, в тому числі будівель чи споруд, що є об'єктами культурної спадщини, потенційно небезпечних, унікальних, складних за конструктивними рішеннями та/або інженерно-геологічними умовами, в т. ч. на основі врахування взаємодії ґрунтових умов, фундаментів та конструкцій будівельних споруд, що особливо важливо для будівництва в сейсмічнонебезпечних умовах.

Отримання та використання світового науково-технічного досвіду, адаптація його до нормативної бази України важливо для вирішення комплексних проблем сейсмобезпеки будівель і споруд.

Одночасно доцільно посилити висвітлення на заходах міжнародних організацій, товариств, асоціацій тощо вітчизняного досвіду як з проблем сейсмічної безпеки об'єктів, так і нормування будівництва в складних інженерно-геологічних умовах, та науково-технічного супроводу відповідальних та унікальних об'єктів.



## О СИСТЕМНЫХ ИТ- И ВИМ-УТОЧНЕНИЯХ ДИНАМИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ, РАСЧЕТОВ И ИСПЫТАНИЙ ПРИ ЗАЩИТЕ И ДИАГНОСТИКЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Кулябко В.В., проф., д.т.н., ГВУЗ «ПГАСА», г. Днепр, Украина

На многих научных конференциях по сейсмостойкому строительству, проводимых в Украине в XXI веке, автор и его коллеги по межвузовскому коллективу «Резонанс» (этот молодёжно-студенческий коллектив существует в Днепре уже 40 лет на общественных началах) делали сообщения с «динамическими презентациями» и публиковали теоретические и практические материалы. Чаще всего эти материалы были **альтернативны** известным линейным подходам к динамике сооружений на базе МКЭ.

В данном сообщении намечается суть проблем и обсуждаются некоторые пути их решения по следующим пяти **направлениям**:

1) по уточнению расчетных статико-динамических моделей, позволяющих исследовать во **временнОй** области НДС зданий, мостов, башен, мачт, грунтовых массивов и других систем с десятками видов существенных физических, геометрических, генетических и конструкционных **нелинейностей**, параметры которых меняются и во времени, и в пространстве;

2) по составлению инженерных расчетных схем и моделей сооружений, **взаимодействующих**: с неоднородным инерционным нелинейным *основанием* (в т.ч. при односторонних связях), с *транспортными* средствами и *пешеходами*, с динамическими *машинами и оборудованием*, с ветровыми и иными *потоками* и **подвижными нагрузками**. Причём, в нелинейных системах принцип суперпозиции не работает, в РСУ нельзя отдельно задавать статические и динамические нагрузки, а только - одномоментно;

3) по результатам исследований *собственных, свободных и вынужденных* колебаний систем, подсистем и связей; эти работы важны для сложных и ответственных объектов, их целесообразно проводить как в **натурных** условиях, так и в **лабораторных** – на *физических* макетах, масштабных моделях, на *компьютерных* моделях, что позволяет взаимно тестировать достоверность исходных моделей и методов, уточняя инерционные, жесткостные и диссипативные *параметры* и получая данные для динамической *паспортизации*;

4) по **защите** сооружений от различных **динамических воздействий**: *природных* (землетрясения и цунами, ветровые ураганы, торнадо, морские волны, провалы и обвалы грунтовых пород и слоёв и



др.) и *антропогенных* (работа машин и техники на земле, под землёй и в воздухе; обрушения конструкций и горных выработок и т.п.). Сюда же отнесём поиск рациональных вариантов **демпфирующих устройств**: их вид, место и направления эффективной установки (с нелинейными расчетами, конструированием, *патентным поиском* и *оформлением* охранных документов);

5) по целенаправленному проведению динамического **мониторинга, испытаний, технической диагностики** с комплексным поиском возможных *повреждений* конструкций. Рекомендуются анализ *проектного, первичного* и *текущих* динамических **паспортов**. И сравнение результатов динамических испытаний с «Атласом объекта» - предварительно построенными *спектрами собственных частот и форм* модели при искусственно «навязываемых» ей характерных повреждений элементов.

В настоящей работе подводятся некоторые итоги и даются определённые системные предложения по дальнейшему развитию и совершенствованию отмеченных направлений на благо безопасного сейсмостойкого строительства и надёжной длительной эксплуатации зданий и сооружений «Нового времени». Можно надеяться на то, что эти направления получат развитие не только в **решениях** конференции, но и в **программах** Ассоциации украинского сейсмостойкого строительства, Одесской региональной комплексной лаборатории сейсмостойкости и надёжности зданий и сооружений (ГП НИЙСК и ОГАСА), министерств и местных органов власти.

В результате чего могут быть разработаны (возможно, **совместно с другими странами**) различные нормативные документы и инженерные **пособия**. Например, - по измерениям и обобщениям различных динамических нагрузок с выделением средств на **сеть** стационарных и передвижных **Лабораторий** Динамики Конструкций (ЛДК), **испытательных полигонов**. Опыт создания небольших ЛДК показывает также их исключительно важную **образовательную** роль для молодежи инженерно-конструкторского направления.

Для развития и успешной длительной эксплуатации объектов сейсмостойкого строительства, решения проблем нового высотного рельефа городов и решения иных задач инженерно-строительного прогресса **в каждом строительном вузе ЛДК необходимы уже сегодня как воздух!** Это касается и машиностроительных, транспортных и **инженерно-технических вузов**. В дальнейшем при ЛДК будут создаваться и аэродинамические трубы (для изучения сложных аэроупругих динамических явлений в случайном воздушном потоке с всплесками и одиночными порывами, и для создания норм).

Кроме того, важно, что развитие **ЛДК** - это способ и механизм ускоренного «подталкивания» не только строительного, но и **ИТ-**



**образования** к решению огромного перечня важнейших специфических строительных проблем. Это способ взаимной **комплексной проверки** и пояснения сложных результатов расчетов и экспериментов сначала на малых макетах, на сеймоплатформах и т.п., см. выше 5 направлений. Именно этому надо обучать уже сейчас будущих строителей (и переучивать инженеров на переподготовке)! Возле каждого **вибродинамического стенда** с объектом, демпфером, поглотителем, нелинейным динамическим гасителем колебаний должен стоять **компьютер** с установленной на нём такой же виртуальной задачей. Так параллельно решается и педагогическая проблема обучения двуединым задачам «вреда и пользы» динамики сооружений: «защита» объектов и «использование» динамических характеристик при диагностике.

Остро необходимы и **пособия** по проведению расчётов, **конструированию** разнообразнейших схем каркасов, нелинейных демпфирующих устройств, устанавливаемых для снижения колебаний проектируемых и эксплуатируемых зданий и сооружений. Наконец, сегодня стало возможным создание серий нормативов и программ (желательно с доведением их до приборной формы) по новым **IT-технологиям** для всех указанных пяти направлений.

По-видимому, к комплексу популярных сегодня **ВИМ-операций**, кроме его управляющих функций с переадресацией между составляющими ПО типа геолого-изыскательских, архитектурных, конструкторских, сметных и других, весьма своевременно следует добавить способы надёжной **сохранности** (без доступа к корректировке и изъятию предыдущих версий) всех документов основных ответственных объектов.

Например, это легко хранить при «облачных» отделах **мэрии** (лишь копии – у **собственника** и **проектировщика**). Должны фиксироваться все результаты обследований. Изменения условий, расчетных схем, динамических моделей, версия применённого ПК и результаты расчётов. Рабочий проект, данные о реконструкциях.

И вот здесь, в соответствии с п.5, добавляются результаты с **«Проектным сейсмодинамическим паспортом»**, а затем они дополняются **«первичным»** и всеми **«текущими»** паспортами после каждого события (пожаров, наводнений на стройке). Работы по первым **пилотным** сооружениям в двух-трёх городах (по 2-3 объекта) следует **обсудить** и создать **норматив** по обязательному применению ВИМ-технологий в сейсмостойком строительстве.



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

**Лапин В.А.**, к.т.н., директор Центра научных исследований  
строительной отрасли АО «КазНИИСА»; **Ержанов С.Е.**, к.т.н.,  
советник генерального директора по науке, АО «КазНИИСА»;  
**Даугавет В.П.**, зав. сектора, АО «КазНИИСА»

По-прежнему остаются актуальными вопросы применения, расчета и проектирования зданий с различными системами сейсмоизолирующих конструкций. С введением в Республике Казахстан в 2015 году новой нормативной базы в строительстве на основе Еврокодов применение сейсмоизоляции получает для своего развития полноценный нормативно-технический документ.

Отдельная глава Еврокода 8 предназначена для проектирования зданий, использующих сейсмоизолирующие фундаменты различных типов. Это глава 10 «Изоляция оснований», охватывающая проектирование сейсмоизолированных конструкций, в которых система сейсмоизоляции предназначена для снижения сейсмической реакции здания, противостоящего горизонтальным сейсмическим нагрузкам.

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

АО «КазНИИСА» располагает сетью инженерно-сейсмометрических 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 оценки эффективности систем сейсмоизоляции различных типов выполняются на постоянно действующем специальном полигоне. В 1989 году на трех построенных домах с одинаковой надфундаментной частью



(9-тизэтажные крупнопанельные дома серии 158), но различными фундаментами (обычными ленточными с системой перекрестных лент, сейсмоизолирующими кинематическими и опорами с прокладками из фторопласта) были установлены станции инженерно-сейсмометрической службы.

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, связана с именами Жунусова Т.Ж., Шахновича Ю.Г., Горовица И.Г. Эта система первоначально предложена для железобетонных каркасных зданий. Она выполняется с наклонными плоскостями контактирующих поверхностей с использованием пленки из фторопласта – 4.

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 с сейсмичностью 9 баллов. Грунтовые условия на площадке строительства – валуногалечники 2-й категории по сейсмическим свойствам. Уровень грунтовых вод 20 м.

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

Записи ускорений выполняются аналоговыми приборами - однокомпонентными сейсмоприемниками, смещений – вольтметрами больших перемещений. Инструментальные данные записываются на фотобумагу. Оцифровка инструментальных записей выполняется вручную.

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  $MPV=5,2$ , глубина 5 км. Подземные толчки ощущались в г. Алматы 4-5 баллов по шкале MSK-64.

На сейсмостанциях № 20, 21, 22, расположенных на 9-тизэтажных 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. Ранее 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%.

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

Ниже анализ сейсмоизолирующих свойств выполнен по величинам спектральных ускорений.

#### ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОЛУЧЕНЫ 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.

4. Эффект снижения сейсмических сил в сейсмоизолированных зданиях имеет место – выводы работы подтверждаются.

5. По величинам спектральных ускорений эффект сейсмоизоляции более значительный, чем по значениям спектральных кривых  $\beta$ . Применение сейсмоизоляции способствует повышению безопасности сейсмоизолируемых зданий.

6. 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.



## ОБГРУНТУВАННЯ ВПЛИВУ МЕТРОПОЛІТЕНУ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ

**Максименко В.П.**, канд. техн. наук, Науково-дослідний інститут  
будівельного виробництва, м. Київ, Україна

**Башинський Я.В.**, Національний авіаційний університет,  
м. Київ, Україна

Транспортні динамічні навантаження безумовно впливають на конструкції будівель, що знаходяться поблизу крупних магістралей з майже безперервним транспортним потоком. При цьому провідна роль належить рейковому (наземному і підземному) транспорту - залізничним складам, трамваю і метрополітену, що обумовлене, в першу чергу, істотно меншим демпфуванням коливань при передачі їх ґрунту від сталевого колеса.

Метрополітен, як і всякий рейковий транспорт, є джерелом підвищеного рівня вібрації і шуму. Нові лінії метро часто будуються в міській забудові, що склалася, що викликає зростання вібрації в прилеглих до трас або розташованих над ними будівлях. І також нові будівлі будуються в місцях прокладання метрополітену.

Проблема захисту будівель від вібрації, що виникають при русі поїздів метрополітену, придбала особливу актуальність останніми роками, коли при будівництві нових ліній метрополітену почали прокладати, як правило, тунелі мілкового закладання. Цей спосіб прокладки тунелів має техніко-економічні переваги в порівнянні з прокладкою тунелів глибокого заставляння і в даний час є основним. У багатьох випадках вібрація усередині будівель значно перевищує допустимі норми з точки зору фізіологічної дії на людей і нормальної роботи високоточного устаткування.

У доповіді представлений приклад чисельного моделювання вібраційного впливу метрополітену на конструкції будівлі, що знаходиться поблизу метрополітену. Проведено дослідження впливу метрополітену мілкового закладання на несні конструкції будівлі. Аналіз результатів чисельного експерименту показав, що проблема безпеки будівель, що зводяться в зоні впливу метрополітену, або ж прокладення метрополітену в зоні ущільненої забудови, де знаходяться будівлі, що експлуатуються, є одним з першочергових завдань, яке необхідно вирішити перш, ніж починати будівництво. Потрібно точне моделювання об'єкту будівництва, дослідження накопичення ушкоджень при циклічних постійно діючих вібраційних навантаженнях, дослідження вірогідності структурного руйнування,





ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

дослідження здатності пошкоджених конструктивних елементів сприймати зовнішнє навантаження.

Транспортні динамічні навантаження викликають вищі форми власних горизонтальних коливань будівлі і, як наслідок, вертикальні коливання(коливання з площини) перекриттів саме верхніх поверхів. Цю особливість динамічних відгуків елементів конструкції будівель підвищеної поверховості необхідно враховувати до початку будівництва об'єкту і при проведенні контрольних вимірів динамічних характеристик вже зведеної будівлі. У зв'язку з цим виникає необхідність створення методики розрахунку висотних будівель, що дозволяє враховувати вібраційні дії більш ефективно.

Зазначені обставини визначили основні напрямки дослідження:

1. Аналіз будівель на дію зовнішнього вібраційного впливу, викликаного рухомим складом метрополітену, з використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР на основі МСЕ, для оцінки та інженерного прогнозу поведінки конструкцій.

2. Попередня оцінка і аналіз динамічних явищ в будівлях підвищеної поверховості на стадії проектування, будівництва і експлуатації з метою запобігання негативних ефектів впливу на елементи конструкції і людей вібрацій, викликаних рухом поїзда метрополітену.

3. Розробка методики оцінки впливу метрополітену для забезпечення конструкційної безпеки будівель.



## ОЦІНКА СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ З НЕСУЧИМИ СТІНАМИ НА СЕЙСМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ В М.ОДЕСА

**Максименко В.П.**, *к.т.н, зав. лабораторією*, **Бут М.О.**, *с.н.с,  
НДІ будівельного виробництва; м. Київ, Україна;*  
**Іванова О.М.**, *інж., КП "БУДОВА", м. Одеса, Україна*

Оскільки спектральний метод не дає повної картини можливих максимальних впливів на будівлю, нова редакції ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» вимагає оцінки максимальних зусиль, перекосів та деформацій з врахуванням непружного спектру реакцій на систему.

Проектування житлового будинку з несучими стінами висотністю більше 73.5 м (+86.55 м - відмітка плити покриття останнього технічного поверху), 26 наземних поверхів) в регіонах з підвищеною сейсмічністю у відповідності з вимогами ДБН В.1.1-12 «Будівництво у сейсмічних районах України» потребує наукового супроводу. Науково-дослідним інститутом будівельного виробництва виконані перевірочні розрахунки конструктивної схеми запроєктованого КП «БУДОВА» житлового комплексу класу відповідальності СС3 по вул. Новоберегова, 12а в м. Одеса на етапі проектування. Розглянемо деякі результати проведених перевірочних розрахунків.

Конструктивна схема будинку з несучими стінами товщиною 30 см, 25 см виконаними в тунельній опалубці представлена на рис. 1. Будівля на фундаментній плиті товщиною 1.8 м на вдавлених палях з розрахунковою несучою спроможністю 120 тс, плити перекриття товщиною 20 см, висота типового поверху 3.19 м, ( $H_{max}=86,55 \text{ м} + 3,85 \text{ м} + 4,95 \text{ м} = 95,35 \text{ м}$ ).

Просторова розрахункова схема будинку виконана в ПС «Компоновка» з експортом схеми МСЕ в ПК «ЛІРА САПР». В таблиці приведені максимальні деформації будинку при ПЗ, МРЗ, розрахунковій сейсмічності в 7-балів, ґрунтах II категорії:  $X=5.6 \text{ мм}$ ,  $Y=270 \text{ мм}$  при періодах по 3-х основних формах коливань: 4.9 с, 2.57 с, 1.81 с, перекіс будівлі становить 1/410 для будівлі з несучими стінами.

