

УДК 519.7:624.012

Ю.І. КАЛЮХ, В.А. ДУНІН, Я.О. БЕРЧУН, С.М. САМОЙЛЕНКО

## ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-АНАЛІТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗНИЧНИХ ПРОТИЗСУВНИХ СПОРУД ПІД ДІЄЮ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

***Анотація.** Пропонується нова прикладна методика системного аналізу технічного стану залізничних протизсувних споруд (ЗПС). Методика включає наступні етапи: вібродинамічне обстеження ЗПС; побудову математичної та розрахункової моделей об'єкта дослідження; виконання розрахунків напружено-деформованого стану ЗПС за допомогою відомих програмних засобів будівельної механіки, які сертифіковані та використовуються в будівельній галузі України; порівняльний аналіз експериментальних та розрахункових даних; рекомендації щодо ремонту, відновлення (в разі потреби) та подальшої експлуатації. З'ясовано, що ЗПС в середній частині на час проведення віброметричних досліджень має зменшений показник жорсткості в горизонтальному напрямку. Це може бути спричинено як конструктивними особливостями ЗПС, так і внутрішніми дефектами, що накопичилися за час експлуатації стінки. Максимальні зареєстровані амплітуди віброприскорень ЗПС при дії мікросейсмічних коливань і русі залізничних поїздів не перевищують по осі X  $0,25 \text{ см/с}^2$ , по осі Z –  $0,8 \text{ см/с}^2$ . Міцність бетону відповідає класу В25. Для подальшої експлуатації необхідно ліквідувати наявні дефекти. Експериментально зареєстрована максимальна амплітуда поперечних коливань виникає при частоті 8 Гц. Різниця з розрахунковою частотою коливань становить 1,46 Гц, що відповідає відхиленню ~ 18%.*

***Ключові слова:** системний аналіз, технічний стан, протизсувна споруда, неруйнівні методи, чисельне моделювання.*

### Вступ

Протягом останніх 20–30 років швидкість руху на залізницях збільшилася до 500–600 км/год. Це вимагає підвищеного рівня надійності всіх елементів ланцюжка «локомотив – потяг – залізничні колії – огорожувальні залізобетонні будівельні конструкції». Підпирні стіни знаходяться під безперервним динамічним впливом техногенних і природних факторів (сейсмічні навантаження) [1]. Для підтримки на належному технічному рівні підпирних споруд та безперебійної роботи залізниці необхідне визначення деформацій ЗПС на початковому етапі, без аварійних ситуацій і припинення проходження залізничних потягів [2]. Основна тенденція в розвитку технічних засобів для реалізації методів неруйнівного контролю в порівнянні з візуальним обстеженням – створення складного багатофункціонального програмно-технічного обладнання для комплексної оцінки стану будівельних конструкцій за результатами аналізу хвильових процесів [3–5].

### Основна частина

Пропонується нова прикладна методика системного аналізу технічного стану залізничних протизсувних споруд (ЗПС). Методика включає наступні етапи:

© Ю.І. Калюх, В.А. Дунін, Я.О. Берчун, С.М. Самойленко, 2017

1. *Вібродинамічне обстеження ЗПС.*

2. *Побудова математичної та розрахункової моделей об'єкта дослідження. Виконання розрахунків напружено-деформованого стану (НДС) ЗПС за допомогою відомих програмних засобів будівельної механіки, які сертифіковані та використовуються в будівельній галузі України.*

3. *Порівняльний аналіз експериментальних та розрахункових даних.*

4. *Рекомендації щодо ремонту та відновлення (в разі потреби), а також для подальшої експлуатації.*

