

УДК 624.154

DOI 10.47049/2226-1893-2023-3-96-112

**НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ТОНКОЇ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ
І РАМНОЇ КОНСТРУКЦІЇ СПІЛЬНО З ҐРУНТОВИМ
І ВОДНИМ СЕРЕДОВИЩЕМ ВІД КИНЕМАТИЧНОГО ЗБУДЖЕННЯ**

А.В. Гришин

д.т.н., професор, завідувач кафедри «Теоретична і прикладна механіка»

Одеський національний морський університет, Одеса, Україна

Анотація. Розглядається зв'язана динамічна система, що складається з тонкої підпірної стінки, рамної конструкції, ґрунтового і водного середовища.

Досліджуються хвильові процеси, виникаючі в системі від переміщення деяких областей ґрунтового масиву.

Враховуються пружно-пластичні властивості матеріалів системи. Використовується теорія пластичної течії зі зміцненням.

Результати дослідження хвильових процесів представлені у вигляді епюр переміщень і напружень на заданому інтервалі часу.

Ключові слова: тонка підпирна стінка, рамна конструкція, ґрунтове і водне середовище, хвильові процеси, теорія пластичної течії зі зміцненням, епюри переміщень і напружень.

UDC 624.154

DOI 10.47049/2226-1893-2023-3-96-112

**NONLINEAR CALCULATION OF A THIN RETAINING WALL
AND FRAME CONSTRUCTION TOGETHER WITH SOIL
AND WATER ENVIRONMENT FROM KINEMATIC EXCITATION**

A. Grishin

Doctor of Technical Sciences, Professor,
Head of the Department of «Theoretical and applied mechanics»

Odesa national maritime university, Odesa, Ukraine

Abstract. A coupled dynamic system is considered, which consists of a thin retaining wall, frame construction, soil and water environment.

The wave processes arising in the system from the displacement of some areas of the soil mass are investigated.

The elastoplastic properties of the materials of the system are taken into account. The theory of plastic flow with hardening is used.

The results of the study of wave processes are presented in the form of diagrams of displacements and stresses over a given time interval.

© Гришин А.В., 2023

Keywords: *thin retaining wall, frame construction, soil and the water environment, wave processes, theory of plastic flow with hardening, displacement and stress diagrams.*

Вступ. У даний час довжина тільки вантажних причалів морських портів України становить приблизно 43 км (близько 330 причалів). У загальній довжині причальних споруд третину складають споруди типу «больверк». Проведений інститутом «ЧорноморНДІПроект» аналіз тривалості експлуатації причальних споруд показав, що до теперішнього часу термін служби більшості причальних споруд складає 30-40 років і наближається до нормативного або перевищує його. За даними того ж джерела, кількість споруд, що експлуатуються 30 років і більше – близько 70 % [1; 2].

Причали, як гідротехнічні споруди, належать до основних виробничих потужностей портів (а відповідно до Закону про морські порти – до стратегічних об'єктів портової інфраструктури) [3]. Своєчасна оцінка їхнього фактичного технічного стану та використання сучасних методів розрахунку сприятиме виявленню причин небажаних змін і прийняття адекватних заходів щодо забезпечення безпечної та ефективної їх експлуатації.

Протягом всієї історії будівництва і експлуатації причальних споруд і по теперішній час були відзначені численні випадки їх аварій і руйнувань, які можуть бути причиною загибелі людей і величезних матеріальних збитків, що є неприпустимим [4; 5]. Однак, незважаючи на виняткову важливість, питання про причини руйнування причальних споруд розроблені далеко не достатньо. Такий стан пояснюється складністю аналізу причин руйнувань, різноманіттям їхніх форм і часто недостатністю фактичних даних спостережень за станом споруд і їхніх основ.

Також слід зазначити, що близько 120 тис. кв. км (20 % території України) знаходяться в сейсмонезбезпечних зонах з інтенсивністю від 6 до 9 балів за шкалою MSK-64, в яких проживає 10,9 млн. чол., або 20,5 % населення. Сейсмічні зони знаходяться в Закарпатській (7 б.), Чернівецькій (6-7 б.), Вінницькій (6 б.), Кіровоградській (6 б.), Львівській (6 б.), Одеській (6-9 б.), Тернопільській (6 б.) і Хмельницькій (6 б.) областях [6].

