



УДК 699.841 620.179.16



МАР'ЄНКОВ М.Г.

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



БАБІК К.М.

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



БОГДАН Д.В.

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



НЕДЗВЕДСЬКА О.Г.

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



ГЛУХОВСЬКИЙ В.П.

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



САМОЙЛЕНКО С.М.

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

ОБҐРУНТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ІНСТРУМЕНТАЛЬНИХ ТА ДИНАМІЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

АНОТАЦІЯ

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

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

згідно діючим в Україні державним будівельним нормам.

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

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



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

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

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

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

Kyiv, Ukraine,

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

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

ORCID: 0000-0001-8613-877X

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

Kyiv, Ukraine,

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

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

ORCID: 0000-0002-8763-510X

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

Kyiv, Ukraine,

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

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

ORCID: 0000-0003-2954-3140

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

Kyiv, Ukraine,

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

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

ORCID:

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

Kyiv, Ukraine,

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

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

ORCID: 0000-0002-1342-7551

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

Kyiv, Ukraine,

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

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

ORCID: 0000-0002-8517-6990

ABSTRACT

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

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

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

The building structures instrumental and dynamic studies were executed after the erection of 16, 18, 20, 22 and 23 floors. The experimental data confirmed that on the mentioned floors the concrete strength in individual columns, diaphragms and floor slabs was by one class lower than the design one, which was taken into account when calculating the building computer model. The recorded maximum amplitudes of the building top horizontal vibrations were lower than a value of 8 cm/s² permissible for high-rise buildings.

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

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

ВСТУП

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

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

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



рії за сейсмічними властивостями.

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

Під час досліджень на стадії будівництва було здійснено:

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

ВИЗНАЧЕННЯ ОДНОРІДНОСТІ ТА МІЦНОСТІ БЕТОНУ УЛЬТРАЗВУКОВИМ МЕТОДОМ

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

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

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

проектними значеннями.

Як свідчать отримані результати:

- у вертикальних конструкціях (колонах і діафрагмах) 16-го поверху, виготовлених у 2011 р., фактичний клас міцності бетону (C30/35) перевищує проектне значення (C25/30);
- в обстежених діафрагмах 16-го поверху, виготовлених у 2017 р., фактичний клас міцності бетону відповідає проектному (C25/30);
- в обстежених колонах 16-го поверху, що виготовлені у 2017 р., і в плиті перекриття 16-го поверху фактичний клас міцності бетону (C20/25) нижче від проектного (C25/30);
- в обстежених вертикальних конструкціях (колонах і діафрагмах) 17-го, 18-го, 19-го, а також в колонах 20-го поверху фактичний клас міцності бетону відповідає проектному значенню (C25/30). В діафрагмах 20-го поверху фактична міцність бетону (C20/25) на клас нижча від проектною (C25/30);
- плитах перекриття 17-го і 18-го поверхів фактична міцність бетону (C20/25) на клас нижча від проектною (C25/30). В плиті перекриття 19-го поверху фактична міцність бетону відповідає проекту (C25/30);
- в обстежених колонах і діафрагмах 21-го поверху, а також в колонах 23-го поверху висотної частини будівлі фактичний клас міцності бетону відповідає проектному значенню (C25/30). В колонах 22-го поверху і діафрагмах 22-го та 23-го поверхів фактична міцність бетону (C20/25) на клас нижча від проектною (C25/30);
- в плитах перекриття 20–23-го поверхів фактична міцність бетону (C20/25) на клас нижча від проектною (C25/30).

ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ АРМУВАННЯ ВЕРХНЬОЇ ЗОНИ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ МАГНІТНИМ МЕТОДОМ

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

Параметри армування визначались магнітним структуроскопом PROFOMETER-5. Відносна похибка визначення захисного шару бетону цим приладом – не більше $\pm 5\%$. Абсолютна похибка визначення діаметрів одиничних стрижнів – не більше ± 2 мм. Параметри армування (розташування арматури, величина захисного шару бетону і діаметри стрижнів) реєструвались при екстремальних значеннях інформативного параметра на ділянках (площею 1,5-2 м²) верхніх зон плит перекриття, що знаходились поза створами колон. За результатами досліджень



можна зробити такі висновки:

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

ВІБРОДИНАМІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ БУДІВЛІ

Метою вібродинамічних досліджень є визначення динамічних характеристик зведеної частини будівлі.

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

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

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

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

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

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

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

Максимальні амплітуди горизонтальних віброприскорень при коливаннях 16-поверхового каркасу знаходяться в діапазоні 0,2-0,5 cm/s^2 .

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

РОЗРОБКА ТА ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ

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

Відпір ґрунту по боковій поверхні паль і під їх основою моделюється одновузловими скінченними елементами (KE56). Сейсмічні навантаження визначалися відповідно до вимог [2].

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

η_{ki} - коефіцієнт, що залежить від форми деформації



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



ВИСНОВКИ

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

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

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

REFERENCES

1. DSTU B V.1.1-28:2010 Protection against dangerous geological processes, harmful operational influences, against fire. Scale of seismic intensity. – In force since 2011-10-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2011. – IV, 47 p.
2. DBN B.1.1 -12:2014 Construction in seismic regions of Ukraine. – In force since 2014-10-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2014, VI. – 110 p.
3. DSTU B V.2.7-226:2009 Building materials. Concretes. Ultrasonic method of strength determination. – In force since 2010-09-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2010. – IV, 22 p.
4. DSTU B.V.2.7-224:2009 Building materials. Concretes. Rules for the strength control. – In force since 2010-09-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2010. – IV, 14 p.
5. DBN V.2.6-98:2009 Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. – In force since 2011-06-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2011, 71 p.
6. DSTU B.V.2.6-4-95 Reinforced concrete structures. Magnetic method for the determination of the thickness of concrete protection and the location of the reinforcement. – In force since 1995-07-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 1996. – IV, 16 p.
7. DSTU GOST 12.1.012-2008 OSSS. Vibration safety. – In force since 01.07.98. – M.: Publishing House of Standards, 1990, 46 p.
8. Software «Seismic monitoring». Users manual. – Company «Diatos», Nat. Techn. Univ. "KPI", Kiev, 2009.
9. SW «Lira», version 9.4. Software system for structural calculations and design. Reference and theoretical manual under the editorship of A. Horodetskyi, the member of the IT Academy of Ukraine. – K.-M., 2003. – 464 p.
10. DSTU B V.2.6-156:2010 Buildings and facilities structures. Concrete and reinforced concrete structures made of heavy-weight concrete. Design rules. – In force since 2011-06-01. – K.: SE «Ukrarkhbudinform», 2011. – 118 p.

Стаття надійшла до редакції 15.05.2018 р.