**Етап 1** включає наступний порядок виконання робіт при вібродинамічних обстеженнях ЗПС. Методика віброметричних (інструментальних) обстежень передбачає вимірювання віброприскорень підпірних стінок протизсувної споруди та прилеглого ґрунту в горизонтальній та вертикальній площині по напрямках *X* та *Z* відповідно до [6, 7]. Для попереднього ознайомлення з об'єктом обстеження була розглянута схема ЗПС із зазначенням основних розмірів. Підпірна стінка утримує насипаний під колійну основу ґрунт завдяки перерізу, що за формою близький до прямокутної трапеції з довжиною верхньої основи 4,5 м, нижньої – 1,5 м та висотою 5 м. На насипному ґрунті розміщена основа для одноколіїної залізниці. Конструктивно підпірна стінка зібрана з окремих однотипних елементів «стіна в ґрунті» шириною 130 см, встановлених на фундамент з пал'овим ростверком. У верхній частині підпірна стінка має монолітний залізобетонний пояс площею перерізу 600х600 мм. Зовнішніми чинниками динамічного впливу на підпірну стінку є такі: знакоперемінні мікросейсмічні коливання природного характеру, зумовлені розташуванням досліджуваного об'єкта в сейсмічній зоні передгір'я Карпат; рух залізничних потягів по певній ділянці залізничної колії.

Мікросейсмічні коливання ґрунту відбуваються постійно і мають змінний характер як за напрямком, так і за інтенсивністю. Вплив рухомих залізничних потягів на ґрунтову основу залізничної колії та протизсувну споруду є нерегулярним. Як показали візуальні спостереження, швидкість руху пасажирських залізничних потягів на ділянці, що прилягає до протизсувної споруди, не перевищує 50–80 км/год.

У рамках розробленої методики були реалізовані наступні схеми (див. рис. 1) розміщення вібродатчиків на верхньому майданчику ЗПС:

Схема 1. Розміщення датчиків №5, №6 та №7 на верхньому майданчику стіни в т. 1, т. 2 та 3 та для вимірювання горизонтальних віброприскорень в напрямку *X*.

Схема 2. Розміщення датчиків №5, №6 та №7 на верхньому майданчику стіни в т. 1, т. 2 та 3 та для вимірювання вертикальних віброприскорень в напрямку *Z*.

На положення осей *X* та *Z* на рис. 1 вказують напрямки вимірювання віброприскорень. Рух потяга вздовж залізничної колії здійснювався в напрямку від т. 1 до т. 3 (рис. 1). Для виконання всього обсягу запланованих вібродинамічних обстежень записи коливань проводились протягом 3 хв, двічі повторюючись по кожній схемі розміщення вібродатчиків, хоча безпосередньо динамічний вплив від потяга на підпірну стінку здійснювався протягом 20 с при його швидкості близько 50 км/год.



Рис. 1 – Місця розташування вібродатчиків під час дослідження підпірної стінки

На рис. 2 представлений графік часового сигналу горизонтальних віброприскорень в напрямку X (перпендикулярному до залізничної колії) при русі пасажирського потяга. Горизонтальні віброприскорення зафіксовані в діапазоні  $0,21-0,42 \text{ м/с}^2$  на кінцевих ділянках підпірної стінки та  $0,63 \text{ м/с}^2$  на середній ділянці підпірної стінки. Запис часових сигналів віброприскорень проводився в діапазоні частот від  $0,3 \text{ Гц}$  до  $100,0 \text{ Гц}$ . Діапазон переважаючих частот при русі потяга для крайніх та середньої ділянок близький – в діапазоні  $0,3-25,0 \text{ Гц}$ . Для оцінки динамічних властивостей вказаних ділянок підпірної стінки наведено амплітудні спектри коливань в т.1 – т.3 при проїзді пасажирського потяга. На рис. 3 представлені амплітудні спектри горизонтальних коливань по X відповідно для т. 1 – т. 3.

Перша переважаюча частота амплітудного спектру горизонтальних коливань на крайніх ділянках ЗПС по напрямку X складає  $6,8 \text{ Гц}$  (рис. 3, верхній та нижній рисунки). Ділянка в середній частині підпірної стінки такого явного піку переважаючих частот не має (рис. 3, середній рисунок). Це свідчить про те, що підпірна стінка в середній частині на час проведення віброметричних досліджень має зменшений показник жорсткості в горизонтальному напрямку. Це може бути спричинено як конструктивними особливостями ЗПС, так і внутрішніми дефектами, що накопичилися за час експлуатації стінки. В якості пояснення звернемо увагу на конструктивні особливості стінки після її зведення. В результаті візуального обстеження встановлено, що верхні розподільчі балки на окремих ділянках ЗПС тільки прилягають до елементів "стіна в ґрунті" під "власною вагою", а не зав'язані з ними, як це спостерігається на інших ділянках та повинно бути за проектом.