Крім звичайних сейсмічних навантажень від власної ваги, причальні споруди піддаються сейсмічним впливам води і ґрунту (засипок і т. п.). Крім того, морські причальні споруди можуть знаходитись під впливом цунамі. Недостатня вивченість самого стихійного явища землетрусу, дещо невизначений і випадковий характер руху основи і т. п. роблять актуальним вивчення результатів наслідків землетрусів. Пошкодження і руйнування причальних споруд при землетрусах є свого роду натурною дослідною перевіркою достовірності наукових, проектно-розрахункових і виробничих положень з сейсмостійкого будівництва. З іншого боку, такі натурні «досліди» є базою для розробки і коригування конструкцій, методик їхнього розрахункового обґрунтування, технології зведення і правил експлуатації.

Заанкерені металеві больверки, набережні з металевими шпунтовими стінами, облямівки у заанкерених больверків мають широке поширення в сейсмічних районах різних регіонів. Цьому сприяють хороші властивості щодо міцності, плас-

тичності сталевих шпунтових стінок, технологічності зведення, зручності експлуатації. Застосовуються досить довгі залізобетонні сталеві або дерев'яні палі, що передають навантаження на материкові породи або на більш міцні нижні шари. Нерідко проводиться заміна великих обсягів верхніх шарів слабкого ґрунту на пісок або гравій з подальшим забиванням палей, що передають навантаження на підустілаючи ґрунти основи. Як правило, проводиться потужна анкерівка ростверків, застосовується ряд заходів конструктивного порядку.

Заанкеровані больверки з металевого шпунта є спорудами розпірного типу і в повній мірі сприймають сейсмічний бічний тиск ґрунту. Сейсмостійкість конструкції гнучкої стінки обумовлюється високою міцністю матеріалу і геометричними характеристиками перерізів прокатних профілів сталевих шпунта, ґрунтонепроникності його з'єднань, хорошими пластичними властивостями. При досить міцних конструкціях анкерних пристроїв заанкерені сталеві больверки терплять несуттєві пошкодження при землетрусах. В іншому випадку пошкодження можуть бути значними аж до повного руйнування.

З введенням в дію ДБН В.1.1-12-2006, а пізніше ДБН В.1.1-12-2014 для гідротехнічних споруд портів Одеси, Іллічівська (Чорноморська), Білгорода-Дністровського та ін., виявилось необхідним враховувати сейсмічне навантаження. Більшість існуючих споруд, побудованих і експлуатованих в даний час, були запроєктовані без урахування вимог щодо забезпечення сейсмічної безпеки. За сучасними уявленнями, з урахуванням більш ранніх подій і аналізом процесів, що відбуваються, сейсмічно небезпечними для Одеської області є:

- активні структури зчленування Південних і Східних Карпат (гори Вранча). У цьому сейсмічно локалізованому районі часто відбуваються землетруси зі спостереженими магнітудами в діапазоні $M = [6-7,5]$. При великій глибині вогнищ порядку $[100-150]$ км ці землетруси викликають струс на величезній території внаслідок малого загасання енергії з відстанню. Розрахункове прогнозне значення: $M_{\max} = 8,0$;

- сейсмічний район Добруджа. Згідно з розрахунками, можливі землетруси з магнітудою до 7,0. У недалекому минулому зазначалося кілька землетрусів з магнітудою $M = [3,5-7,0]$ з інтенсивністю в епіцентрі $I \geq 5$ балів;

- місцева сейсмічність, пов'язана з тектонічними порушеннями в фундаменті Східно-Європейської платформи і розривними порушеннями області шельфу і континентального схилу західної частини Чорного моря [7].

Тому вельми актуальною проблемою є розробка нових і удосконалення існуючих методів розрахунку причалів у тому числі з урахуванням сейсмічних впливів, а також нормативної бази, що застосовуються при їх проектуванні і оцінці технічного стану.

Незважаючи на значний прогрес в описі роботи тонких стінок при використанні пружно-пластичної постановки в розрахунках портової гідротехніки, їхнє використання знаходиться в стадії наукових розробок і в даний час не набуло поширення в проєктній практиці. Визначається це тим, що відсутня надійна апробація і

доводиться долати деякі умовності в прийнятих моделях ґрунту, що описують дійсну роботу споруди.