Розрахунок будівлі на максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ) по трьохкомпонентних синтезованих акселерограмах: VB7mod29 виконано по ПК «ЛІРА САПР 2017». Визначений коефіцієнт податливості системи  $\mu=3.2$  у відповідності додатком Г ДБН В.1.2-12:2014.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

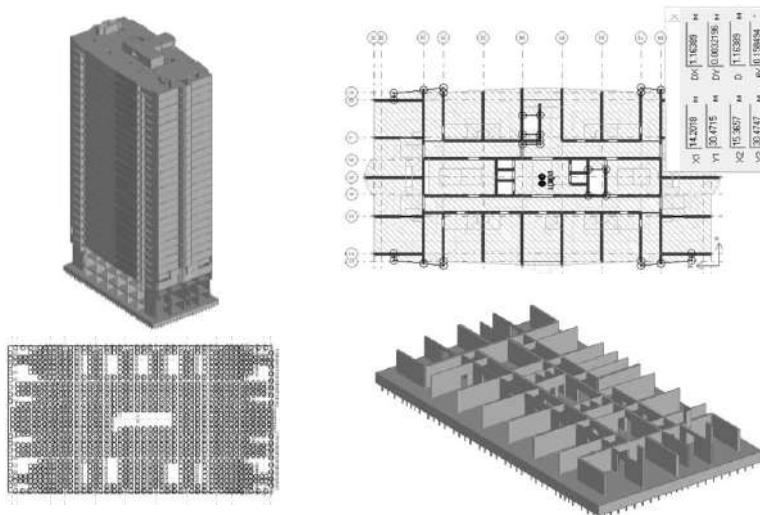


Рис. 1. 3-Д схема будинку, типового поверху в ПС «Компюновка САПР»

При розрахунку врахована податливість пального поля по X, Y, Z та нерівномірна жорсткість ґрунтової основи під фундаментною плитою. Максимальні деформації будівлі: X=0.0145 м, Y=0.299 м, V<sub>max</sub>=0.327 м. Реакції в палях та перекуси будівлі приведені в таблиці.

Варіант розрахунку	Максим. переміщ. (мм) $V_{max} = \sqrt{x^2 + y^2}$	Реакції в палях $R_z \min, max$ $R_x, R_y$ [тс]	Макс. перекус
Пружний, спектральний метод, $K_{нел}=0.3$	277	$R_z$ : -77.4, -29.3	0.00181 1\410
Конструктивна нелінійність, спектральним методом, $K_{нел}=0.3$	298	$R_z$ : -108, -39.9	0.00282 1\354
Акселерограма, коефіцієнту податливості $\mu=1.5$	323.4	$R_z$ : -118, -0.494 $R_x=5.8$ ; $R_y=0.43$	0.00387 1\319
Пружний, спектральний метод ДБН В.2.2.24	371.1	$R_z$ : -172, +27.3 $R_x=8.9$ ; $R_y=0.48$	0.00327 1\306
Фізично нелінійний розрахунок $\mu=3.2$	888.4	$R_z$ : -82.8, +8.82 $R_x=2.9$ ; $R_y=0.28$	0.00529 1\128

Нелінійні деформації будівлі для визначення коефіцієнту податливості  $\mu$  у відповідності з додатком Д ДБН.В.1.1-12 отримані при фізично-нелінійному розрахунку на максимальні сейсмічні реакції

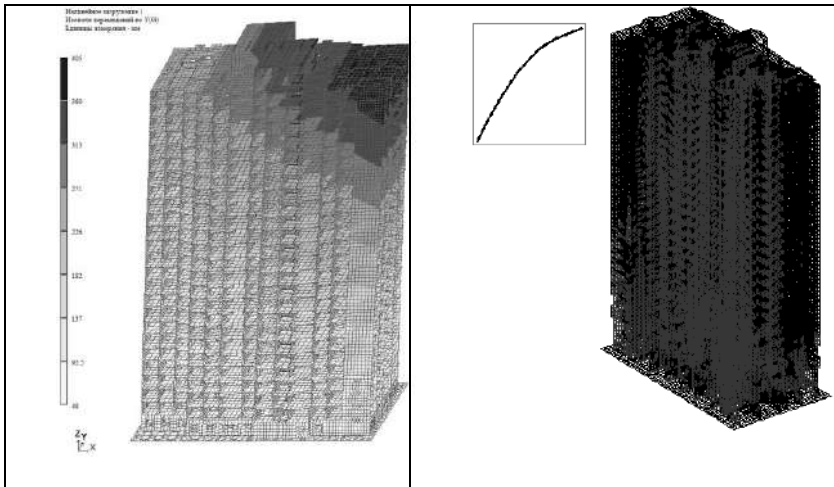


ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

на систему від першої максимальної форми коливань. Максимальні непружні деформації будівлі становлять (21-й закон для бетону, 11-для арматури):  $X=0.0348$  м,  $Y=0.405$  м,  $V_{\max}=0.44714$  м, перекіс= $0.00519$  або  $1\backslash 188$ , що менше допустимого  $0.025$ , таким чином загальна деформативність будівлі з несучими стінами на граничні сейсмічні навантаження забезпечується.

Граничні стискаючі зусилля в палях з врахуванням податливості по  $X, Y, Z$  не перевищують допустиму розрахункову несучу спроможність при МРЗ. Але в оголовках крайніх паль виникають здвигові та розтягуючі зусилля, тому виконується їх перевірка на сприйняття горизонтальних та вертикальних навантажень по ЕСПРИ-2016 ПС «Расчет сваи на совместное действие нагрузок» з врахуванням пластичної роботи ґрунтової основи.

Виконана додаткова перевірка несучої спроможності діафрагм з врахуванням нелінійної циклічної роботи стін при проектному землетрусі по ЕСПРИ-2016 ПС «ДІАФРАГМА» при  $K_{\text{шва}} \text{ бетонування} = 0.5$ , та при підвищенні класу бетону підвального поверху з проектного  $C20\backslash 25$  до  $C25\backslash 30$  та спеціальній підготовці шва бетонування  $K_{\text{шва}} \text{ бетонування} = 0.7$ , та виконанні конструктивних та технічних міроприємств (спеціальна обробка шва бетонування, тощо).



Деформації будівлі по  $Y$  та картина розвитку тріщин при фізично нелінійному розрахунку на МРЗ

Для даної будівлі класу ССЗ також виконувалась додаткова перевірка на прогресуюче обвалення плити паркінгу та частини стін на площі до  $80 \text{ м}^2$ .



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

## ВИСНОВКИ

Приведені варіантні розрахунки будинку з врахуванням нелінійної роботи конструкцій в ПК «ЛИРА САПР-2017», «Мономах САПР» та ЕСПРИ-2016, дозволяють виконувати оцінку несучої спроможності будівель з врахуванням вимог ДБН В.1.1-12:2014 як на проектний так і на МРЗ.



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

**Мар'єнков М.Г.**, *д.т.н., с.н.с., завідувач відділу*, **Бабік К.М.**, *к.т.н., завідувач лабораторії*, **Глуховський В.П.**, *к.т.н., завідувач лабораторії*, **Богдан Д.В.**, *к.т.н., с.н.с.*, **Недзведська О.Г.**, *с.н.с.*,  
**Самойленко С.М.**, *інженер I категорії*  
*ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна*

Значна частина території України має складні інженерно-геологічні умови, включаючи сейсмонезбезпечні зони з інтенсивністю поштовхів від 6 до 9 балів за шкалою сейсмічної інтенсивності згідно з ДСТУ Б В.1.1-28:2010 "Шкала сейсмічної інтенсивності". 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 "Будівництво у сейсмічних районах України".

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 майданчика прийнята за картою «С» ДБН В.1.1-12:2014, та складає 8 балів.

У відповідності до класифікації ґрунтів, за результатами інженерно-геологічних вишукувань та з урахуванням вимог ДБН В.1.1-12:2014, ґрунти будівельного майданчика належать до другої категорії за сейсмічними властивостями.

Згідно з вимогами ДБН В.1.1-12:2014 поверховість будівель із безригельним каркасом обмежена 12 поверхами, тому було виконано дослідження як на стадії проектування, так і при зведенні будівлі.

**Дослідження проведено згідно з розробленою Програмою науково-технічного супроводу та чинними в Україні державними будівельними нормами.**

У ході досліджень на стадії будівництва було здійснено:

- визначення однорідності та міцності бетону ультразвуковим методом;
- визначення параметрів армування верхньої зони плит перекриття магнітним методом;



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

- запис віброприскорень в рівні перекриття поверхів будівлі та визначення переважаючих частот горизонтальних коливань будівлі (таблиця 1);

- розробку та чисельні дослідження просторової скінченно-елементної моделі 23-поверхової будівлі з палевим фундаментом на ґрунтовій основі.

Таблиця 1. - Порівняння розрахункових та експериментальних значень періодів та частот горизонтальних коливань будівлі

Кількість поверхів	Період, T(с) (розрахунок)	Частота, f (Гц)	
		Розрахунок	Експеримент
24	2,0	0,5	0,65
22	1,83	0,55	-
20	1,74	0,58	0,68
19	1,64	0,61	-
18	1,54	0,65	0,87
17	1,44	0,69	-
16	1,35	0,74	0,91
15	1,25	0,80	1,13
14	1,17	0,86	-

За результатами досліджень було:

- виконано оцінку проектних рішень на предмет можливості їх реалізації в сейсмічній зоні з розрахунковою інтенсивністю 8 балів;

- виконано коригування та повторний розрахунок отриманої просторової моделі 23-поверхової будівлі з урахуванням фактичної міцності бетону та параметрів армування конструкцій, спираючись на результати вимірювань;

- визначено фактичну довжину залізобетонних паль діаметром 1200 мм та якість їх бетонування;

- визначено переважаючі частоти горизонтальних коливань будівлі після зведення 15, 16, 18, 20 та 23 поверхів;

- розроблено та затверджено Програму науково-технічного супроводу експериментального будівництва на стадії завершення будівництва будівлі;

- дано рекомендації щодо моніторингу та експлуатації будівлі в подальші роки;

Результати проведених натурних та чисельних досліджень дозволили обґрунтувати сейсмостійкість висотної будівлі.



## НЕЛИНЕЙНАЯ РАБОТА КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ ПРИ АФТЕРШОКАХ НА ЛЁССОВОМ ПРОСАДОЧНОМ ОСНОВАНИИ, УПЛОТНЁННОМ ГИДРОВЗРЫВОМ

**Марьенков Н.Г.**, *д.т.н., зав., с.н.с., отделом*, **Болотов Ю.К.**,  
*к.т.н., с.н.с., ведущ. научн. сотрудник*, **Шокарев В.С.**, *к.т.н., с.н.с.,*  
*директор Запорожского отделения*, **Тарасюк В.Г.**, *к.т.н., с.н.с.,*  
*зам. директора по научной и нормативно-методической работе*,  
**Шокарев А.С.**, *зав. лаб. Запорожского отделения*,  
**Недзведская О.Г.**, *с.н.с.,*  
*ГП «Государственный научно-исследовательский институт*  
*строительных конструкций», г. Киев, Украина*

Доклад посвящен вопросу проектирования 10-этажного крупнопанельного здания на уплотнённых гидровзрывом лёссовых просадочных грунтах для условий г. Запорожья с учётом сейсмического воздействия интенсивностью 6 баллов, в соответствии с требованиями ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України».

Мощность уплотнённой просадочной толщи  $H_{z1}$  составляет 30 м. Остаточная величина просадки от собственного веса грунта  $S_{st}=0.1$  м.

Здание проектируется на фундаментах мелкого заложения. Основанием служит суглинок лёссовый жёлто-бурый, полутвёрдый при водонасыщении с характеристиками:  $E=20.4$  МПа,  $\rho=1.7$  т/м<sup>3</sup>,  $e=0.55$ ,  $I_L=-0.09$ .

В работе рассмотрены три динамические линейные расчётные модели, подготовленные в соответствии с п. 5.17 и п. 7.18 ДБН В.1.1-45:2017 «Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах»:

- модель с проектным модулем деформации сжатого бетона класса C20/25  $E_b = 3.06 \cdot 10^4$  МПа в несущих конструкциях без учёта наличия трещин при сейсмическом воздействии;

- модель с модулем деформации сжатого бетона класса C20/25  $E_{bt} = 2.6 \cdot 10^4$  МПа в несущих конструкциях без учёта наличия трещин при кратковременном действии сейсмического воздействия;

- модель с модулем деформации сжатого бетона класса C20/25  $E_{b,red} = 1.26 \cdot 10^4$  МПа в несущих конструкциях с учётом наличия трещин при кратковременном действии сейсмического воздействия.

Расчёты на аварийное сочетание нагрузок с учётом сейсмических воздействий выполнены с использованием спектрального метода и нелинейного статического расчёта в соответствии с ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України».





В моделях задавались трещины в панелях с раскрытием 0.2 мм, а также вынужденные вертикальные перемещения фундаментов от осадки с  $S_{cp} = 0.04$  м и кривая просадки поверхности грунта с максимальной величиной просадки в зоне расположения источника замачивания  $S_{sl} = 0.1$  м, которая описывается зависимостью

$$S_{sl,g}(x) = 0.5S_{sl} \left(1 + \cos \frac{\pi x}{r}\right).$$

Распределение кривизны просадки в горизонтальном направлении при угле замачивания лёссовых грунтов  $\beta = 35^\circ$  описывается зависимостью

$$r = H_{sl} (0.5 + m_{\beta} \operatorname{tg} \beta) .$$

Геотехнические и сейсмические воздействия учитывали с учётом их возможных сочетаний. Рассмотрены некоторые характеристики грунтов до и после уплотнения грунтов гидровзрывом.

Жесткостные характеристики грунтового основания моделировали при помощи одноузловых конечных элементов упругих связей (КЭ-56).

Основную упругую характеристику грунтового основания, коэффициент упругого равномерного сжатия  $C_z$ , ( $\text{кН/м}^3$ ) и коэффициент упругого равномерного сдвига  $C_x$ , ( $\text{кН/м}^3$ ), определяли в соответствии с методикой изложенной в ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016 «Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих грунтах». По значениям  $C_z$  и  $C_x$  определялись коэффициенты постели грунтового основания  $K_z$ ,  $K_x$  и  $K_y$  в каждом одноузловом конечном элементе КЭ-56.

Выполнены также численные исследования нелинейной расчётной модели здания с учётом истории нагружения, включающей поэтапное приложение вертикальных статических нагрузок, просадки основания и сейсмическое воздействие при афтершоках интенсивностью 6 баллов.

Результаты исследований показали:

- учёт деформированной схемы здания с трещинами и кратковременность сейсмического воздействия снижает частоту колебаний здания по первым трём формам в 1.55 раза;
- применение нелинейной расчётной модели уменьшает величину реактивного отпора на контакте фундамента с основанием в 1.4 раза.



**НАТУРНОЕ ИСПЫТАНИЕ МОНОЛИТНОЙ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ НАГРУЖЕНИЕМ КАРКАСНО-  
КАМЕННОГО ЗДАНИЯ РАСПОЛОЖЕННОГО В  
СЕЙСМИЧЕСКИ ОПАСНОМ РАЙОНЕ (г. ОДЕССА)**

**Марьенков Н.Г.**, *с.н.с., д.т.н. ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина*

**Шеховцов И.В.**, *доц., к.т.н.*, **Петраш С.В.**, *доц., к.т.н.*,  
**Бондаренко А.В.**, *доц., к.т.н.*, **Шеховцов В.И.**, *доц., к.т.н.*,  
*Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина*

Натурное испытание монолитной железобетонной плиты нагружением проводилось в здании, расположенном в сейсмически опасном районе (г. Одесса). Здание сдано в эксплуатацию. При его проектировании и строительстве было выполнено научно-техническое сопровождение, проводимое сотрудниками ГП НИИСК (г. Киев) при участии специалистов ОГАСА. Целью научно-технического сопровождения было обоснование сейсмостойкости здания на основании работ по сейсмическому микрорайонированию, инструментальных исследований и численных расчетов. При проведении расчетов была создана и проанализирована численная модель здания, выполненная в программном комплексе «ЛИРА-САПР».

В конструктивном плане 3-х секционное 12-ти этажное жилое здание было запроектировано и выполнено по каркасно-каменной конструктивной схеме. Несущие стены выполнены из красного керамического эффективного кирпича толщиной 510 мм (наружные) и 380 мм (внутренние). Железобетонные сердечники здания расположены на пересечении несущих стен и в середине пролета. Перекрытия и покрытие здания выполнены из монолитного железобетона толщиной 220 мм, армированные арматурой А400С различных диаметров.