Важливим фактором негативного динамічного впливу на ЗПС є можлива наявність з'єднувального стику колій на даній ділянці залізничного полотна. Таким чином, споруда підпірної стінки відповідає класу стійкості С, а допустимі значення віброприскорень при періодичних коливаннях складають  $380 \text{ мм/с}^2$  ( $38,0 \text{ см/с}^2$ ). Для ґрунту допустимий рівень віброприскорень, при яких виключене осідання фундаментів будівлі або споруди, згідно з рекомендаціями Савінова О.А. та Кудрявцева І.А. [8, 9], не може перевищувати  $15 \text{ см/с}^2$ .

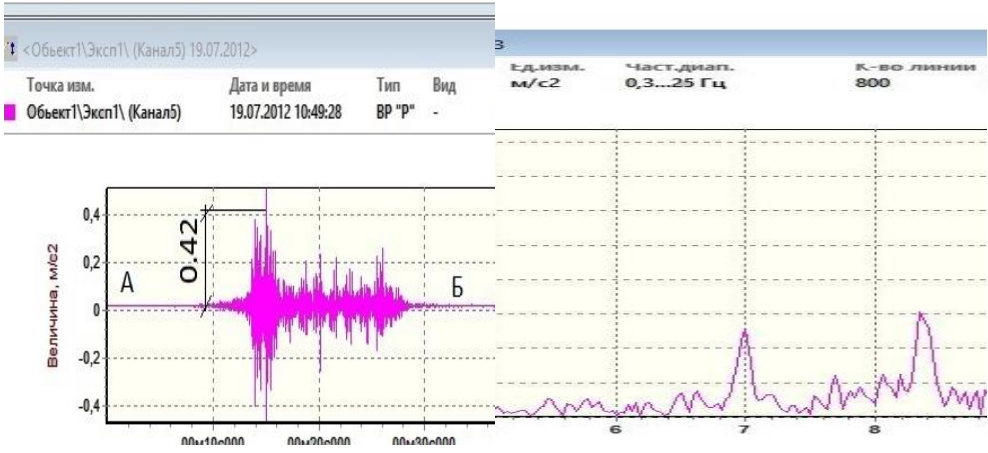
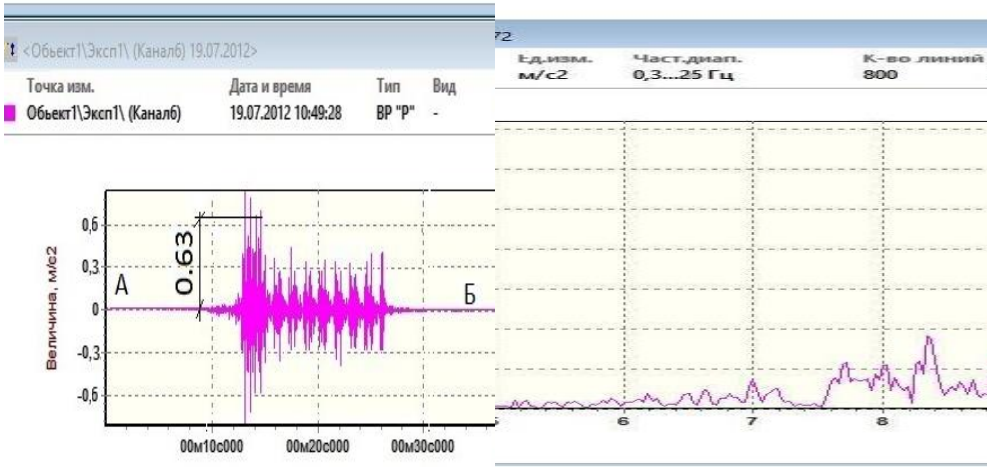
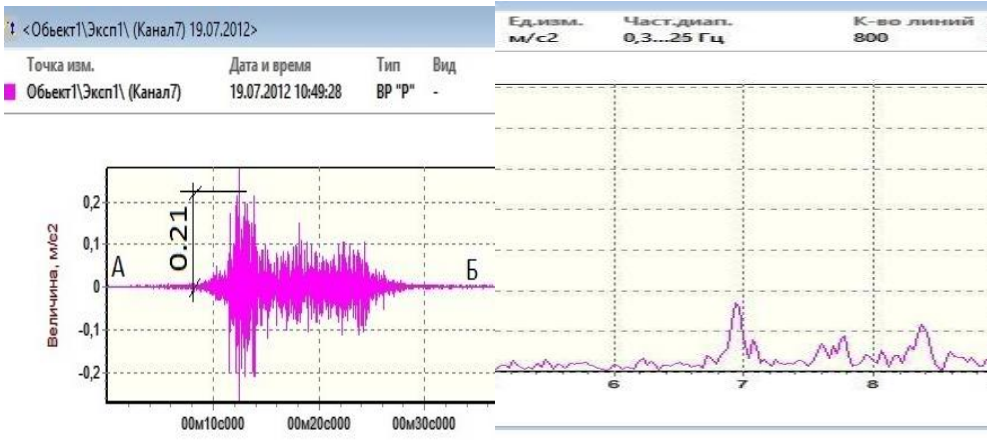