З розвитком сучасної обчислювальної техніки, впровадженням чисельних методів розв'язання задач будівельної механіки для багаторазово статично невизначених систем, розрахунків плоских і просторових рамних конструкцій з урахуванням складного характеру навантажень при різних граничних умовах став рядовим для інженера-проектувальника. Поняття скінчених елементів було вперше введено М. Тернером, Р. Клафом, Х. Мартіном, Л. Топпом. Подальший розвиток методу відображено в роботах зарубіжних і вітчизняних дослідників Дж. Аргіріса, Е. І. Вільсона, М. Р. Айронса, Р. У. Клафа, У. М. Дженкінса, О. К. Зенкевича, Л. А. Розіна, та ін. [8-11].

У розробці прикладного програмного забезпечення, що реалізує скінчено-елементний підхід для вирішення завдань механіки, безперечно, лідируюче положення займає українська школа. Перш за все слід зазначити роботи А.С. Городецького і розроблене під його керівництвом сімейство програм, що не зовсім коректно об'єднується назвою «Ліра»; А.В. Перельмутера, В.С. Карпіловського, Е.З. Кріксунова, С.Ю. Фіалко та ін. співробітників «SCAD Soft»; Л.А. Розіна, С.Ф. Клованича, Ю.І. Немчинова та ін. [12-17].

Питання сейсмостійкості і обліку сейсмічних (динамічних) впливів при розрахунках і проектуванні споруд відображені в роботах І.І. Гольденבלата, Р. Клафа, Н.Г. Мар'єнкова, Ю.І. Немчинова, Ш.Г. Напетварідзе, Н. Ньюмарка, Ш. Окамото, Е. Розенблюета та ін. [18-25].

У зв'язку з введенням [26] склалася ситуація, коли чинними нормами регламентовано:

«6.2.1 Розрахунки споруд на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій належить виконувати з використанням:

– спектрального методу– прямого динамічного методу із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або набору синтезованих акселерограм;

– нелінійного статичного розрахунку, що застосовується при необхідності обліку нелінійної реакції конструкцій і / або в якості альтернативи нелінійного динамічного розрахунку».

Таким чином, використання інших методів обліку сейсмічних впливів (зміна значень кута внутрішнього тертя, використання коефіцієнтів і т. п.) виявилось неможливим, а в чинній нормативній базі (відомчі нормативні документи) вказівок щодо застосування методів розрахунку, зокрема, стосовно до конструкцій типу «большерк», відсутні. Тому питання удосконалення існуючих і розробка нових методів розрахунку, що розглядаються у роботі споруд з використанням сучасних моделей матеріалів є **актуальною задачею**.

Мета цієї роботи полягає у вивченні хвильових процесів і напружено-деформованого стану спільної роботи тонкої підпірної стінки і рамної конструкції з ґрунтовим та водним середовищем, що знаходяться під дією кінематичного збудження. При цьому враховувалися пружно-пластичні властивості матеріалів конструкцій і ґрунту та процес складного навантаження.

Викладення основного матеріалу. У даній роботі була розглянута тонка підпірна стінка і рамна конструкція спільно з ґрунтовим та водним середовищем, що знаходиться під дією кінематичного збудження. Вони утворюють пов'язану динамічну систему, показано на рис. 1.