В процессе эксплуатации возникла необходимость устройства малогабаритного стационарного бассейна на плите покрытия 12-го этажа одной из секций (что было выполнено на основании разработанных специализированной организацией проектных решений). Монолитный железобетонный бассейн имеет внутренние габариты чаши 3.3 × 2.55 м. Глубина бассейна - 1.05 м. Стенки бассейна согласно проектным решениям имеют толщину 200 мм и 300



мм. Днищем бассейна является монолитная железобетонная плита покрытия.

Объектом испытания являлась монолитная железобетонная плита покрытия (ее фрагмент в зоне установки бассейна). Было проведено ее исследование ее работы путем натурального нагружения для проверки показателей жесткости и сравнение расчетных динамических характеристик здания при устройстве бассейна на покрытии. Для проверки показателей жесткостных параметров (прогибов) монолитной железобетонной плиты была разработана методика проведения ее испытания нагружением и проведено непосредственно испытание.

В результате было получено:

- при максимальном значении нагрузки максимальный прогиб составил 0.13 мм;
- при длительном нагружении покрытия максимальной нагрузкой и выдержке в течении 24 часов следов утечки воды из бассейна не зафиксировано.
- появление трещин и их раскрытие при максимальной нагрузке не зафиксировано.

#### **Поверочные расчеты.**

При проведении численных расчетов в ранее созданную модель здания, используемую при его научном сопровождении, были внесены изменения, которые позволили оценить влияние на динамические характеристики здания дополнительной нагрузки - устраиваемого бассейна на монолитной железобетонной плите каркасно-каменного здания.

По результатам поверочных расчетов численных моделей здания без бассейна и с учетом его устройства и сравнения основных динамических характеристик было установлено, что наличие бассейна практически не оказывает влияния на изменение их численных значений (разница значений менее 1 %).



## КОМПЛЕКСНЫЕ НАТУРНЫЕ ДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ КАРКАСНОГО МНОГОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА С ПОЭТАЖНОЙ КЛАДКОЙ СТЕН И ПЕРЕГОРОДОК

**Михайлов А.А., к.т.н., доцент, Алайбова Н.А.,**  
*Одесская государственная академия строительства и  
архитектуры, г. Одесса, Украина*

Многочисленные исследования динамических характеристик каркасных зданий, проводимых с использованием вибрационных машин, а также возбуждением собственных колебаний ударными способами, мгновенным сбросом нагрузок, микросейсмическими, ветровыми и прочими воздействиями выявили отличие расчетных показателей периодов колебаний от полученных данных при испытаниях на 30-50 и более.

Разбежность данных, полученных в результате расчетно-экспериментальных исследований, привели многих исследователей к мнению, что уменьшение периодов колебаний зданий вызвано не учетом в расчетных моделях упругих характеристик стенового заполнения каркасов и возможно другими неучтенными факторами.

Были проведены экспериментальные исследования динамических характеристик зданий г. Одессы в три этапа.

Исследование показало, что «не учитываемые» жесткостные параметры стенового ограждения влияют на динамические характеристики здания, увеличивая его жесткость. Что приводит к уменьшению периодов собственных колебаний и, как следствие. Повышению коэффициентов динамичности  $\beta$  по сравнению с традиционным расчетом, рекомендуемым действующими нормами строительства в сейсмических районах Украины.



## **К ВОПРОСУ ПАСПОРТИЗАЦИИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

**Михайлов А.А., к.т.н., доцент, Алайбова Н.А.,**  
*Одесская государственная академия строительства и  
архитектуры, г. Одесса, Украина*

В южной и западной частях Украины, подверженных сейсмическим воздействиям, ведется интенсивное строительство каркасных зданий повышенной этажности.

Действующие в Украине нормативные источники предписывают для подобных зданий оформление динамических паспортов, а также. В особых случаях, установку оборудования в зданиях – станций наблюдения с сейсморегистрирующей аппаратурой.

Реализация таких планов позволила бы научным работникам и проектировщикам получать достоверную информацию об откликах зданий на сейсмические воздействия различной интенсивности.

Установка в зданиях сейсмометрической аппаратуры постоянного базирования не нашла отклика в строительных компаниях по различным финансовым и техническим причинам.

Альтернативой предлагаемому действующим в Украине строительным нормам способу регистрации амплитудно-частотным характеристикам каркасных зданий повышенной этажности является паспортизация жилых зданий и сооружений с динамическими характеристиками как эксплуатируемых, так и вводимых в эксплуатацию, широко применяемая в зарубежной практике.

Суть данного способа заключается в проведении аккредитованными организациями, имеющими соответствующих специалистов и мобильную сейсморегистрирующую аппаратуру, выполнить работы по паспортизации с определением всех необходимых динамических характеристик зданий, предусмотренных соответствующими нормами.



## СТРОИТЕЛЬСТВО ЦЕМЕНТНО-БЕТОННЫХ АВТОДОРОГ В ОДЕССКОМ РЕГИОНЕ

**Мишутин А.В.**, *д.т.н., проф., Одесская государственная академия строительства и архитектуры*, **Смолянец В.В.**, *к.т.н., зам. начальника службы автодорог Одесской области*, **Егиазарян А.В.**, *директор Одесского Облавтодора г. Одесса, Украина*

Одесский регион характеризуется большими колебаниями температур \зимой до -25 оС. летом до +50 оС\, просадочностью грунтов II типа, подтоплением, а территория от Одессы до Измаила относится к сейсмической \ до 8-9 баллов\.

К основаниям автомобильных дорог, водопропускных сооружений, опорам мостов и путепроводов, а также покрытиям автомобильных дорог предъявляются высокие требования.

Применение геотекстиля предотвращает смешивание различных фракций грунтов в насыпях, повышает механические свойства слоев грунтов, предотвращает вымывание частиц грунта при фильтрации.

Использование георешеток позволяет уменьшить деформации земляного полотна автодороги при увеличении нагрузки, т.е. увеличит ее эксплуатационные возможности.

Все это позволяет нам перейти к жесткой дорожной одежде - т.е. применению цементно-бетонных покрытий, которых в Украине на данный момент всего 2 %, а в зарубежных странах до 50%.

Цементно-бетонное покрытие можно устраивать как на новых автодорогах, так и при реконструкции асфальтобетонных дорог. Здесь применяются и монолитный цемент-бетон, и сборные железобетонные плиты. Долговечность - один из основных критериев использования цементобетона.

Содружество Одесской государственной академии строительства и архитектуры, Службы автомобильных дорог Одесской области и Одесского облавтодора позволяет;

- создавать рабочие и научные кадры для производства.
- разрабатывать проекты и проводить научные исследования, а также совершенствовать технологию производства работ, разрабатывать технологические Регламенты.
- внедрять в производство инновационные технологии, от регенерации асфальтобетонных слоев дорожной одежды до применения модифицированных фиброцементобетонов.



**УЧАСТИЕ УКРАИНСКОЙ ДЕЛЕГАЦИИ АУСС  
В 16 ЕВРОПЕЙСКОЙ КОНФЕРЕНЦИИ  
ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ**

**Немчинов Ю.И.**, президент Ассоциации Украинского Сейсмостойкого строительства (АУСС), д-р техн. наук, проф.,  
ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина,

**Егупов К.В.**, вице президент АУСС, д-р технических наук, проф.,  
директор, НИИ фундаментальных и прикладных исследований  
Одесского национального морского университета, г. Одесса, Украина

**Кендзера А.В.**, вице-президент АУСС, член-корреспондент НАН  
Украины, канд. физ.-мат. наук, Институт геофизики им. С.И.  
Субботина НАН Украины, г. Киев, Украина,

**Егупов В.К.** национальный делегат от АУСС, инженер,  
Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины,  
г. Одесса, Украина

16-я Европейская конференция по сейсмостойкому строительству (16ЕСЕЕ) была поведена в г. Салоники, Греция, с 18 по 21 июня 2018 года.

Председатель 16-й ЕСЕЕ К. Питилакис заявил, что конференция была успешной. Было представлено более 1300 докладов (около 900 устных и порядка 400 постерных), окончательное количество зарегистрированных участников превысило 1500 человек, то есть вышло за рамки ожиданий организаторов.

От Украины было представлено два доклада:

Mo.OS09: Seismic Design and Analysis of Reinforced Concrete Buildings Session Chairs: Tatjana Isakovic, Panagiotis Kotronis, Kosmas Dragos

ID: 10441 Use Of Seismological Information For The Design Of Multistory Buildings; Slava Iegupov, Alexander Kendzera, Yuliia Semenova, Yurii Lisovyi, Konstantin Iegupov

Th.PS01: Eurocode 8 and Seismic Design Codes

ID: 10900 State Norms of Ukraine DBN V.1.1-12:2014 "Construction in Seismic Regions of Ukraine" and Recommendations of European Standard Eurocode 8; Iurii Nemchynov, Aleksandr Kendzera

16-я Генеральная ассамблея Европейской ассоциации по сейсмоустойчивости состоялась во 2-м здании Концертного зала в



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

Салониках, Греція, во вторник, 19 июня 2018 года, по случаю 16-й Европейской конференции по сейсмостойкой технике.

Атилла Ансал, Андреас Каппос и Гекче Тёнук были избраны соответственно Председателем, заместителем Председателя и Секретарем Генеральной Ассамблеи.

Генеральная Ассамблея началась с приветственных замечаний президента Атиллы Ансала.

Президент Атилла Ансал поблагодарила всех делегатов и отдельных членов за их участие в Генеральной Ассамблее и членов Исполнительного комитета, особенно Генерального секретаря, за их поддержку в его четырехлетний период президентства. Он также поздравил председателей, организационного комитета с успешной организацией конференции. Президент кратко обобщил деятельность, связанную с заседаниями Исполнительного комитета, публикацию Бюллетеня по сейсмоустойчивости и серию книг. Он подчеркнул важность региональных семинаров и совместных конференций.

В соответствии с традицией ЕАЕЕ Кириацис Питилакис из страны, организующей конференцию, была выдвинута на пост президента, исполняющий обязанности президента Атилла Ансал был номинирован на первое вице-президентство, а председатель страны выбрал для проведения следующей конференции в 2022 году будет назначен вице-президентом. Поскольку страна будет выбрана только после того, как второе голосование состоится на Мальте в сентябре на 36-й Ассамблее Генеральной Ассамблеи, эта должность останется до тех пор вакантной. Исполняющий обязанности Генерального секретаря Андреас Каппос был вновь предложен в качестве ЕАЕЕ SG. Открытое голосование проводилось путем поднятия рук для каждой должности после каждой номинации. Все кандидатуры были избраны на предлагаемые должности на 2018-2022 годы единогласным голосованием присутствующих делегатов и членов без каких-либо воздержавшихся.

Было проведено тайное голосование. Ален Пеккер получил 115 голосов, Риту Бенито 112, Кристоф Бутенвег 102, Мауро Дольче 101, Катрин Бейер 86; эти пять были избраны в качестве новых членов Исполнительного комитета. Зигмунт Лубковский с 52 голосами, Гоксей Тонук с 41 и Марк Клячко с 28 были избраны в качестве трех членов Исполнительного комитета резерва в соответствии с Уставом ЕАЕА.





## **ВЫБОР ПАРАМЕТРОВ, РАСЧЕТ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭЛАСТОМЕРНЫХ БЛОКОВ ДЛЯ ВИБРОСЕЙСМОЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

**Немчинов Ю.И.**, д.т.н., проф., первый зам. директора ГП НИИСК по научной работе; **Марьенков Н.Г.** д.т.н., зав. отделом ГП НИИСК; **Жарко Л.А.**, к.т.н., зав. отделом ГП НИИСК; **Бабик К.Н.**, к.т.н., зав. лабораторией ГП НИИСК; **Булат А.Ф.**, д.т.н., проф., академик НАНУ, директор ИГТМ НАНУ; **Кобец А.С.**, д.т.н., проф., ректор ДГАЭУ; **Дырда В.И.**, д.т.н., проф., зав. отделом ИГТМ НАНУ; **Лисица Н.И.**, к.т.н., ИГТМ НАНУ; **Немченко В.В.**, инженер, директор ООО «Монодит»

Анализ мировой практики виброрейсмозащиты зданий и сооружений показывает, что системы с использованием эластомерных блоков являются наиболее перспективными с точки зрения стоимости и эффективности. Указанные системы позволяют защитить здания и сооружения при сейсмических воздействиях не только в вертикальной и горизонтальной плоскостях, но и от кручения. Рассматриваются основные проблемы системы виброрейсмозащиты зданий и сооружений с помощью слоистых эластомерных блоков, которые характеризуются высокой вертикальной жёсткостью, низкой жёсткостью на сдвиг, высокой диссипацией энергии и способностью к центрированию вертикальной нагрузки; обладают высокой надёжностью и отсутствием риска внезапного отказа.

Система виброрейсмозащиты предназначена для снижения сейсмической реакции зданий и защиты их от землетрясений. Она может также применяться при защите строительных объектов от промышленных вибраций и ударных волн, таких, как волны от взрывов на карьерах, от вибраций и шума метрополитена, автомобильного, железнодорожного транспорта. Применение виброрейсмозащиты регламентировано европейскими и национальными нормативными документами: ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 Еврокод 8 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические действия, правила касательно сооружений» (EN 1998-1:2004, IDT), и ДБН В.1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины».

Для практического применения систем виброрейсмозащиты зданий Институтом геотехнической механики им. Н.С. Полякова НАН Украины и ГП НИИСК были выполнены экспериментальные исследования для обоснования параметров эластомерных блоков, запатентованы их конструкции, разработана конструкторская



документація і виготовлені експериментальні образці трьох типів діаметром 400 мм і 500 мм і загальною висотою резинового шару: 2х120 мм, 2х70 мм і 2х50 мм.

Розглядається розрахунок еластомерних блоків при статичному стисненні. Вивчаються компоненти напружено-деформованого стану тонкослойних елементів. В разі прийняття спрощених гіпотез аналітичним методом отримана залежність величини осадки резинового шару при різних співвідношеннях радіуса і товщини. Задачу вирішували при еластичному деформуванні для резинового шару. При чисельному розрахунок слабка стисливість гуми моделювалася з допомогою моментної сили кінцевого елемента для слабкостислимих матеріалів, яка заключається в трійній апроксимації полів переміщень, компонент деформацій і функції зміни об'єму. Чисельне рішення отримано методом кінцевих елементів для різних співвідношень радіуса і товщини в разі геометрично нелінійного еластичного і в'язкоеластичного деформування.

Геометрична нелінійність описувалася з допомогою тензора нелінійних деформацій. Для моделювання в'язкоеластичних властивостей гуми використовували успадковану теорію Больцмана-Вольтерра з ядром релаксації Ю.Н. Работнова. Нелінійні крайові задачі вирішувалися модифікованим методом Ньютона-Канторовича. Вивчено вплив геометричної нелінійності і в'язкоеластичних властивостей гуми на величину осадки резинового шару.

Викладено результати статичних і динамічних випробувань параметричного ряду еластомерних блоків для захисту житлових будівель від вібрацій. Розглядається конструкція свай з віброізолюючими резиноними опорами.

Розроблені і випробувані конструкції були використані для віброзахисту від поїздів метрополітена і автотранспорту житлових будинків в м. Києві: 10-секційного 10-поверхового житлового будинку по вул. Киквидзе і трьох 27-поверхових будинків по Оболонському проспекту, а також трьох будинків (6, 10 і 13 поверхів) по вул. Під Дубом в м. Львові від землетрусів (6 і 7 балів) і поїздів наземної залізничної дороги.

Вібросейсмоізоляція з допомогою еластомерних блоків забезпечує власну частоту коливань будівлі в горизонтальній площині менше 1 Гц, що відповідає вимогам національних стандартів, які гармонізовані з відповідними частинами Єврокода 8 к проектуванню систем сейсмоізоляції будівель.



## ИЗМЕНЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ОСНОВАНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

**Осадчий В.С., к.т.н., Бондаренко А.С., к.т.н., доцент,  
Анисимов К.И., доцент. Великий Д.И., ассистент,  
Одесская государственная академия строительства и  
архитектуры, г. Одесса, Украина**

Определяющей характеристикой любого сложного колебательного процесса является спектр периодов. При анализе и изучение поведения сооружения во время землетрясения основную роль играют значения периодов колебаний грунтов. При сейсмических воздействиях наибольший уровень эффекта обусловлен резонансными явлениями, т.е. совпадением или близостью величин периодов колебаний грунта и свободных колебаний надземных сооружений.

Таким образом, необходимо проводить исследования для определения степени влияния на динамические характеристики основания возведения здания или сооружения.

Как известно из различных исследований в деле формирования периодов акселерограмм на поверхности, ведущую роль играют периоды свободных колебаний приповерхностной неоднородной толщи основания. Особый интерес представляет изменение динамических характеристик так называемого поверхностного слоя при устройстве свайно-плитного фундамента.