Рис. 2. – Часовой сигнал горизонтальных виброприскорень ЗПС (напрямок X) при проезде пассажирского поезда в направлении от т. 1 до т. 3

Рис. 3. – Часовой сигнал горизонтальных виброприскорень ЗПС (напрямок X) при проезде пассажирского поезда в направлении от т. 1 до т. 3

**Етап 2. Побудова математичної та розрахункової моделей об'єкта дослідження. Виконання розрахунків напружено-деформованого стану ЗПС за допомогою відомих програмних засобів будівельної механіки.**

Для чисельного моделювання НДС ЗПС нами був використаний програмний комплекс «Ліра» 9.6. [10]. При чисельному моделюванні НДС ЗПС враховувалося від 5 до 15 секцій шириною 1,3 м кожна. Для ЗПС була розроблена графічна модель у програмно-розрахунковому комплексі ЛІРА 9.6 (рис. 4).

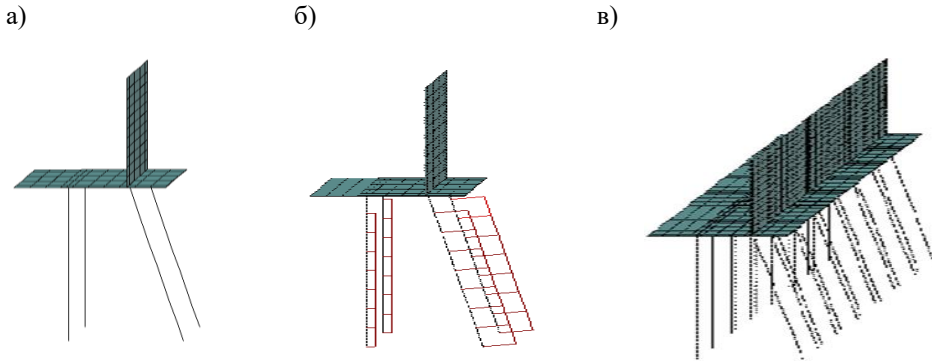


Рис. 4 – Різні графічні моделі ЗПС, що використовувалися при числовому моделюванні (а-в) ЗПС у комплексі ЛІРА 9.6