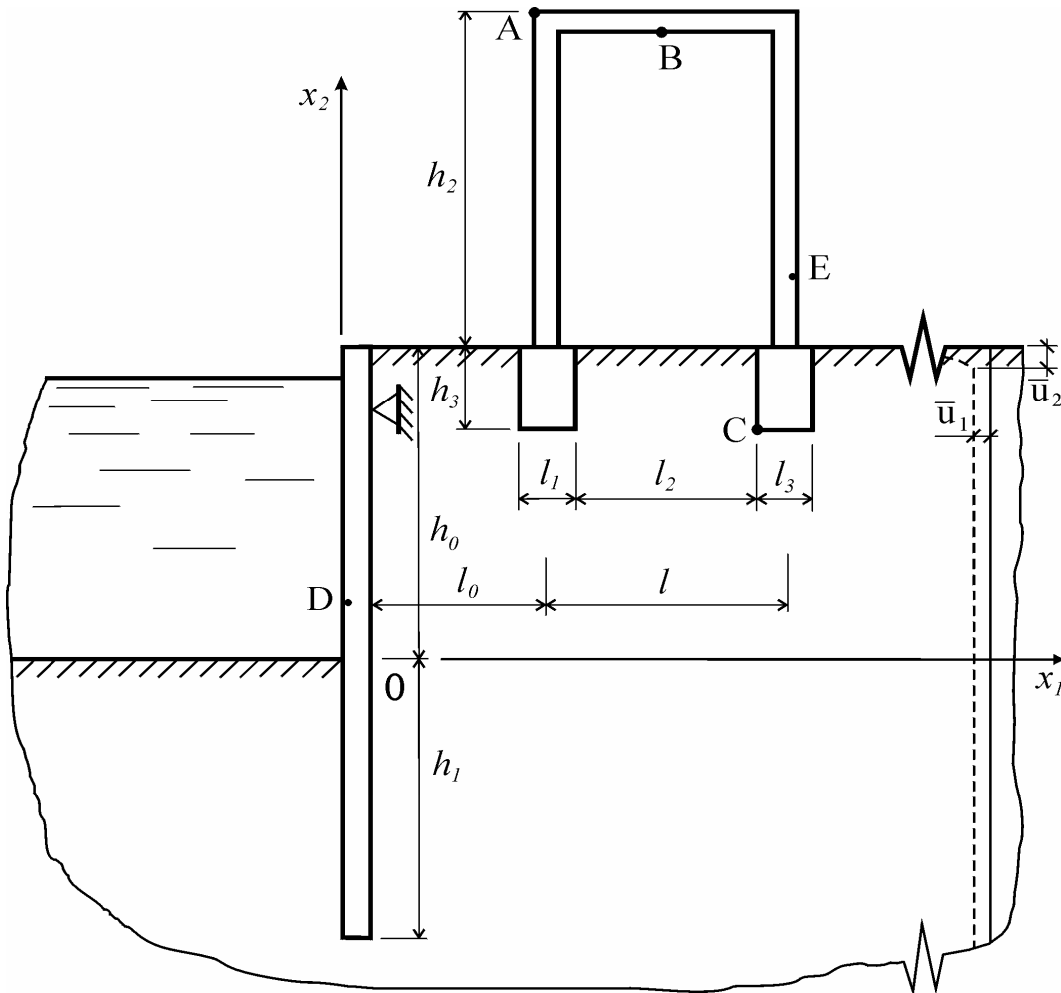


Рис. 1. Розрахункова схема системи

Джерелом коливань системи, що розглядається були деякі області ґрунтового масиву, які в момент часу t отримували переміщення \bar{u} та (або) швидкості \bar{v} . Така модель реалізується у розрахунках на сейсмічні впливи [27], які передаються на систему не у вигляді зовнішніх динамічних навантажень, а як реакції хвильового процесу із боку ґрунтового середовища. У свою чергу коливання стінки, рами і

води впливають на коливання гуртового масиву, тому в розрахунку необхідно враховувати спільну взаємодію всіх елементів системи.

При визначенні напружено-деформованого стану системи враховувалися пружнопластичні властивості матеріалів стінки, рамної конструкції та ґрунтового середовища. Зазвичай, до динамічного збудження системи, вона перебуває під впливом статичних навантажень. Від дії яких у ній можуть виникнути пластичні деформації, що впливають на її коливальний процес. Тому неприпустимо визначити реакції системи шляхом підсумовування їх, як окремо обчислених від дії статичних і динамічних навантажень. Отже, зміни жорсткостних характеристик системи від впливу статичних навантажень повинні враховуватися у динамічних пружнопластичних розрахунках.