В статье выполнен анализ изменения динамических характеристик основания при устройстве свайно-плитного фундамента и возведении сооружения. Выполнен анализ влияния устройства свайно-плитного фундамента на скорости прохождения сейсмических волн.

Сформулированы выводы и количественно описан диапазон возможного изменения динамических характеристик системы «основание-фундамент-сооружения» для некоторых объектов. Поставлены задачи дальнейшего исследования выбранного направления.



## НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОГНОЗА СЕЙСМИЧЕСКОЙ УЯЗВИМОСТИ ЗДАНИЙ

**Осадчий В.С., к.т.н., Бондаренко А.С., к.т.н, доцент,  
Анисимов К.И., доцент, Дмитриев С.В., к.т.н, доцент,  
Одесская государственная академия строительства и  
архитектуры, г. Одесса, Украина**

Действующими нормами предписано, что основным требованием, которое определяет надежность строительного объекта, является его соответствие назначению и способность сохранять необходимые качества на протяжении установленного срока, в том числе ограничения уровня риска. Понятие сейсмического риска пока не нашло свое отражение в действующих нормативах, но в литературе это понятие трактуется как: сейсмическая опасность, умноженная на сейсмическую уязвимость. Сейсмической опасности посвящено довольно много научных работ, при этом сейсмическая уязвимость освещена не так полно.

Довольно остро стоит вопрос оценки сейсмической уязвимости для зданий и сооружений, которые проектировались без учета сейсмических мероприятий и эксплуатируются более 50 лет. Таким образом, создание научно-методической основы прогноза сейсмической уязвимости здания является проблемой актуальной и остро необходимой особенно для Одесского региона, где значительная часть зданий принадлежат исторической застройке.

Анализ последствий землетрясений и современного состояния «старой» застройки позволяет отметить основные направления, которые позволят создать методические основы оценки реальной уязвимости зданий:

- классификация существующей застройки по типам сейсмостойкости;
- дифференциации территории по степени сейсмической опасности;
- анализ и ранжирование инженерно-геологических условий городской застройки;
- многофакторное зонирование территории по степени сейсмической уязвимости жилой застройки;
- анализ сейсмостойкости объемно-планировочных решений городской застройки;
- оценка фактической уязвимости строительного объекта и приемлемости рисков;



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

– анализ и развитие существующих методик расчета поврежденных и усиленных конструкций рассматриваемых зданий с помощью конечно-элементных моделей и проведение исследования их напряженно-деформированного состояния с учетом характерных повреждений;

– сравнение полученных частотных характеристик здания с расчетными моделями;

– мониторинг сейсмостойкости существующей застройки;

– мероприятия повышения сейсмостойкости с учетом необходимости сохранности аутентичности исторических объектов;

– технико-экономическое обоснование эффективности усиления и реконструкции жилых зданий до уровня «приемлемого» сейсмического риск.

В статье проиллюстрирована предлагаемая классификация существующей застройки и для одного из типов классификации представлен предлагаемый подход по оценки сейсмической уязвимости.

В качестве примера выбрано малоэтажное здание застройки начала XX века. На базе выбранного объекта проиллюстрирована предлагаемая методика по оценки уязвимости конкретного здания.

Методика включает в себя совокупность процессов: обследования, анализа инженерно-геологических условий, сейсмологических условий, анализа объемно-планировочных и конструктивных решений, расчетного обоснования с учетом фактического состояния объекта и т.д.

Представлены основные результаты и особенности напряженно-деформированного состояния здания. На базе поведения здания под воздействием сейсмической нагрузки выполнен анализ объемно-планировочных и конструктивных решений. Представлены сравнения результатов напряженно-деформированного состояния здания с учетом и без учета фактического технического состояния. Сформулированы выводы о влиянии повреждений и необходимости мероприятий по усилению здания до уровня «приемлемого» сейсмического риска.



## ЗАЩИТА ОТ ОПОЛЗНЕЙ И ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

**Петричко С.Н.**, доцент, к.т.н., *Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина*

**Шаповалов А.В.**, главный инженер проектов,  
*ООО «Автомагистраль - Юг»*

Автомобильная дорога – комплексное инженерное сооружение, на которое воздействуют не только нагрузки от транспортных средств, но и различные естественные геофизические факторы: климатические, геологические, гидрологические и т. д.

Автомобильная дорога вносит изменение в рельеф местности из-за сооружения насыпей и выемок, способствует изменению характера поверхностного стока, приводит к перераспределению снежного покрова. Дорожные сооружения могут способствовать как закреплению грунтов, так и развитию таких негативных процессов как оползни, осыпи, обвалы.

Оползневые процессы на автомобильных дорогах вызываются совокупным действием ряда факторов: геологическое строение, условия рельефа, подземные воды, поверхностные воды и атмосферные осадки, выветривание, землетрясения, некоторые виды человеческой деятельности.

Пассивные причины, способствующие образованию оползней, такие как геологическое строение, тектонические движения и условия рельефа, наиболее характерны для горных дорог. Периодическая активизация данных оползней связана с геологическими циклами водонасыщения грунтов, которые проявляются с периодичностью 8-10 лет.

Нередко причиной возникновения оползня является совместное действие ряда таких факторов, как недостаточное эксплуатационное обслуживание, интенсивные осадки и сейсмическое воздействие. Сейсмические толчки и удары значительно снижают устойчивость земляных масс на склоне, поскольку увеличивается сдвигающая сила. Кроме того, сейсмическое воздействие может повредить дренажную и водоотводную систему, что приведет к переувлажнению грунтовых масс. По имеющимся сведениям службы эксплуатации сейсмическая деятельность явилась причиной активизации оползневых процессов на автомобильной дороге «Красные Окны - Новосамарка», км 3+000 и на автомобильной дороге «Киев - Одесса», км 311+000.

1 мая 2011 года в районе Вранча (Румыния) произошло землетрясение, при котором сила подземных толчков составила 5,7



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

балла по шкале Рихтера. Накануне на севере Одесской области наблюдались интенсивные осадки, которые увлажнили грунт и пополнили горизонт грунтовых вод. Стечение этих обстоятельств послужило проявлению оползневого процесса в выемке на км 311 автомобильной дороги «Киев - Одесса». На данном участке дорога проходит в выемке глубиной 16-17 м. Оползень произошел на откосе выемки левого проезда, повредив при этом дренажную систему и систему поверхностного водоотвода выемки. С телом оползня произошло смещение дренажных труб и смотровых колодцев, а также смещенные земляные массы выдавили бетонные лотки в выемке. Движение по крайней полосе было перекрыто.

Для ликвидации последствий оползня было предусмотрено уположение откоса до крутизны 1:4, восстановление дренажной системы, а в низовой части откоса – строительство подпорной стенки высотой до 2 м из габионных конструкций.

С технической точки зрения каждый оползень имеет свои особенности и требует индивидуального подхода к устранению причин его проявления и ликвидации последствий. Возможными решениями по предотвращению оползней являются: устройство дренажных сооружений, сооружение габионов, организация поверхностного водоотвода, сооружение буронабивных свай, строительство подпорных стен, сооружение анкеров. В сейсмически активных районах необходимо предусматривать такие мероприятия как повышение сейсмостойкости сооружений подземного и поверхностного водоотвода, а также самого земляного полотна.

Для повышения сейсмостойкости насыпей и выемок автомобильных дорог необходимо назначать крутизну откосов на основании расчетов устойчивости с учетом сейсмического районирования. Для повышения сейсмостойкости сооружений водоотвода предусматриваются следующие мероприятия:

- закладка в швы между сборными кольцами смотровых колодцев стальных соединительных элементов;
- устройство замка из монолитного бетона на дне смотровых колодцев;
- устройство монолитных бетонных или кирпичных стенок на стыках сборных водоотводных конструкций (быстроковок, лотков).



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

**Сейфуллаев Х.К.**, *д.т.н., зав. отделом*, **Гараев А.Н.**, *к.т.н., проф., директор*, *Азербайджанский НИИ строительства и архитектуры*

В 2014 году в Российской газете "Строительная газета" N 19 от 9 мая была опубликована статья Р. Санжаровского и Т. Мусабаева "Нестыковка актуализированного норматива по железобетону и Еврокода-препятствие в строительстве". Поскольку национальный норматив по железобетону AzDTN 2.16-1 был разработан на основе актуализированного норматива по железобетону России СНиП 52.01-2003, вопрос был изучен в АзНИИСА и опубликована статья в журнале «Бюллетень строительной техники», Москва, №9, 2017.

При сопоставлении национальных и европейских норм выявлены их существенные отличия в принципах о предельном состоянии и методиках расчета.

В СНиП 52.01-2003 в расчетах по прочности исходят из стадии разрушения напряженно-деформированного состояния при изгибе и при этом была отвергнута гипотеза плоских сечений. В Европейских странах вместо напряженных состояний железобетонных элементов предлагается рассматривать диаграммы деформации, полученные на основе гипотезы плоских сечений. Эти состояния приведены в журнале БСТ, Москва, №9, 2017.

Расчетная схема в предельном состоянии получена на основании приложения нелинейной деформационной модели к задачам упруго-пластического изгиба железобетонных элементов.

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

В методике расчета изгибаемых железобетонных элементов по предельным состояниям также имеются некоторые различия. Если в нормативе AzDTN 2.16-1 в расчетах по предельному состоянию исходят из стадии разрушения, где напряжение в сжатой зоне бетона  $R_b$ , а в растянутой арматуре принимается равным  $R_s$ , что в некоторых случаях приводит к неопределенностям, например, при внецентренном





сжатии и предварительно-напряженных элементах при малых эксцентриситетах, используется эмпирическая формула, а в расчетах по ВАЕЛ-85 относительная деформация наиболее сжатых волокон принимается известной и равной  $\varepsilon_{b2}$ , а через нее определяются остальные неизвестные деформации и напряжения на основе гипотезы плоских сечений и кусочно-линейных диаграмм состояния бетона и арматуры, и нет необходимости использования эмпирической формулы для определения  $\sigma_s$ .

Способами механики твердых деформированных тел можно решить задачу изгиба железобетонных элементов, рассматривая три стороны задачи: статической, геометрической и физической. Диаграммы состояния бетона принимаются кусочно-линейные (двух и трех) или криволинейная с ниспадающей ветвью.

Исходя из определения железобетона, для полного использования прочности бетона сжатой зоны относительная деформация в крайних волокнах сжатой зоны бетона должна быть равной  $\varepsilon_{b2}$ , независимо от метода расчета железобетонных элементов. Исходя из этой идеи о железобетоне, можно предложить механизм построения эпюры напряжений в сжатой зоне бетона изгибаемых элементов. Этот механизм построения эпюр нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения основан на совместном приложении прямолинейной диаграммы деформации и диаграммы состояния бетона, выполняемых следующим образом.

В решение задачи введены следующие новые понятия:  $y_0 = k_0 y$  где  $k_0 = \frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b,max}}$ . Найдена граница между упругой и пластической областями сжатой зоны бетона.

Исходя из диаграммы состояния бетона, переход к напряжениям осуществляется по известным правилам.

В прямолинейной диаграмме деформации сечения находится точка  $k_0$ , соответствующая упругой деформации  $\varepsilon_{b1}$  на расстоянии  $y_0$  от нейтральной оси.

В области, которая находится на расстоянии  $y_0 = k_0 y$ , напряжение изменяется по закону  $\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_{b,red}$ , а в точках  $\varepsilon_{b,max} > \varepsilon_{b1}$  бетон находится в пластической области и напряжение в бетоне будет  $\sigma_b = R_b = const$ .

Предложенный вариант расчета изгибаемых элементов на основе нелинейной деформационной модели - это метод расчета по предельным состояниям, являющийся самым простым и доступным, что является усовершенствованием метода расчета на основе нелинейной деформационной модели.



В работе кроме кусочно-линейных диаграмм состояния бетона, рассматривается криволинейная диаграмма с ниспадающей ветвью, отражающая длительную прочность бетона.

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

На основании теоретических результатов исследования и численных примеров можно сделать следующие заключения:

### Выводы

1. Доказано, что нелинейная деформационная модель является общим правилом решения задач механики твердых деформируемых тел и она в Европейских странах служила для создания метода расчета железобетонных элементов по предельному состоянию. Правильное применение ее к задачам упруго-пластического изгиба железобетонных элементов сводится к известному методу расчета по предельным состояниям (норматив Франции BAEL-85).

2. Установлено, что при использовании диаграмм состояния бетона в виде кусочно-линейных форм, при интегрировании уравнения статики, некоторые авторы допустили ошибки, в результате чего вместо линейных алгебраических уравнений получены нелинейные, приводящие к неверным результатам, которые не подтверждаются ни математическими расчетами, ни экспериментами.

3. Установлено, что при использовании диаграммы состояния бетона с ниспадающей ветвью, влиянием длительной прочностью бетона в практических расчетах железобетонных элементов можно пренебречь.



## **ВРАХУВАННЯ СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД**

**Слюсаренко Ю.С.**, *к.т.н., с.н.с., заступник директора з наукової роботи*, **Тигаренко В.А.**, *к.т.н., с.н.с., завідувач відділення*,  
**Мелашенко Ю.Б.**, *к.т.н., завідувач відділу*, **Шумінський В.Д.**, *к.т.н., доцент, провідний науковий співробітник*  
ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна

Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (ДП НДІБК) як базова організація з науково-технічної діяльності у будівництві щодо проектування, будівництва та експлуатації будівельних конструкцій протягом багатьох років здійснює роботу з удосконалення національної нормативної бази із зазначених питань. За участю провідних наукових і проектних організацій України розроблено систему нових нормативних актів та стандартів щодо проектування основ і фундаментів будівель та споруд (далі – споруд), котлованів, підземних споруд на територіях із небезпечними геологічними процесами, в складних інженерно-геологічних умовах із урахуванням сейсмічних впливів.

Основним документом комплексу нормативних актів та стандартів щодо проектування основ і фундаментів споруд у звичайних інженерно-геологічних умовах є ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування» (зі Змінами № 1 і № 2), положення яких розвинуто в таких національних стандартах України: ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 «Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд»; ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд»; ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2016 «Настанова з проектування підпірних стін»; ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2016 «Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд».

На заміну чинних ДБН В.2.1-10:2009 розроблено систему нормативних документів, що включає проект ДБН В.2.1-10:201X «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення» і низку стандартів у їх розвиток. У проекті державних будівельних норм представлено основні вимоги до проектування, будівництва й реконструкції основ і фундаментів споруд усіх видів і класів наслідків (відповідальності), в тому числі з урахуванням сейсмічних впливів.

У нормативних актах України, що стосуються проектування основ та фундаментів споруд, наведено особливості врахування сейсмічних



впливів залежно від місця розташування ділянки будівництва, інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов території.

При проектуванні споруд на схилах ефект від дії землетрусів на ґрунти прихилених масивів підсилює вплив руйнівних сил, зумовлених високими градієнтами ґрунтових вод на схилах, наявністю складних інженерно-геологічних умов, послаблених зон і тріщин (ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення»; ДБН В.1.1-24:2009 «Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування»; ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016 «Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів»).

ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» регламентують три методи врахування сейсмічних впливів: прямий динамічний, спектральний та квазістатичний.

За довідковим додатком К ДБН В.1.1-12, сейсмічну дію на схилах враховують за допомогою квазістатичного методу, відповідно до якого силу сейсмічного впливу визначають як динамічний коефіцієнт сейсмічності, отриманий шляхом перемноження набору коефіцієнтів, що враховують ґрунтові умови, тип споруди (якщо такі є) і допустимого ступінь пошкодження конструкцій. При проектуванні фундаментів споруд у сейсмічних районах на схилах їх фундаменти необхідно розраховувати на аварійне сполучення навантажень за граничними умовами першої групи (ДБН В.1.2-2:2009 «Навантаження і впливи. Норми проектування»).

Актуальність розроблення нових нормативних актів викликана тим, що площі територій із сприятливими інженерно-геологічними умовами під нове будівництво постійно зменшуються, особливо у великих містах, і виникає нагальна потреба проектувати та будувати споруди на ділянках із несприятливими та складними інженерно-геологічними умовами та у сейсмічних районах.