Відсутність достатньої кількості вихідної інформації щодо конструкції стіни, пальового фундаменту, складу ґрунтів і їх ФМХ, акселерограм динамічних дій на конструкцію ЗПС від потягів, що проходять, дала підстави задати наступні окремі параметри: масу транспортного засобу взяти такою, що дорівнює 70 т; ґрунти взяти суглинні (суглинки напівтверді з нормативними характеристиками відповідно до табл. В.2 і В.3 [11]):  $\rho = 1,8-1,9 \text{ т/м}^3$ ,  $I_L = 0-0,3$ ,  $e = 0,6-0,7$ ,  $E = 1900-2000 \text{ т/м}^2$ ,  $\varphi = 15-25^\circ$ ,  $C = 0,25-30 \text{ т/м}^2$ ,  $\mu = 0,15-0,2$ . Розрахункові характеристики ґрунту визначалися за положенням додатка до [11] ( $\varphi_1 = 20^\circ-25^\circ$ ,  $C_1 = 0,75-0,85 \text{ т/м}^2$ ); розрахунковий кут  $\varphi_1$  для варіанта із сейсмічними навантаженнями 7 балів був взятий таким, що дорівнює  $20^\circ-25^\circ$ ; крок паль дорівнює 1,0 м; кут нахилу дорівнює  $10^\circ$ ; модуль деформації залізобетонних конструкцій дорівнює  $306 \times 10^4 \text{ т/м}^2$ ; горизонтальні зв'язі фундаменту ЗПС дорівнюють 0,8 і 1,5 м при товщині 0,2 м; прив'язка вертикальної палі – 1,2 м; прив'язка верху по похилій палі – 0,8 м. Напруги, що передаються на стіну, на рівні її верху і низу обчислювалися за формулами граничної рівноваги, наведеними в роботі [12]. У розрахунках на динамічні впливи враховувалася жорсткість ґрунтової основи під подошвою ростверку. Жорсткісні характеристики ґрунтової основи для ростверку і паль визначалися відповідно до положень [13]. Жорсткість ґрунту по боковій поверхні вертикальної стінки обчислювалася за формулою (9.20) [12] і формулами (5) і (7) [14].

При чисельному моделюванні були проведені розрахунки по 12 варіантах навантажень ЗПС: власна вага залізобетонних конструкцій; власна вага ґрунту на лівому краї горизонтальної ділянки підпірної стіни –  $3,105 \text{ т/м}^2$ ; власна вага ґрунту на лівому краї ростверку –  $1,242 \text{ т/м}^2$ ; власна вага ґрунту і навантаження від транспортного засобу на правому краї горизонтальної ділянки підпірної

стіни – 19,18 т/м<sup>2</sup>; активний тиск ґрунту на стінку (праворуч) з урахуванням пригрузу транспортним засобом  $\sigma_2^1 = 2,65$  т/м<sup>2</sup>,  $\sigma_2 = 5,94$  т/м<sup>2</sup>; тиск ґрунту на стінку (зліва)  $\sigma_2^1 = 0$  т/м<sup>2</sup>,  $\sigma_2 = 1,2$  т/м<sup>2</sup>; снігове навантаження для регіону Чернівців  $P = 0,1534$  т/м<sup>2</sup>; сейсмічний вплив – 7 балів ( $\alpha = 0,1$ ,  $K_1 = 0,25$ ,  $K_2 = 0,5$ ,  $K_3 = 1$ ,  $K_{zp} = 1$ ).

Окремі результати динамічного розрахунку системи "ґрунтова основа – пальовий фундамент – конструкція ЗПС" на вібраційні і сейсмічні впливи наведено на рис. 5 і рис. 6.

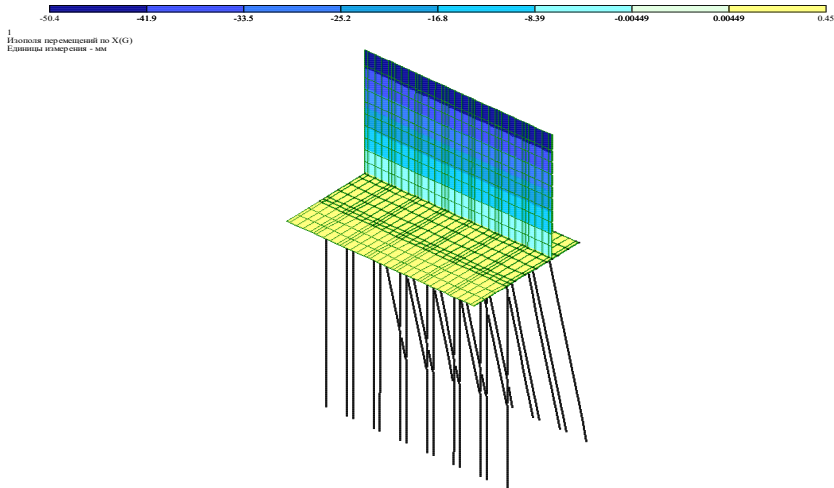


Рис. 5 – Ізополя горизонтальних переміщень підпірної стінки по осі Х під дією сейсмічних навантажень, що діють під прямим кутом до залізничного полотна

Результати обчислення показують, що період власних коливань за першою формою дорівнює 0,157 с; відповідна власна частота коливань – 9,46 Гц.