Більшість споруд побудовано і будується на найбільш поширених в Україні нескельних ґрунтах, включаючи будівництво на схилах (ДБН В.1.1-46:2017, ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016) на слабких глинистих, водонасичених і заторфованих ґрунтах, торфах та мулах, набрякаючих, засолених, здимальних та ґрунтах, що нерівномірно стискаються, пухких водонасичених пісках і пливунах (ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016 «Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах»), на закарстованих територіях (ДСТУ-Н Б В.1.1-41:2016 «Настанова щодо проектування будівель і споруд на закарстованих територіях»), підірваних територіях (ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016 «Настанова щодо проектування будівель і



споруд на підроблюваних територіях»), просідаючих ґрунтах (ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016 «Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах»). Значна кількість пошкоджень і руйнувань при землетрусах пов'язана із зниженням міцності і руйнуванням нескельних ґрунтів у вигляді зсувів, зрушень, розрідження водонасичених пухких піщаних ґрунтів, нерівномірних осідань фундаментів.

Вібраційні впливи або часто повторювані імпульси можуть викликати істотне ущільнення водонасичених пухких незв'язних ґрунтів. При дії статичних навантажень ґрунти залишаються в пухкому стані. Динамічні дії викликають ущільнення пухких ґрунтів, істотні деформації споруд, втрату їх стійкості і руйнування шляхом переходу у розріджений стан, що визначаються: інтенсивністю динамічного впливу, початковим статичним напруженим станом та щільністю складення ґрунту. Такий ґрунт тимчасово перетворюється на важку в'язку рідину. Весь процес розрідження складається: з руйнування структури; власне розрідження незв'язного ґрунту; ущільнення ґрунту. Стан розрідження притаманний пухким водонасиченим незв'язним ґрунтам будь-якого складу.

У глинистих ґрунтах зниження їх міцності при вібраційних впливах або імпульсах, що повторюються (тиксотропія), пояснюється тимчасовим зниженням їх фізико-механічних характеристик (кута внутрішнього тертя  $\phi$  і особливо питомого щеплення  $c$ ), і ґрунт із пластичної переходить у текучу консистенцію. Після припинення дії динамічних навантажень зв'язки між частками і водою в порах поступово відновлюються і ґрунт набуває початкових властивостей.

Досить небезпечними можуть бути сейсмічні впливи магнітудою до 6 балів, що, як правило, зумовлені техногенними причинами та негативно впливають на розташовані поруч схили, споруди та їх основи (вибухи в кар'єрах; рух залізничного і вантажного транспортів; робота будівельної техніки тощо (ДСТУ-Н Б В.1.1-37)). Сейсмічні впливи інтенсивністю до 6 балів зумовлюють:

- зниження механічних властивостей ґрунтів по поверхні ковзання і, відповідно, вплив на стійкість схилу та величину зсувного тиску на утримувальні споруди;

- утворення мікротріщин, що можуть поступово поєднуватись в єдину поверхню ковзання.

У проєктах будівель та споруд значних наслідків (СС3) необхідно передбачати встановлення контрольно-виміральної апаратури та пристроїв для проведення натурних спостережень за переміщеннями основи та контролю технічного стану споруд і розвитком зсувних та інших небезпечних процесів. Результати моніторингу використовують для оцінювання надійності споруд, своєчасного виявлення дефектів,



призначення ремонтних та інших заходів, своєчасного виявлення дефектів і несприятливих процесів, запобігання відмовам і аваріям, поліпшення режиму їх експлуатації і оцінювання рівня безпеки і ризику аварій, очікуваних збитків.

Структура комплексу нормативних актів та стандартів щодо проєктування основ і фундаментів споруд у звичайних інженерно-геологічних умовах представлена на рис. 1.



**Рис. 1** Структура комплексу нормативних актів та стандартів щодо проєктування основ і фундаментів споруд

Таким чином, розроблення і подальше впровадження проєкту ДБН В.2.1-10:201X, а також стандартів у їх розвиток дозволять створити комплекс нормативних документів, що забезпечать проєктування основ і фундаментів споруд у звичайних і складних інженерно-геологічних умовах або на ділянках із проявом небезпечних інженерно-геологічних процесів із урахуванням сейсмічних впливів у відповідності до сучасних технічних вимог.



## **ПРОБЛЕМНЫЕ ВОПРОСЫ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ – ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ**

**Суханов В. Г.**, *д.т.н., профессор, научный руководитель  
НПЦ «Экострой», г. Одесса, Украина*

**Выровой В. Н.**, *д.т.н., профессор, Суханова С. В.*, *к.т.н.,  
Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
г. Одесса, Украина*

Сохранение объектов культурного наследия в Украине имеет целый ряд проблем правового, организационного, финансового, профессионально-кадрового, информационного, технического и др. характера. В особую категорию проблем следует выделить вопросы обеспечения требований действующих норм по пожарной, санитарно-гигиенической и экологической безопасности и, что не менее важно – обеспечение сейсмостойкости таких объектов, размещенных на территориях с сейсмичностью 6 баллов и выше.

Формальный подход к указанным проблемным вопросам позволяет, согласно ст. 28 Закона Украины «Об охране культурного наследия», отказаться от их решения с мотивировкой необходимости сохранения аутентичности таких объектов, что в значительном ряде случаев действительно можно обосновать на этапе научно-исследовательских работ до начала разработки научно-исследовательской документации (НПД). Однако высокая вероятность утраты зданий и сооружений – объектов культурного наследия (потерявших свой первоначальный технический потенциал) даже при незначительных сейсмических воздействиях требует более глубокого анализа несущей системы, оценки их базовой (нерасчетной) сейсмovoоруженности и поиска технических решений, позволяющих повысить ее до некоторого даже ненормативного уровня. При этом, приоритетность сохранения архитектурно-художественной, эстетической, исторической и др. ценностей объектов культурного наследия остается основополагающим фактором при принятии соответствующих инженерно-технических решений. В г. Одессе на ряде объектов в рамках разработанной НПД проведены такие исследования, выполнены расчеты и приняты соответствующие решения (Музей западного и восточного искусства, Театр юного зрителя, Дом Руссова и др.)



## ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ ВНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ

**Тарасюк В.Г.**, *к.т.н., с.н.с., заступник директора інституту з наукової та нормативно-методичної роботи, Фесенко О.А.*, *к.т.н., в.о. завідувача сектора вогнестійкості будівельних конструкцій, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»*,

**Сокол В.Г.**, *провідний будівельний експерт з пожежної і техногенної безпеки, ТОВ «Українська будівельна експертиза», м. Київ, Україна*

Аналіз причин і наслідків обвалень багатоповерхових будівель вказує на доцільність оцінювання стійкості багатоповерхових будівель до прогресуючого руйнування внаслідок певного аварійного впливу (сейсмічний, тепловий, ударний тощо), а не гіпотетичного місцевого руйнування несучих конструкцій. Прогресуюче руйнування, як явище, може бути спричинене аварійним впливом пожежі на конструкції багатоповерхових будівель, що зокрема запроєктовані у сейсмічних районах.

Руйнування 17-поверхової будівлі у Тегерані, 19.01.2017 р. та 26-поверхової будівлі у Сан-Пауло 01.05.2018 р. стали найбільш характерними прикладами обвалення багатоповерхових будівель внаслідок пожежі за останні роки.

Стійкість багатоповерхової будівлі до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі слід перевіряти за допомогою розрахунку на вогнестійкість конструктивної системи будівлі в цілому згідно з вимогами ДБН В.1.1-7:2016, ДБН В.1.2-7:2008 та за національними стандартами з розрахунку будівельних конструкцій на вогнестійкість, гармонізованими з Єврокодом.

Загальний розрахунок конструктивної системи під час пожежі слід виконувати з урахуванням характерного виду руйнування конструктивних елементів внаслідок вогневого впливу пожежі, зміни властивостей матеріалу при дії температури, зміни жорсткості конструкції, впливів теплових розширень та деформацій (впливи другого порядку під час пожежі).

Для аварійного сполучення навантажень під час пожежі слід приймати постійні і змінні тривалі навантаження відповідно до вимог ДБН В.1.1-7:2016, з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю для аварійної розрахункової ситуації за табл. 5.3 ДБН В.1.2-14:2009.





ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

Для оцінювання вогнестійкості конструктивної системи будівлі застосовують підходи, що регламентовані вимогами ДБН В.1.2-7:

- розгляд сценаріїв реальної пожежі;
- розгляд сценаріїв умовної пожежі;
- розрахунок будівельних конструкцій на вогнестійкість.

Розгляд сценаріїв реальної пожежі на будівельному об'єкті (наприклад, у приміщенні, групі приміщень або протипожежному відсіку) передбачає необхідність урахування таких чинників:

- пожежне навантаження (тип, кількість речовин та матеріалів, швидкість їх горіння тощо);
- надходження повітря (кисню) до місця пожежі;
- форму та розмір огорожувальних конструкцій, що визначають розміри протипожежного відсіку;
- термічні властивості огорожувальних конструкцій.

Розгляд сценаріїв умовної пожежі передбачає забезпечення обмеження поширення вогню і збереження несучої здатності конструкції протягом певного проміжку часу за одним із таких температурних режимів, що визначається функцією температури  $T$ , °C, від часу  $t$ , хв.:

- стандартний температурний режим –  $T = 345 \lg(8 \cdot t + 1) + 20$ ;
- режим вуглеводневої пожежі –  $T = 1080 [1 - 0,325 \exp(-0,167 \cdot t) - 0,675 \exp(-2,5 \cdot t)] + 20$ ;
- режим зовнішньої пожежі –  $T = 660 [1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}] + 20$ .

Розрахунок будівельних конструкцій на вогнестійкість необхідно виконувати за граничними станами за ознакою втрати несучої здатності, цілісності та теплоізолювальної здатності внаслідок вогневого впливу пожежі. Для цього необхідно розрахувати або отримати експериментально дані щодо реакції елемента (конструкції) на тепловий вплив. Для розрахунку потрібна інформація щодо теплообміну від вогню до елемента (конструкції).

Стійкість багатоповерхової будівлі до прогресуючого руйнування внаслідок пожежі може бути визначена як здатність сприймати тепловий вплив умовної або реальної пожежі зі збереженням загальної стійкості будівлі та геометричної незмінюваності конструктивної системи протягом часу, необхідного для безпечної евакуації мешканців.



## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ НОРМАТИВОВ EUROCODE И ДБН В ПК ЛИРА-САПР 2018

**Титок В.П., Ромашкина М. А., к.т.н.**  
*ООО "ЛИРА САПР", г. Киев, Украина*

Использование нормативов EUROCODE И ДБН рассматривается на примере их внедрения в многофункциональный программный комплекс ЛИРА-САПР. В текущей версии программного комплекса «ЛИРА-САПР 2018» реализованы все актуальные в Украине ДБН: ДБН В.2.6-98: 2009; ДБН В.2.6-198: 2014; ДБН В.1.1-12: 2014.

Для проектирования конструкций из железобетона в ПК «ЛИРА-САПР» используются: ДБН В.2.6-98: 2009 «Бетонные и железобетонные конструкции»; ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 «Бетонные и железобетонные конструкции из тяжелого бетона»; EN 1992-1-1: 2004 «Eurocode 2: Проектирование железобетонных конструкций». Также реализован расчет неметаллической композитной базальтовой арматуры в соответствии с ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012.

Подбор арматуры и проверка несущей способности сечений в элементах пластин и в сечениях стержней:

- для подбора арматуры в пластинчатых элементах (балки-стенки, плиты, оболочки) реализована методика Карпенко для нормативов (кроме EuroCode 2 и ДБН), а для EuroCode 2 и ДБН реализована методика Вуда;

- для подбора арматуры в стержневых элементах реализованы универсальные итерационные оптимизирующие методы, позволяющие по однотипной методике рассчитывать сечения произвольной формы (прямоугольные, крестовые, тавровые, двутавровые, коробчатые, угловые, круглые, кольцевые) с произвольным расположением арматуры на произвольные виды напряженного состояния (плоский изгиб, косой изгиб, изгиб с кручением, плоское внецентренное сжатие - растяжение, одновременное действие всех шести видов усилий -  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$ ,  $M_{кр}$ ;

- результатом проверки несущей способности сечений с заданным армированием согласно норм является коэффициент запаса несущей способности в каждом элементе пластин и в каждом сечении стержней. В элементах с жесткой арматурой (сталежелезобетон) в результате проверок выдается коэффициент запаса прочности для гибкой (дополнительной) арматуры.

Для проектирования металлических конструкций в ПК «ЛИРА-САПР» используются ДБН В.2.6-198: 2014 «Стальные конструкции». Все элементы металлических конструкций для расчета делятся на



типы: колонны, балки, фермы и канаты. Колонны учитывают в расчете осевое усилие, изгибающие моменты и поперечные силы:  $N$ ,  $M_y$ ,  $Q_z$ ,  $M_z$ ,  $Q_y$ ; балки - изгибающие моменты и поперечные силы:  $M_y$ ,  $Q_z$ ,  $M_z$ ,  $Q_y$ ; фермы - только осевое усилие  $N$ ; канаты - только растягивающее осевое усилие  $N$ . Это позволяет выполнять следующие расчеты:

- расчет несущей способности балок как изгибаемых элементов;
- расчет несущей способности ригелей как сжато-изогнутых и растянуто-изогнутых элементов;
- расчет несущей способности и колонн как внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов, а также как центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов;
- расчет несущей способности ферм как центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов;

Расчет несущей способности элементов металлических конструкций подразумевает получение следующих результатов:

- расчет несущей способности сечения по 1-му предельному состоянию;
- расчет на прочность, в том числе на разрыв, срез, по нормальным, касательным напряжениям;
- расчет на устойчивость изгибаемых, центрально- и внецентренно-сжатых элементов, в том числе при воздействии момента в двух плоскостях;
- расчет несущей способности сечения по 2-му предельному состоянию;
- расчет прогибов изгибаемых элементов;
- расчет по предельной гибкости сжатых и растянутых элементов;
- расчет несущей способности сечения по местной устойчивости;
- расчет на местную устойчивость полок и стенок.

В ПК ЛИРА САПР 2018 так же реализованы нормативные документы проектирования стальных конструкций: EN 1993-1-1:2010 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1993-1-2:2005+AC 2005 (E) Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design. Указанные нормативные документы реализованы в режиме подбора и проверки большого числа поперечных сечений составных стержней. Результаты расчетов представляются в графическом и табличном видах. Результаты прочностных проверок представляются как процент исчерпания несущей способности, по всем предусмотренным нормами проверкам.

Также для стальных конструкций согласно Еврокодом 3, раздел 1-2 (расчет конструкций на огнестойкость) для заданного/подобранного сечения определяется критическая температура (температуры, при которой происходит образование пластичного шарнира). Таким



образом, дається можливість визначення несущої спроможності конструкції з урахуванням змін властивостей металу при високих температурах.

В ПК ЛИРА-САПР реалізовані наступні методи розрахунку лінійних задач на сейсмічні впливи:

- спектральний метод;
- метод спектра відповідей прискорень, швидкостей і переміщень;
- розрахунок за однокомпонентною або трьохкомпонентною акселерограмою;
- модифікований спектральний метод з урахуванням кручення (метод Ю.П. Назарова);
- розрахунок з урахуванням нерівномірного поля коливань ґрунту (метод В.К. Егупова).

Для розрахунку нелінійних задач реалізовані наступні методи:

- метод прямого інтегрування за часом рівнянь руху;
- pushover-аналіз або метод спектра несущої спроможності.

Для визначення навантажень від динамічних сейсмічних впливів реалізуються нормативні вимоги багатьох країн світу, зокрема ДБН В.1.1-12: 2014 «Строительство в сейсмических районах Украины», EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 4-6: General rules, seismic actions and rules for buildings. Annex «B».



## ВЕРТИКАЛЬНИЙ ІМПЕДАНС ФУНДАМЕНТУ НА ШАРІ ВОДОНАСИЧЕНОГО ҐРУНТУ

**Трофимчук О.М.**, *д-р техн. наук, професор, директор,*  
**Гомілко О.М.**, *д-р фіз.-мат. наук, професор, провідний науковий співробітник,*  
**Савицький О.А.**, *д-р техн. наук, с.н.с., Інститут телекомунікацій і глобального інформаційного простору НАН України*

Один з методів динамічного аналізу відповідальних споруд – застосування імпедансних (чи обернених їм передаточних) функцій частоти, які можуть бути включені до динамічних розрахункових схем - є розвитком нормативних процедур динаміки фундаментів і застосовується при динамічних та сейсмічних розрахунках відповідальних споруд. Імпедансні чи передаточні функції як динамічні модулі для зв'язку реакцій та зміщень у досить складній системі фундамент-ґрунт запропоновано, обґрунтовано та застосовано в широкому колі сучасних науково-технічних публікацій. Розрахункові функції визначаються експериментальними, аналітичними та числовими (із залученням відомих динамічних моделей ґрунтового середовища та програмних комплексів) методами. В попередніх методиках використовували, зокрема, модель пружного півпростору. В даній роботі розглядається двофазна пористопружна насичена рідиною (ППНР) по моделі Біо шарувата основа. Параметри моделі Біо враховують щільність матеріалів фаз та їх інерційну взаємодію, пружні характеристики фаз та середовища, в'язкість порової рідини, осереднену пористість твердого скелету та форму пор, фільтраційні характеристики середовища, уточнення для високих частот. Особливими фізичними явищами є розповсюдження двох поздовжніх хвиль, загасання коливань від різниці швидкостей руху пористої пружної твердої та в'язкої стисливої рідинної фаз а також інерційної взаємодії фаз. Функції імпедансу для штампа з непроникною для порової рідини підшовою на такій основі визначаються за геометричними та фізико-механічними параметрами фундаментів та моделі основи з розв'язку динамічної контактної задачі методом ортогональних поліномів та створеного програмного забезпечення.

Для смуги з непроникною підшовою, що спирається без тертя на поверхню ППНР шару із затисненою нижньою гранню методом інтегральних перетворень з диференційних рівнянь моделі Біо та відповідних граничних умов отримано розв'язок задачі Лемба, а з контактних умов отримано інтегральні рівняння, для розв'язку яких використовується метод ортогональних поліномів. Попередньо було



розглянуто закономірності розподілу контактних тисків як від твердого скелету, так і від порової рідини на основі розділення вкладів фаз в аналітичному розв'язку. Теоретичний аналіз ядер інтегральних рівнянь показав, що розподіл ефективних напружень в твердій фазі (логарифмічне ядро) відповідає розподілу з кореневою особливістю по краях, а поровий тиск під подошвою особливостей не має. Представлення невідомих ефективних напружень та порового тиску при вертикальних коливаннях штампа у вигляді нескінченних рядів підібрано в інтегрально-диференційній формі на основі спектральних співвідношень для ортогональних поліномів Чебишова для непроникних для порової рідини жорсткої смуги. Отримано нескінченні системи лінійних алгебраїчних рівнянь (коефіцієнти систем – компоненти переміщень контактної поверхні у вигляді інтегралів від складних функцій) для визначення методом редукції коефіцієнтів рядів для визначення контактних тисків, реакцій фаз та переміщень штампів. Визначено розрахункові формули коефіцієнтів для шару ППНР в двовимірній постановці. В аналітичному (за допомогою комп'ютерних символьних перетворень) розв'язку задачі Лемба враховується повна хвильова картина та враховуються відповідні асимптотики.

На основі числових розрахунків імпедансу проводиться аналіз впливу основних характеристик моделі основи (безрозмірного коефіцієнту дисипації, що враховує внутрішнє тертя при взаємному зміщенні твердої матриці та порової рідини двофазного середовища) та висоти деформівного шару в основі.

Реакція (імпеданс) ППНР основи відрізняється від реакції пружного півпростору. Взаємодія між фундаментом з недренованою подошвою та водонасиченим ґрунтом неоднобічна внаслідок змінного тиску стисливої та в'язкої порової рідини в пружній пористій матриці під подошвою. Визначено складні частотні прояви резонансних ефектів одношарової основи в залежності від висоти шару, розмірів фундаменту та властивостей матеріалу двофазної основи, що дозволяє кількісно врахувати теоретично можливі резонанси в загальній розрахунковій схемі споруди.

Результати узгоджуються з даними та методичним рівнем сучасних досліджень. Перевагою розробленої методики є виконання попереднього теоретичного аналізу контактних умов для обґрунтування постановки задач, окреме представлення реакцій твердої та рідинної фаз в розрахункових формулах, наявність протестованого програмного забезпечення для визначення універсальних імпедансних функцій та можливість застосування для більш складних розрахункових схем.



## ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ И ЛОКАЛЬНАЯ СЕЙСМИЧЕСКАЯ ОПАСНОСТЬ ТЕРРИТОРИЙ (НА ПРИМЕРЕ Г.ОДЕССЫ)

**Черкез Е. А.**, профессор, д. геол.-мин. н.,  
*профессор кафедры инженерной геологии и гидрогеологии*  
**Козлова Т. В.** доцент, к. геол.-мин. н.,  
*заведующий кафедры инженерной геологии и гидрогеологии*  
*Одесский национальный университет имени И. И. Мечникова*

**Введение.** Геологическая среда (геосреда) городов как динамическая подсистема включает в себя множество взаимосвязанных элементов, таких как почвы, горные породы, подземные воды и др. В их взаимодействии проявляется широкий спектр инженерно-геологических (инженерно-геодинамических) процессов, оказывающих определяющее влияние на принятие решений по строительству, реконструкции, разработке схем, обосновании инвестиций и т.д. Современный город представляет собой сложную открытую систему, которая не может функционировать без полного объема информации о свойствах геологической среды и закономерностях ее пространственно-временной изменчивости.

Среди многих крупных городов существуют однотипные инженерно-геологические проблемы, к которым, прежде всего, относятся прогноз места и оценка интенсивности землетрясений на поверхности Земли. Многочисленные наблюдения показали, что на сейсмическую интенсивность (СИ) конкретных территорий большое влияние оказывают местные инженерно-геологические условия.

Большинство инженерно-геологических факторов (состав горных пород, характер рельефа, наличие либо отсутствие тектонических нарушений, особенности их пространственного расположения и т.д.), от которых зависит СИ территории, изменяется чрезвычайно медленно, с точки зрения анализа сейсмической опасности. Вместе с тем, известно, что существуют и быстро изменяющиеся природные и техногенные факторы. К таким факторам, прежде всего, относятся глубина залегания уровня грунтовых вод (УГВ) и изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) массива пород самых верхних слоёв земной коры на данной территории. В научной литературе и в существующих нормативных документах недостаточно внимания уделяется как раз тому обстоятельству, что эти факторы по частоте активизации соизмеримы с характерной повторяемостью землетрясений. На практике эти «быстрые» факторы учитываются, как правило, с помощью некоторых усредненных «многолетних»



характеристик, как при оценке возможного приращения СИ, так и при построении карт сейсмического микрорайонирования. Однако очевидно, что роль быстро изменяющегося фактора может быть совершенно различной, в зависимости от того, в какой момент времени он воздействует на геологическую среду, испытывающую сейсмическое воздействие квазипериодически (*Шмуратко В. И., Козлова Т. В., Черкез Е. А., 2009, 2010*).

*Цель данного исследования* — показать, что учёт пространственно-временной изменчивости УГВ принципиально важен при оценке приращения сейсмической интенсивности и требует нового подхода к сейсмическому микрорайонированию территории г. Одесса в условиях повышения сейсмической активности в течение последних десятилетий.

**Материалы и методы исследований.** Четвертичный водоносный горизонт на территории Одессы распространен в лёссовой толще, представленной переслаиванием погребённых почв и лёссовидных суглинков. Мониторинг грунтовых вод ведётся, в основном, с 1970 года и обеспечивается сетью наблюдательных скважин, контролируемых Управлением инженерной защиты территории г. Одессы. Используются наблюдения среднемесячного высотного положения УГВ в 1972-2017 гг. по наблюдательным скважинам, расположенным на территории площадью 25,8 км<sup>2</sup>, северную треть которой занимает исторический центр города, а оставшуюся южную часть — малоэтажная застройка 1950-60-х годов и кварталы многоэтажных зданий второй половины 20-го века.

Методика интегральной оценки межгодовой динамики УГВ (далее — методика интегральной оценки) состоит в следующем (*Черкез Е.А., Шмуратко В.И., 2012*). По данным наблюдательных скважин гидрогеологического мониторинга строится карта гидроизогипс четвертичного водоносного горизонта для заданного временного среза. Затем на основе этой карты вычисляется объём обводненной лёссовой толщи (V) между зеркалом грунтовых вод и некоторой горизонтальной поверхностью выше кровли водоупорных пород. В качестве горизонтальной принята поверхность с абсолютной отметкой +46 м, поскольку при таком выборе в пределах всего интервала наблюдений площадь обводненных пород в пределах участка не изменяется, а объём обводненной толщи не уменьшается до нуля. Построение карт гидроизогипс и вычисление объёма обводненной лёссовой толщи выполнялись для каждого месяца на интервале с 1972 по 2017 гг. По этим данным построен график изменения параметра V во времени, который дает представление об интегральном характере межгодового и внутригодового изменения УГВ на изучаемой территории.





**Результати дослідження.** Аналіз даних, отриманих методом інтегральної оцінки показав, що об'єм обводненої товщі лессовидних суглинків на території міста (і, відповідно, УГВ) піддається закономірному квазіперіодичному зміні. Існує два характерних періоди цих змін. Один з них дорівнює року, а другий відповідає тривалості циклу сонячної активності (надалі умовно будемо називати цей цикл 11-літнім). В річному циклі в середньому для дослідженої території найбільш високе положення УГВ спостерігається в травні, а найбільш низьке — в жовтні. Що стосується 11-літнього циклу, то найбільш високо УГВ розташовується в ті роки, коли з найбільшою швидкістю зростає сонячна активність. Зазвичай це відбувається через 1-3 роки після наступного мінімуму сонячної активності (тобто після початку наступного сонячного циклу).

Відомо, що підвищення УГВ, при інших рівних умовах, в загальному випадку викликає приращення СІ на даній території. Звідси випливає, що в контексті оцінки СІ найбільш небезпечними для території Одеси є роки найбільшої швидкості зростання сонячної активності в 11-літньому циклі, оскільки в цей час досягається максимум УГВ, і, як наслідок, найбільшим виявляється приращення СІ. При інших рівних умовах (наприклад, при однаковій магнітуді землетрусу), приращення СІ буде залежати від того, з якою фазою 11-літнього циклу сонячної активності дане землетрусне подія збігається. Найбільш несприятливі умови на території Одеси виникають в період зростаючих гілок циклів сонячної активності (коли швидко збільшується кількість плям на Сонці); це відбувається зазвичай через 1-3 роки після початку наступного сонячного циклу. Менш небезпечні землетруси зони Вранча (той же магнітуды), що збігаються з спадною гілкою сонячного циклу або з мінімумом сонячної активності.

**Висновки.** В зв'язі з збільшенням об'ємів будівництва, в тому числі і зростання кількості зводимих висотних будівель, назріла проблема забезпечення безпеки створюваних інфраструктур. Впровадження сейсмостійкого будівництва з урахуванням виявлених закономірностей багаторічного режиму УГВ даної території є одним з шляхів підвищення надійності споруд і безпеки населення г. Одеси.



## ИСПЫТАНИЕ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ КОНВЕЙЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ С ЦЕЛЬЮ КОНТРОЛЯ ЕГО ЖЕСТКОСТИ

**Шеховцов И.В.** *доцент, к.т.н.*, **Петраш С.В.** *доцент, к.т.н.*,  
**Бондаренко А.В.** *доцент, к.т.н.*, **Шеховцов В.И.** *доцент, к.т.н.*,  
*Одесская государственная академия строительства и  
архитектуры, г. Одесса, Украина*

В 2016-2017 годах выполнялся монтаж металлоконструкций на строительстве терминала по перегрузке зерновых грузов в районе порта «Южный», в том числе была смонтирована конвейерная галерея. Район строительства согласно карты В ОСР-2004 относится к зоне с возможной сейсмической активностью в 7 баллов. Одно из пролетных строений находится непосредственно над автомобильной дорогой общего пользования, что увеличивает ответственность данного сооружения в особенности при возможном сейсмическом воздействии.

При монтаже галереи были возведены опоры и пролетные строения без монтажа технологического оборудования.

После окончания монтажных работ была выполнена геодезическая исполнительная съемка, по результатам которой было установлено, что фермы пролетного строения имеют прогиб только от собственного веса больше расчетных проектных значений. Дальнейший монтаж, в том числе и технологического оборудования, был приостановлен. Для контроля жесткостных параметров пролетного строения конвейерной галереи было выполнено его натурное испытание нагружением с последующим сопоставлением экспериментальных и расчетных данных.

В конструктивном плане исследуемая конвейерная галерея состоит из трех пролетных строений (пролетом 18.25 м, пролетом 37 м и пролетом 21 м), балочной клетки, технологической площадки, лестницы. В качестве опор использованы четыре шарнирно подвижные опоры и одна неподвижная. Общая длина конвейерной галереи – 86.25 м, ширина – 7.55 м.

Пролетные строения выполнены из двух параллельных ферм трапециевидного очертания строительной высотой 2.5 м и 2.8 м, раскрепленных горизонтальными и вертикальными связями по нижним и верхним поясам. Элементы несущих ферм и связей приняты из прямоугольных и круглых труб различных сечений. По верху верхнего пояса ферм пролетных строений расположены продольные балки под конвейер и ходовой настил в виде ступенек.

Нагружение пролетного строения проводилось бетонными блоками (4 шт) с контролируемым весом. Во время проведения испытаний измерению подлежали вертикальные перемещения нижнего пояса



ферм пролетного строения в середине пролета. Нагружение проводилось согласно расчетных ситуаций плавно без рывков. После каждого нагружения выполнялась временная выдержка при подвесе каждого груза.

Испытание нагружением производилось до достижения одного из следующих параметров:

- загрузки пролетного строения суммарным весом 5.0 т (50 кН).
- достижения фермами прогибов 20 мм (при максимальном расчетном значении 9.6 мм);
- появления любого рода перекосов или отклонений от прямолинейности пролетного строения.

Поверочные расчеты выполнены в программном комплексе «ЛИРА-САПР 2018». Последовательность выполнения расчетов соответствует последовательности нагружения пролетного строения грузами.

Значения перемещений узлов нижнего пояса фермы в середине пролетного строения в местах установки приборов составили в среднем от 2.43 до 9.3 мм

Сравнение значений перемещений узлов нижних поясов ферм пролетного строения в середине пролета в местах установки прогибомеров для прогибомера 1 составило 9.75 мм (факт) и 9.63 (согласно расчета), для прогибомера 2 – 9.41 (факт) и 8.96 мм (согласно расчета).

На основании проведенных исследований установлено:

1. Точность совпадения значений прогибов (экспериментальных данных с расчетными) составляет от 1.2 % до 5.0 %.

2. Зависимости прогибов ферм пролетного строения от нагрузки, полученные в графическом виде в процессе испытания, носят линейный характер, что свидетельствует об упругой стадии работы металлических элементов ферм.

3. Экспериментальными исследованиями методом нагружения пролетного строения с целью контроля жесткостных параметров (прогибов) подтверждены данные, полученные по результатам поверочных расчетов. Геометрические отклонения элементов конструкций пролетного строения (прогибы) не снижают эксплуатационных качеств смонтированных конструкций и не требуют усиления.



## ПОИСК ДЕФЕКТОВ В КИРПИЧНОЙ КЛАДКЕ НА ОСНОВАНИИ ПРИНЦИПА ВИБРОДИАГНОСТИКИ

**Шеховцов И.В.**, *к.т.н., доцент*, **Петраш С.В.**, *к.т.н., доцент*,  
**Малахов В.В.**, *к.т.н., старший преподаватель*,  
*Одесская государственная академия строительства и  
архитектуры, г. Одесса, Украина*

Диагностика и контроль качества строительных конструкций при их изготовлении и в период их эксплуатации всегда является актуальной задачей. Сегодня существует огромное разнообразие методов диагностики и контроля качества строительных конструкций, зданий и сооружений. Среди неразрушающих методов диагностики в последние десятилетия интенсивно развиваются вибрационные методы, которые позволяют во многих случаях получить определенные оценки состояния и качества конструкции в целом и при этом являются нетрудоемкими и достаточно простыми в реализации.

Вибрационные методы в качестве критерия оценки большинства требуемых контролируемых параметров строительных конструкций основаны на использовании частот свободных колебаний (поперечных и продольных), резонансных частот вынужденных колебаний и логарифмического декремента затухания колебаний.

В лаборатории тяжелых бетонов Одесской государственной академии строительства и архитектуры в рамках комплексного исследования совместной работы кирпичной кладки с железобетонным сердечником были проведены вибродиагностические испытания. Экспериментальные образцы представляли собой железобетонные сердечники сечением 380×400 мм, обжатые с двух сторон кирпичной кладкой. Высота образца составляла 1900 мм, общая ширина 1400 мм. Толщина кладки – 380 мм.

Вибрационная нагрузка создавалась с помощью портативной вибромашины, установленной непосредственно на боковой поверхности экспериментального образца. Частота колебаний машины изменялась с помощью частотного преобразователя Danfoss в пределах от 2 до 12 Гц ступенями равными 2 Гц. Количество циклов динамического нагружения на каждой ступени соответствовало  $N=600$  сек/Г. Вибрационная нагрузка прикладывалась к образцам в двух направлениях. Испытания многократноповторяющейся нагрузкой производились дважды: до приложения статической нагрузки и непосредственно перед разрушением образца.