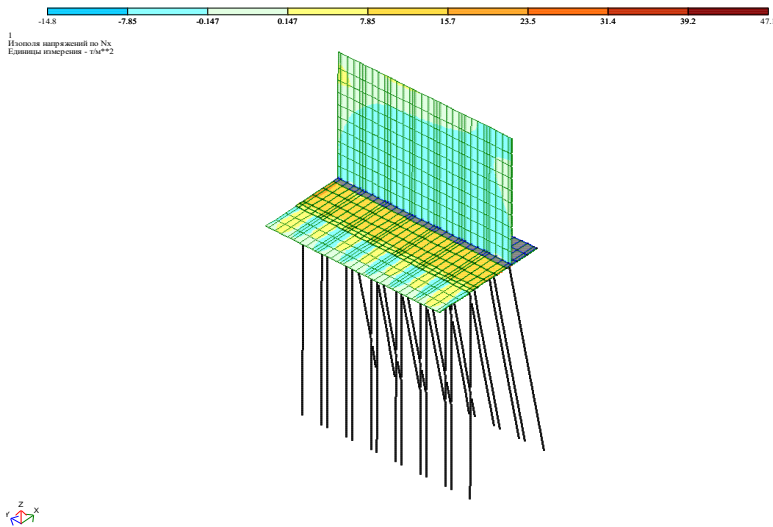


Рис. 6 – Ізополя горизонтальних напружень підпірної стінки по осі Х

### **Етап 3. Порівняльний аналіз експериментальних та розрахункових даних.**

На основі *експериментальних досліджень* будівлі підпірної стіни на перегоні Завалля – Неполоківці Чернівецької дільниці колії Львівської залізниці зроблені такі висновки:

1. Максимальні амплітуди віброприскорень підпірної стінки при дії мікросейсмічних коливань та русі залізничних потягів не перевищують по осі  $X$   $0,25 \text{ см/с}^2$ , по осі  $Z$  –  $0,8 \text{ см/с}^2$ . Порівняно з мікросейсмічними коливаннями, рівень віброприскорень під час руху залізничних потягів поблизу підпірної стіни збільшується в 4 рази. Зареєстровані віброприскорення на рівні верхнього майданчика підпірної стіни нижчі від допустимих.

2. Споруда підпірної стіни при коливаннях має діапазон переважаючих частот  $5,0\text{--}8,0$  Гц по напрямку осі  $X$  та  $9,0\text{--}12,0$  Гц – по напрямку осі  $Z$ . Зареєстровані максимальні віброприскорення основи стіни  $0,80 \text{ см/с}^2$  менші від допустимих ( $15,0 \text{ см/с}^2$ ). При такому рівні віброприскорень основи стіни та відсутності умов її замочування, осідання підпірної стіни в процесі подальшої експлуатації малоімовірне.

3. Міцність бетону підпірної стінки відповідає класу В25.

На основі *математичного моделювання* залізничної підпірної стінки на перегоні Завалля – Неполоківці Чернівецької ділянки колії Львівської залізниці зроблені наступні висновки:

1. Розрахункові значення НДС ЗПС відповідають проектним з урахуванням зареєстрованих деформацій та часом її тривалої експлуатації (погіршення характеристик в залежності від часу експлуатації).

2. Результати обчислення показують, що: період власних коливань за першою формою дорівнює  $0,157$  с; відповідна власна частота коливань –  $9,46$  Гц.

3. Слід відзначити, що експериментально зареєстрована максимальна амплітуда поперечних коливань виникає при частоті  $8$  Гц. Різниця з розрахунковою частотою коливань становить  $1,46$  Гц, що відповідає відхиленню  $\sim 18\%$ .