В большинстве существующих способов динамическим критерием оценки качества конструкций является их основная (или, так



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

называемая, первая резонансная) частота колебаний. Данный параметр является недостаточно чувствительным к дефектам строительных конструкций, в частности для фрагментов кирпичной кладки. Поэтому в ходе исследования рассматриваемой проблемы также была поставлена задача поиска новых динамических критериев для диагностики состояния строительных конструкций методом вибродиагностики.

По результатам испытания экспериментально были получены числовые значения виброхарактеристик при приложении многократно повторяющейся нагрузки вдоль осей X и Y при частотах от 2 Гц до 12 Гц.



## СЛОИСТЫЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

**Шеховцов И.В.**, к.т.н., доцент, **Петраш С.В.**, к.т.н., доцент,  
**Овсак И.И.**, соискатель, *Одесская государственная академия  
строительства и архитектуры, г. Одесса, Украина*

В последнее время в практике строительства всё большую популярность приобретают многослойные конструкции, благодаря своей надёжности и экономической эффективности, что в современных экономических условиях играет первостепенную роль. Значительный резерв повышения эффективности использования таких конструкций - это использование несъемной опалубки. Сегодня одним из популярных производителей несъемной опалубки из щепцементных плит является компания VELOX, изделия которой нашли свое широкое применение в малоэтажном строительстве.

Целью исследования работы многослойных плит перекрытий, изготовленных с применением элементов несъемной опалубки VELOX, при действии статической нагрузки является вариация различных вариантах крепления опалубки. На основании экспериментальных и численных данных получены значения разрушающих нагрузок и деформаций в опытных конструкциях.

В лабораторных условиях были проведены испытания монолитных железобетонных плит и аналогичных им плит с применением элементов несъемной опалубки VELOX, закрепленной к нижней грани плиты. В процессе проведения испытаний разрушение опытных образцов происходило по классической схеме разрушения изгибающих элементов с раздроблением бетона сжатой зоны и образованием нормальных трещин. По результатам испытаний были определены величины относительных деформаций крайних сжатых и растянутых волокон плиты, а также деформации на границе материалов (бетона и VELOX), значения прогибов в центральной зоне.

При помощи программного комплекса «ЛИРА-САПР» было выполнено моделирование работы многослойной плиты при действии статических нагрузок. Расчет велся в нелинейной постановке. По результатам проведения расчетов были получены значения перемещений и напряжений, на основании которых были получены величины относительных деформаций слоев конструкции плиты.

Полученные результаты позволяют находить оптимальные конструктивные решения для сооружений с применением конструкций такого типа.



## ИНТЕГРАЛЬНЫЙ МЕТОД ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

**Якушев Д.И., доцент,**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
г. Одесса, Украина*

Использование методов динамического обследования (мониторинга) зданий, сооружений, строительных конструкций и их отдельных элементов находит все большее распространение в инженерной практике. По сложившейся и приведенной в [1] классификации методы различаются по способу возбуждения колебаний на:

- метод свободных затухающих колебаний;
- метод сейсмозрывных волн;
- вибрационный;
- регистрации малых колебаний (микросейсм).

Основными динамическими характеристиками, определяемыми при общем мониторинге в соответствии с [2] являются периоды основных тонов собственных колебаний по трем ортогональным направлениям и вычисленные для них логарифмические декременты.

Аппаратура для выполнения динамических измерений, в общем, может быть представлена комплексом включающим: сейсмоприемники; контроллер сбора и преобразования данных; регистратор; средства визуализации и интерпретации. В зависимости от принятого метода способа возбуждения колебаний подбираются типы сейсмоприемников, способ их расстановки, коммутации, количество одновременно используемых каналов, разрядность АЦП и пр. В качестве регистратора и для дальнейшей обработки измерений, как правило, используется персональный компьютер и специализированное ПО. По сравнению с трудоемкостью динамических испытаний, выполнявшихся в эпоху аналоговых регистраторов (осциллографов), и трудоемкостью обработки полученных записей процесс обработки результатов измерений значительно упростился и сократился во времени. Следует отметить достаточно высокую стоимость такого оборудования, обусловленную как узкой спецификой его применения, так и высокими требованиями, предъявляемыми к сейсмоприемникам и АЦП, необходимостью калибровки и поверки.

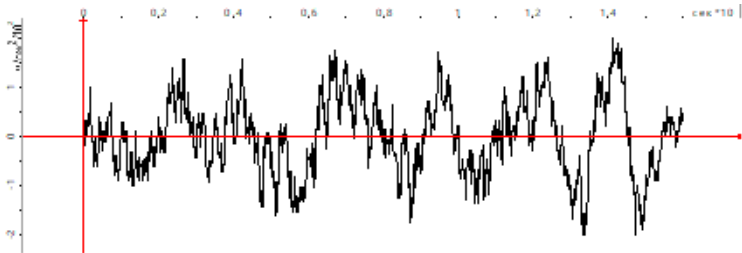
Использование метода регистрации микросейсмических колебаний, с точки зрения применения для большинства строительных объектов,



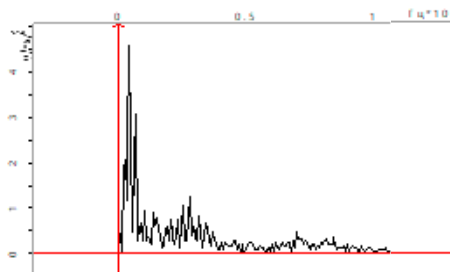
являється «нетравматичним» і легко реалізуемым при проведенні динамічного моніторингу для об'єктів масового будівництва.

Стандартним підходом при визначенні власних частот коливань являється аналіз спектрів Фур'є. Удобним інструментом аналізу даних вимірювань являється програма «Редактор акселерограмм» із пакета ПО «SCAD Office». На рис.1 представлені записані акселерограма і побудований для неї амплітудний спектр і спектр потужності.

а)



б)



в)

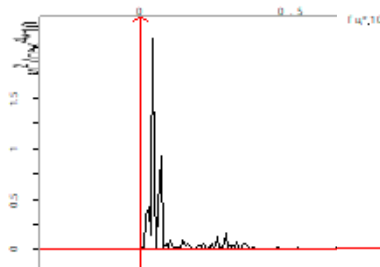


Рис.1. а) акселерограма; б) амплітудний спектр;  
в) спектр потужності.





По характерным пикам на графиках зависимости амплитуд и мощности от частоты определяются низшие частоты колебаний. Причем, не играет роли в каких единицах выполнена запись исходной акселерограммы. На точность определения частот колебаний не влияет тарировочная характеристика системы сейсмоприемник – АЦП, что существенно упрощает задачу по получению исходных данных.

На кафедре ГС ОГАСА разработаны и применяются мобильный измерительный комплекс и методика оценки результатов измерений, позволяющие производить запись акселерограмм по двум каналам с одновременной обработкой получаемых сигналов с получением спектрального распределения мощности, с применением стандартных аналоговых короткопериодных сейсмоприемников СМ-3КВ (или аналогичных) [3]. (Выбор этого типа сейсмоприемников обусловлен рабочим диапазоном частот, чувствительностью, практически линейной АЧХ в рабочем диапазоне, надежностью и простотой конструкции.)

Использование разработанного комплекса при выполнении работ по техническому обследованию строительных конструкций, ведению авторского надзора за строительством, научном сопровождении проектирования и строительства и мониторинге технического состояния эксплуатируемых объектов позволило определить основные направления применения получаемой информации:

- интегральная оценка изменения технического состояния строительных конструкций группы «А» [4] в комплексе с визуальным осмотром;
- определение общего технического состояния отдельных видов строительных конструкций;
- верификация расчетных моделей при выполнении комплексного технического обследования.

Так, при проведении работ по обследованию конструкций пешеходного моста над Военным спуском в г. Одессе данные натурных измерений в комплексе с детальным обследованием пролетных конструкций и опор позволили подобрать жесткости отдельных элементов расчетной схемы. Сравнение данных динамических измерений, выполненных после ввода в эксплуатацию (1968 г.), анализ результатов расчета конструкции моста, существенно ускорили и сократили объем выполняемых работ по детальному обследованию элементов его конструкции. На рис. 2 представлены общий вид сооружения, фрагмент расчетной схемы. В таблице 1. представлены результаты испытаний, выполненных в 1969, 2015 г.г., а также вычисленные значения частот (периодов) для 2 и 3-й форм собственных колебаний.



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

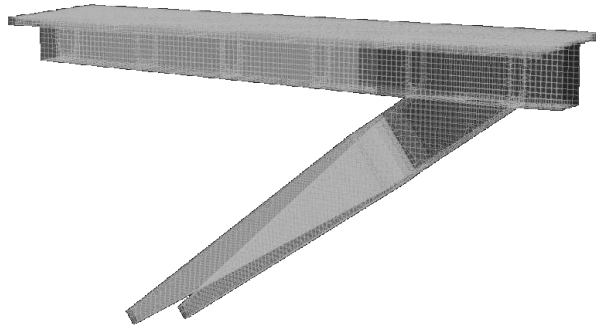


Рис. 2. Пешеходний мост над Военним спуском в г. Одессе.  
Общий вид. Расчетная схема, фрагмент.

Таблица 1.  
Собственные частоты колебаний конструкции пешеходного моста.

Форма колебаний	Частота, Гц (период, с)			
	Испытания 1969 г.	Расчетные значения		Испытания 2015 г.
		Первоначальные	Корректировка	
2 ( по Y )	1,82 (0,55)	1,65 (0,60)	1,61 (0,62)	1,59 (0,63)
3 ( по Z )	2,08 (0,48)	2,15 (0,68)	1,92 (0,52)	1,92 (0,52)



ОДИНАДЦЯТА  
ВСЕУКРАЇНЬСЬКА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ  
"БУДІВНИЦТВО В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ"

В рамках виконання робіт по визначенню впливу динамічних впливів від поглиблення призматических залізобетонних свай дизельним молотом на сусідньому участку будівництва вантажного терміналу на будівельні конструкції складу напольного зберігання зерна в Одеському морському торговому порту був виконаний комплекс тривалих спостережень (більше 3-х місяців) з фіксацією в часі змін частот власних коливань будівельних конструкцій при різних режимах (зміна інтенсивності навантаження в складських приміщеннях, зміна енергії поглиблення свай, робота різного складського обладнання). Виконаний статистичний аналіз даних, отриманих динамічними вимірами, в комплексі з чисельним моделюванням будівельних конструкцій, з урахуванням «підгонки» розрахункової схеми під результати натурних вимірювань, дозволив виявити приховані дефекти будівельних конструкцій експлуатуваного складу, визначити причини їх виникнення, а також усунювати порушення, допущені при влаштуванні внутрішньоскладського транспорту. На рис. 3. представлена гістограма виміряних частот коливань в одній точці по одному напрямку для перших 3-х форм.

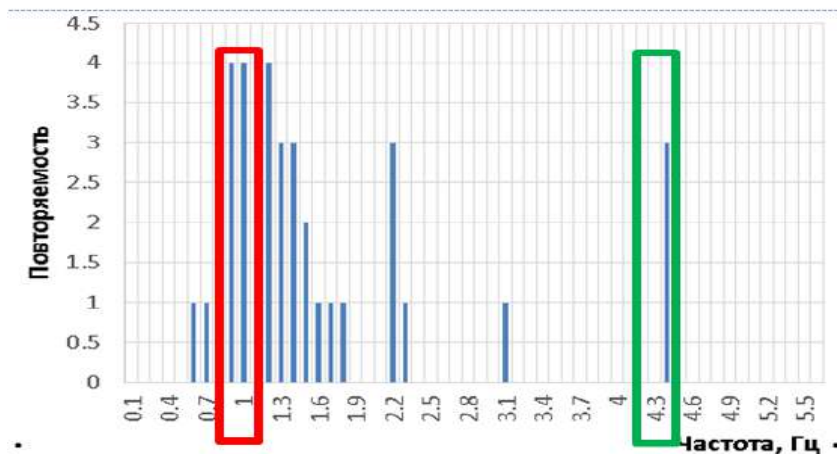


Рис.4. Графік повторяємості частот перших 3-х форм власних поступальних коливань по збігаючим напрямкам в одній точці



Данные, полученные при определении собственных частот конструкции методом регистрации микросейсмических колебаний, при постоянном или регулярных эпизодических динамических обследованиях, могут быть использованы как индикативный параметр оценки общей деградации строительных конструкций элементов группы «А», дополняющие набор инструментальных средств, применяемых при техническом обследовании.

Разработана методика, позволяющая существенно сократить объем обследовательских работ при проведении детального технического обследования причальных сооружений эстакадного типа на призматических железобетонных сваях. В основе метода лежит сравнение изменений частот по первым формам колебаний, полученных по результатам натурных измерений и расчетов, выполняемых с применением ПО реализующих МКЭ, для различных состояний, характеризующихся различной интенсивностью полезной нагрузки. Соотношение приращений, измеряемых и получаемых по результатам численного моделирования величин периодов собственных частот первых 3-х форм колебаний позволяет непосредственно определять параметр коэффициента сохранности сооружения, являющийся итоговой характеристикой выполнения детального технического обследования [5].

#### Литература:

1. Вибрационный метод испытания зданий/ Под ред. Г.А.Шапиро. М.: Стройиздат, 1972. 159 с.
2. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва, Стандартинформ, 2014. 55с.
3. ГОСТ 28134-89 Сейсмоприемники электродинамические. Типы, основные параметры и технические требования. Москва, Стандартинформ, 2007. 5с.
4. ДБН В.1.2-14-2009 Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений строительных конструкций и оснований. Киев: Минрегионстрой Украины, 2009.
5. НД 31.3.002-2003 Инструкция по инженерному обследованию и паспортизации портовых гидротехнических сооружений. Одесса, 2009.



## ЗМІСТ

<b>Нормативные документы по сейсмостойкому строительству нового поколения. Изменения № 1 ДБН В.1.1-12: 2014 «Строительство в сейсмических районах Украины»</b>	3
Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г., Бабик К.Н., Егупов К.В., Кендзера А.В., Шеховцов И.В., Петраш С.В.	
<b>Будівництво у сейсмічних районах України будівель і споруд зі стінами із цегли і великорозмірних блоків</b>	9
Ковров А.В., Петраш С.В., Шеховцов І.В.	
<b>Вплив локальних ґрунтових умов на сейсмічні коливання майданчика ташлицької ГАЕС</b>	13
Кендзера О.В., Семенова Ю.В., Єгупов В.К., Лісовий Ю.В., Вербицький С.Т.	
<b>Проблемы научного сопровождения проектирования зданий повышенной этажности в городе Одесса</b>	16
Дорофеев В.С., Егупов К.В., Мурашко А.В., Сорока Н.Н.	
<b>Современные технологии домостроения и проблемы сейсмической безопасности застроек городов в центральноазиатском регионе</b>	19
Хакимов Ш.А.	
<b>Сравнительный анализ различных методик расчета на сейсмическое воздействие</b>	21
Городецкий А.С., Гензерский Ю.В.	
<b>Конструктивна система з просторовими пілонами і стиками вільного обпирання</b>	22
Фаренюк Г.Г., Немчинов Ю.І., Бамбура А.М., Мар'єнков М.Г., Гурківський О.Б., Сазонова І.Р., Червонобаба Г.В., Шадрін В.В., Азараєв В.В.	
<b>Сейсмостійке будівництво в публікаціях Міжнародної федерації залізобетону</b>	25
Кривошеєв П.І., Сенаторов В.М.	



- Design of steel sheet pile retaining walls in seismic areas** 27  
Darius Macijauskas, Heiko Zillgen
- К вопросу применения в сейсмостойком строительстве свайных фундаментов с высоким ростверком** 28  
Абакнов М.С.
- Повышение сейсмостойкости кирпичных зданий старой застройки** 31  
Адамчук Н.В., Дорофеев В.С., Егупов К.В., Мурашко А.В., Сорока Н.Н., Пушкарь Н.В.
- Геофизический прогноз потенциальных рисков сейсмического разжижения грунтов** 33  
Алексенко А.С., Довбнич М.М., Деренг В.Н.
- Розрахунок позацентрово стиснутих гнучких залізобетонних елементів за методом "реальної" кривизни** 36  
Бамбура А.М., Дорогова О.В., Сазонова І.Р., Богдан В.М.
- Врахування матеріального демпфування в розрахунках будівель на сейсмічні впливи** 39  
Барабаш М.С.
- Визначення загальних критеріїв ймовірності безвідмовної роботи причальних споруд естакадного типу при сейсмічній дії** 41  
Безушко Д.І., Єгупов К.В., Єгупов В.К.
- Исследование сейсмостойкости культовых зданий и сооружений при использовании технологии возведения из деревянных модульных блоков** 43  
Белаш Т.А., Иванова Ж.В., Максименко Д.Д.
- Восстановление эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций предварительно напряженными фиброармированными пластиками** 45  
Беспаяев А.А.



- Досвід застосування положень нового регулюючого документу «Вимоги до сейсмостійкого проектування та оцінки сейсмічної безпеки енергоблоків атомних станцій. НП 306.2.208-2016» при виконанні робіт з оцінки сейсмостійкості енергоблоків АЕС України** 48  
Р.Я. Буряк, Д.І. Рижов, О-й.П. Шугайло, О-р.П. Шугайло, М.А. Мустафін, О.В.Городніченко
- Трещиностійкість похилих перерізів залізобетонних балок** 49  
Вегера П.І., Бліхарський Я.З., Хміль Р.Є., Бліхарський З.Я.
- Динамические модели строительных материалов и конструкций** 51  
Выровой В.Н., Суханов В.Г.
- Можливості ПК ЛІРА-САПР 2018 для моделювання динамічних впливів** 54  
Гензерський Ю.В.
- Особенности проектирования зданий и сооружений на сложном рельефе с учетом сейсмики** 55  
Дж.Я. Гигинейшвили, И.Э. Тимченко, Д.Я. Гигинейшвили, Т.Г. Мацаберидзе
- Results of theoretical and experimental studies of prestressed concrete elements reinforced by basalt plastic reinforcement** 57  
Johni Gigineishvili
- Новые варианты решения одевающих подпорных стен для закрепления и озеленения оползневых склонов на сложном рельефе с учетом сейсмического воздействия** 58  
Д.Я. Гигинейшвили, Д.Д. Гигинейшвили, Т.Г. Мацаберидзе
- О роли и месте дисциплины «Сейсмостокость сооружений» при подготовке современного инженера-строителя** 60  
Гилодо А.Ю., Арсирый А.Н., Коршак О.М.
- Реалізація методики PUSHOVER ANALYSIS з урахуванням різноманітних нормативів** 62  
Городецький О.С., Пікуль А.В.



- Проект нормативного акту «Сейсмічне мікрорайонування під об'єкти атомної енергетики» - обговорення першої редакції** 64  
Довбніч М.М., Кендзера О.В.
- Физически нелинейные конечные элементы для решения задач статики и динамики В ПК ЛИРА 10.8** 68  
Евзеров И.Д., Гераймович Ю.Д., Марченко Д.В.
- Реализация нелинейного статического расчета (PUSHOVER ANALYSIS) в программном комплексе ЛИРА 10.8** 70  
Евзеров И.Д., Гераймович Ю.Д., Марченко Д.В.
- Сейсмостойкость морских причальных сооружений эстакадного типа** 72  
Егупов К.В., Мельцов Г.И., Егупов В.К.
- Оптимизация инженерной сейсморазведки почв, склонных к карстованию** 75  
Жуковский В. К., Гохман А. Р., Заволока М. В., Выровой В. Н.
- Нові підходи щодо визначення вартості робіт з науково-технічного супроводу** 77  
Івлєва Н.П., Григанська Т.І.
- Восстановление и усиление железобетонных конструкций, поврежденных в результате сейсмического воздействия** 80  
Карпюк В.М., Даниленко Д.С., Семина Ю.А.
- Применение международного опыта механической стыковки арматуры в Украине** 83  
Климович И.М., Нестеренко Ю.О.
- Динамические расчеты в курсе сопротивления материалов как основа расчета конструкций на сейсмические воздействия** 86  
Ковров А.В., Петраш С.В., Шеховцов И.В., Чайковский Р.Э.





- Ефективність співпраці з міжнародними громадськими об'єднаннями у вирішенні науково-технічних проблем будівельної галузі** 88  
Кривошеєв П.І., Корнієнко М.В., Титаренко В.А., Козелецький П.М.
- О системных IT- и ВИМ-уточнениях динамических моделей, расчетов и испытаний при защите и диагностике зданий и сооружений** 89  
Кулябко В.В.
- Анализ эффекта сейсмоизоляции на основе результатов записей станций инженерно-сейсмометрической службы на зданиях** 92  
Лалин В.А., Ержанов С.Е., Даугавет В.П.
- Обґрунтування впливу меірополітену на несучу здатність конструкцій будівель** 95  
Максименко В.П., Башинський Я.В.
- Оцінка сейсмостійкості висотної будівлі з несучими стінами на сейсмічні навантаження в м.Одеса** 97  
Максименко В.П., Бут М.О., Іванова О.М.
- Обґрунтування сейсмостійкості висотної будівлі за результатами інструментальних та динамічних досліджень** 101  
Мар'єнков М.Г., Бабік К.М., Глуховський В.П., Богдан Д.В., Недзведська О.Г., Самойленко С.М.
- Нелинейная работа конструкций здания при афтершоках на лёссовом просадочном основании, уплотнённом гидровзрывом** 103  
Мар'єнков Н.Г., Болотов Ю.К., Шокарев В.С., Тарасюк В.Г., Шокарев А.С., Недзведская О.Г.
- Натурное испытание монолитной железобетонной плиты нагружением каркасно-каменного здания расположенного в сейсмически опасном районе (г. Одесса)** 105  
Мар'єнков Н.Г., Шеховцов И.В., Петраш С.В., Бондаренко А.В., Шеховцов В.И.



- Комплексные натурные динамические испытания каркасного многоэтажного жилого дома с поэтажной кладкой стен и перегородок** 107  
Михайлов А.А., Алайбова Н.А.
- К вопросу паспортизации жилых зданий повышенной этажности в сейсмических районах** 108  
Михайлов А.А., Алайбова Н.А.
- Строительство цементно-бетонных автодорог в Одесском регионе** 109  
Мишутин А.В., Смолянец В.В., Егиазарян А.В.
- Участие украинской делегации АУСС в 16 Европейской конференции по сейсмостойкому строительству** 110  
Немчинов Ю.И., Егупов К.В., Кендзера А.В., Егупов В.К.
- Выбор параметров, расчет и экспериментальные исследования эластомерных блоков для виброрейсмозащиты зданий и сооружений** 112  
Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г., Жарко Л.А., Бабик К.Н., Булат А.Ф., Кобец А.С., Дырда В.И., Лисица Н.И., Немченко В.В.
- Изменение динамических характеристик основания при строительстве зданий и сооружений** 114  
Осадчий В.С., Бондаренко А.С., Анисимов К.И., Великий Д.И.
- Научно-методические основы прогноза сейсмической уязвимости зданий** 115  
Осадчий В.С., Бондаренко А.С., Анисимов К.И., Дмитриев С.В.
- Защита от оползней и повышение сейсмостойкости автомобильных дорог** 117  
Петричко С.Н., Шаповалов А.В.
- Усовершенствованная методика расчета железобетонных элементов на прочность и сейсмостойкость с учетом требований Еврокодов** 119  
Сейфуллаев Х.К., Гараев А.Н.



<b>Врахування сейсмічних впливів при проектуванні основ і фундаментів будівель та споруд</b> Слюсаренко Ю.С., Титаренко В.А., Мелашенко Ю.Б., Шумінський В.Д.	122
<b>Проблемные вопросы сейсмоизоляции зданий и сооружений – объектов культурного наследия</b> Суханов В. Г., Выровой В. Н., Суханова С. В.	126
<b>Забезпечення стійкості багатоповерхових будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі</b> Тарасюк В.Г., Фесенко О.А., Сокол В.Г.	127
<b>Использование нормативов EUROCODE и ДБН в ПК ЛИРА-САПР 2018</b> Титок В.П., Ромашкина М. А.	129
<b>Вертикальний імпеданс фундаменту на шарі водонасиченого ґрунту</b> Трофимчук О.М., Гомілко О.М., Савицький О.А.	132
<b>Гидрогеологические условия и локальная сейсмическая опасность территорий (на примере г. Одессы)</b> Черкез Е.А., Козлова Т.В.	134
<b>Испытание пролетного строения конвейерной галереи с целью контроля его жесткости</b> Шеховцов И.В., Петраш С.В., Бондаренко А.В., Шеховцов В.И.	137
<b>Поиск дефектов в кирпичной кладке на основании принципа вибродиагностики</b> Шеховцов И.В., Петраш С.В., Малахов В.В.	139
<b>Слоистые плиты перекрытий при действии статической нагрузки</b> Шеховцов И.В., Петраш С.В., Овсак И.И.	141
<b>Интегральный метод оценки технического состояния строительных конструкций по результатам динамических испытаний</b> Якушев Д.И.	142

Наукове видання

**БУДІВНИЦТВО  
В СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ**

**Збірка тез доповідей  
Одинадцятої всеукраїнської  
Науково-технічної конференції**

**10 – 14 вересня 2018 р.**

*(українською, російською та англійською мовами)*

Підписано до друку 20.02.2018 р.  
Формат 60×84/16 Папір офсетний Гарнітура Times  
Цифровий друк. Ум.-друк. арк. 15,58.  
Наклад 300 прим. Зам. №18-21

Видавець і виготовлювач:  
**Одеська державна академія будівництва та архітектури**  
Свідоцтво ДК № 4515 від 01.04.2013 р.  
Україна, 65029, м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4.  
тел.: (048) 729-85-34, e-mail: [rio@ogasa.org.ua](mailto:rio@ogasa.org.ua)

---

Надруковано в авторській редакції з готового оригінал-макету  
в редакційно-видавничому відділі ОДАБА



**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО  
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”  
(ДП НДІБК)**



**НОРМИ ТА ПРАВИЛА  
РОЗРАХУНКИ  
ПРОЕКТУВАННЯ  
МОНІТОРИНГ  
ОБСТЕЖЕННЯ  
ВИПРОБУВАННЯ  
ЕКСПЕРТИЗА  
КОНСУЛЬТАЦІЇ**



**НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У  
БУДІВНИЦТВІ**

- ▶ науково-технічний супровід проектування та зведення будівель і споруд в т.ч.:
- на територіях зі складними інженерно-геологічними і сейсмічними умовами;
- об'єктів ядерної та теплової енергетики;
- ▶ розробка будівельних норм і правил (ДБН), державних стандартів (ДСТУ) та ін.;
- ▶ розробка конструктивних рішень та технологій зведення доступного житла;
- ▶ розробка технічних рішень з підвищення енергоефективності будівельних об'єктів.

**КОНТРОЛЬ ЯКОСТІ ПРОДУКЦІЇ**

- ▶ проведення комплексних обстежень технічного стану будівель і споруд будівельних конструкцій і матеріалів;
- ▶ оцінка рівня теплотехнічних якостей будівельних конструкцій;
- ▶ оцінка рівня та розробка захисту акустичного опорядження житлових, громадських, у т.ч. спеціалізованих театральних, музейних, архівних, виробничих та інших об'єктів.

**ІНЖИНІРІНГОВІ ПОСЛУГИ**

- ▶ розробка методів розрахунків будівельних конструкцій;
- ▶ розробка технологій виготовлення будівельних конструкцій;
- ▶ надання інженерної допомоги при зведенні несучих і огорожувальних будівельних конструкцій;
- ▶ розробка рекомендацій при реконструкції або аваріях будівель і споруд із збереженням або зміною умов їх експлуатації;
- ▶ обстеження і оцінка технічного стану будівельних конструкцій будівель, споруд та інженерних мереж;
- ▶ технічний нагляд за будівництвом;
- ▶ геодезичний контроль за будівництвом;
- ▶ проєкт виконання будівельних робіт;
- ▶ консультативні послуги;
- ▶ підготовка кадрів вищої кваліфікації через аспірантуру;
- ▶ сертифікація будівельних матеріалів, виробів та конструкцій;
- ▶ експертиза науково-технічної продукції, у тому числі робіт проєктних, науково-дослідних та дослідно-конструкторських;
- ▶ інформаційні та рекламні послуги.

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ  
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

**ПОБУДЬ СВОЄ  
МАЙБУТНЄ!**

- бакалаврат
- магістратура
- друга вища освіта
- курси підвищення кваліфікації

**(048) 729 85 96**

Одеса, вул. Дідріхсона, 4



@odaba1930

@odaba\_ogasa

[www.ogasa.org.ua](http://www.ogasa.org.ua)

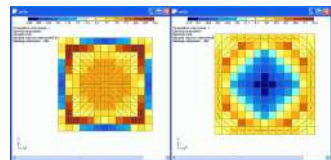
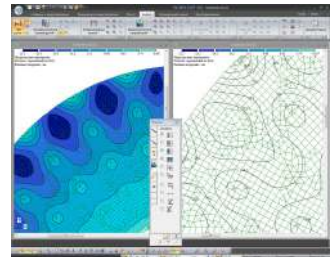
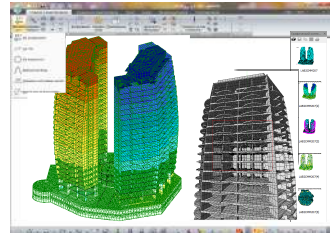




# ЛІРА-САПР®

Реалізація сучасних концепцій автоматизованого проектування і технології BIM

- Повний цикл архітектурно-будівельного проектування з видачею проектно-конструкторської документації.
- Процесори орієнтовані на вирішення завдань різної складності.
- Реалізований метод суперелементів, що дозволяє зняти будь-які обмеження на розмір розв'язуваної задачі.
- **Лінійний процесор** орієнтований на вирішення задач на статичні (силові і деформовані) і динамічні впливи в лінійній постановці.
- **Нелінійний кроковий - ітераційний процесор** орієнтований на вирішення задач у нелінійній постановці.
- Модулі врахування фізичної нелінійності розроблені на основі різних нелінійних залежностей - (в тому числі з урахуванням спадаючої гілки, розвантажувальної гілки відмінною від навантажувальної). Можливість комп'ютерного моделювання процесу навантаження з дослідженням розвитку тріщин, проявом деформації повзучості і текучості аж до отримання картини руйнування конструкції.
- Процесор **Інженерна нелінійність** дозволяє врахувати знижену жорсткість залізобетонних елементів при розрахунку на все навантаження з подальшим визначенням РСЗ, РСН.
- Процесор **Монтаж** дозволяє проводити комп'ютерне моделювання процесу зведення різних конструкцій. Наприклад, зведення висотних будівель з монолітного залізобетону з урахуванням багаторазового зміни розрахункової схеми, демонтажу стійок опалубки, прикладання і зняття монтажного навантаження, різної жорсткості і міцності бетону, викликаной тимчасовим заморожуванням укладеної суміші, та іншими факторами.
- Режим варіантного проектування: в одному завданні користувач може варіювати перерізами елементів, матеріалами, нормативами.
- Розвинена бібліотека скінченних елементів, що дозволяє створювати комп'ютерні моделі практично будь-яких конструкцій.
- **Конструктор перерізів** виконує обчислення характеристик жорсткості: згинальних, крутильних, зсувних, секторальних, для моно і мульті матеріальних довільних перерізів. Перерізи можуть бути суцільними, тонкостінними і комбінованими. Дopusкається включення смугових елементів, прокатних профілів і арматурних включень.
- **Система, що конструює армування АРМ-САПР** реалізує підбір площ перерізу арматури колон, балок, плит і оболонки за першим та другим граничними станами відповідно до різних нормативів. За результатами розрахунку формуються креслення балок і колон, а також створюються dxf-файли креслень. Реалізовані ДБН В.2.6-98:2009, СП 52-101-2003, СНиП 2.03.01-84, Єврокод, ТСН 102-00,





# СОЕДИНЕНИЕ АРМАТУРЫ БЕЗ СВАРКИ



Made in Ukraine

**СПРУТ-УКРАЇНА**

з'єднання сталевих арматур



# Соединение арматурных стержней без сварки!



Произведено в Украине  
Made in Ukraine



Точные данные на закупку арматуры исключают последующий перерасход



Запланированный расход арматуры – без тотального контроля



Сдача объекта в запланированный срок с экономией средств до 30%



Способ менее металлоемкий чем нахлест, дешевле чем сварка



Отсутствие эксцентриситета, возникающего при нахлесте, с гарантией равнопрочности



Оценка соединений составляет 5 баллов по приложению 2 – ГОСТ 14098



Простая методика контроля качества соединений



100% сервисная поддержка + обучаем работе и обслуживаем оборудование



Замена нахлеста и сварки на обжимные муфты дают 40% экономии



**Спрут-Україна**

з'єднання сталевї арматури



+38 (044) 360 75 03

+38 (048) 794 35 03

[sprut-ukraine.com.ua](http://sprut-ukraine.com.ua)