### **Висновки**

1. Візуальний огляд ЗПС дає змогу констатувати, що її стан задовільний. Для її подальшої експлуатації бажано ліквідувати наявні дефекти у вигляді тріщин та роз'єднання у місті стиків, окремі осідання та кутові деформації.

2. Відомо, що зменшення власної частоти коливань конструкції свідчить про наявність руйнувань у самій конструкції, а її збільшення – про її підсилення та проведені ремонтно-відновлювальні роботи. Необхідно відзначити достатню точність розрахункової моделі, а також наявність тріщин в тілі ЗПС при проведенні обстежень. З досліджень випливає, що експериментальні методи неруйнівного контролю та математичного моделювання можуть бути використані для визначення поточного технічного стану ЗПС [15]. При цьому слід відзначити, що експериментальні методи вібраційної діагностики допоможуть при визначенні навіть незначних змін в напружено-деформованому стані ЗПС.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Trofymchuk, O., Kaliukh, I., Berchun V. (2017) Landslide stabilization in building practice: methodology and case study from autonomic Republic of Crimea. 4th World Landslide Forum, Ljubljana Slovenia EU, 29 May–2 June 2017. – [s.l.: s.n.], 2017. Workshop on World Landslide Forum. Springer, Cham: 587–595.
2. Nakajima S., Shinoda V., Abe K. Inspection of structural health of existing railway retaining walls [S. Nakajima, V. Shinoda, K. Abe] // Proceedings of the 18th International Conference on Soil mechanics and Geotechnical Engineering "Challenges and innovations in geotechnical". – Paris 2013. – P. 2059–2062.
4. Глуховский В.П. Опыт применения ультразвукового метода для определения прочности кирпича [В.П. Глуховский, Ю.И. Калюх] // Світ геотехніки, 2007. – №1. – С. 13–16.
5. Experimental and theoretical diagnostics of ferroconcrete piles base on reflection of longitudinal and transverse waves) / G. Farenjuk, I. Kaliukh, E. Farenjuk, T. Kaliukh, Y. Berchun, V. Berchun / International fib symposium "High tech concrete: Where technology and engineering meet!", Maastricht, The Netherlands, 12–14 June, 2017. – [s.l.: s.n.], 2017. – P. 1307–1317.
6. Експериментально-теоретичне обґрунтування необхідності віброзахисту будинків при впливах потягів метрополітену / М.Г. Мар'єнков, Ю.І. Калюх, В.А. Дунін, А.М. Мар'єнков // Строительство, материаловедение, машиностроение. Вып. 91 – 2016. – С. 77–89.
7. ДСТУ ГОСТ12.1.012-2008. ССБТ. Вибрационная безопасность.
8. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд: ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 / Ю. Калюх (науковий керівник розробки), О. Трофимчук, Я. Берчун та ін. // [Чинні від 01 квітня 2017 року]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. – 42 с.
9. Кудрявцев И.А. Влияние вибрации на основания сооружений. – Гомель.: БелГУТ, 1999.
10. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. – Л.: Стройиздат. – 1979. – 200 с.
11. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций LIRA, версия 9.0. Руководство пользователя. – Киев, 2002. – 147 с.
12. ДБН В.2.1-10: 2009. Основания и фундаменты сооружений. Основные положения проектирования. – Киев, 2009.
13. Цытович Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – Москва: ГСИ, 1963. – 636 с.
14. Справочник по механике и динамике грунтов / Л.К. Гинзбург [и др.]; ред. В.Б. Швец. – Киев : Будивельник, 1987. – 230 с.
15. СНиП 2.02.05:87. Строительные нормы и правила Фундаменты машин с динамическими нагрузками. – Москва, 1988.
16. Хавкін К.О. Теоретичні і прикладні питання динамічної паспортизації протизсувних споруд у сейсмонебезпечних регіонах України / К.О. Хавкін, Ю.І. Калюх // Современное промышленное и гражданское строительство : сб. науч. тр. – Донецк : ДонНАСА, 2014. – Вып. 1 – С. 5–14.

*Стаття надійшла до редакції 10.10.2017*