Методика дослідження нелінійних динамічних завдань викладена в [28], тому тут наведено лише основні формули. Співвідношення принципу віртуальної роботи для твердої частини системи (стінка, рама, ґрунтовий масив) в момент часу t мало такий вигляд

$$\int_{\Omega_T} [\delta \boldsymbol{\varepsilon}]^T \boldsymbol{\sigma} d\Omega + \int_{\Omega_T} [\delta \mathbf{u}]^T (\rho \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} - \mathbf{Q}) d\Omega - \int_{S_q} [\delta \mathbf{u}]^T \mathbf{q} ds - \int_{S_p} [\delta \mathbf{u}]^T \mathbf{p} ds = 0. \quad (1)$$

Для рідинної складової системи (водного середовища) відповідно було отримано

$$\int_{\Omega_{ж}} \{ [\delta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_0]^T \mathbf{p} + [\delta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}]^T \boldsymbol{\tau} - [\delta \dot{\mathbf{u}}]^T \mathbf{Q}_p + [\delta \dot{\mathbf{u}}]^T \rho \frac{d\dot{\mathbf{u}}}{dt} \} d\Omega - \int_{S_p} [\delta \dot{\mathbf{u}}]^T \bar{\mathbf{p}} ds = 0. \quad (2)$$

У (1) і (2) введені такі позначення:

$\delta \boldsymbol{\varepsilon}, \delta \mathbf{u}$ – вектори віртуальних деформацій та переміщень;

$\delta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_0, \delta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}, \delta \dot{\mathbf{u}}$ – вектори віртуальних об'ємних швидкостей деформацій,

швидкостей дивіатора деформацій та швидкостей переміщень;

$\boldsymbol{\sigma}$ – вектор напруг;

ρ – щільність матеріалу системи чи води;

\mathbf{c} – матриця параметрів демпфування;

$\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}$ – вектори переміщень, швидкостей та прискорень;

$\frac{d\dot{\mathbf{u}}}{dt}$ – повна похідна від швидкості переміщення, яку при малих коливаннях

можна замінити на приватну похідну $\ddot{\mathbf{u}}$;

\mathbf{Q}, \mathbf{q} – вектори заданих об'ємних та поверхневих сил;

\mathbf{p} – вектор тиску води;

$\bar{\mathbf{p}}$ – вектор заданого на поверхні S_p тиску.

Для нев'язкої рідини можна знехтувати другим доданком під першим інтегралом у (2). На частині поверхні S_u задані переміщення

$$\mathbf{u}|_{S_u} = \bar{\mathbf{u}}. \quad (3)$$

Вважалося, що деформації системи відбувалися при малих подовженнях, зсувах та кутах повороту. Тому

$$d\varepsilon_{ks} = \frac{1}{2}(du_{k,s} + du_{s,k}). \quad (4)$$

і має місце постулат підсумовування прирощень пружної та пластичної деформації.

$$d\varepsilon_{ks} = d\varepsilon_{ks}^{(e)} + d\varepsilon_{ks}^{(p)}. \quad (5)$$

Збільшення пружних деформацій пов'язані з збільшенням напруг законом Гука

$$d\varepsilon_{ks}^{(e)} = C_{ksmn}^{(e)} d\sigma_{mn}. \quad (6)$$

Збільшення пластичних деформацій знаходилися з принципу максимуму Мізеса [29]

$$d\varepsilon_{ks}^{(p)} = d\lambda f \sigma_{ks}, \quad d\lambda = \text{const} > 0. \quad (7)$$

Функція навантаження f визначалася для ґрунтового масиву як умова Кулона-Мора

$$\left(\sigma_0 - \frac{\sigma_i}{\sqrt{3}} \sin \psi\right) \sin \varphi + \sigma_i \cos \psi - c \cos \varphi = 0, \quad (8)$$

де c – зчеплення;

φ – кут внутрішнього тертя;

σ_0, σ_i, ψ – інваріанти тензора напруг [30].

Для бетону стінки та рамної конструкції у якості функції навантаження використовувалася умова Генієва [31]

$$3(\sigma_c - \sigma_p)\sigma_o + 3\sigma_i^2 - \sigma_p\sigma_c = 0, \quad (9)$$

де σ_p, σ_c – межі пластичності при розтягуванні та стисканні. Якщо прийняти

$\sigma_T = \sigma_p = \sigma_c$, то з (9) виходить умова Мізеса-Генки

$$\sqrt{3}\sigma_i - \sigma_T = 0, \quad (10)$$

яке застосовується для металів.

Використовуючи наведені вище формули, рівняння стану для пружнопластичних середовищ можна записати у вигляді [28]

$$d\sigma_{ks} = D_{ksmn}^{(e)} d\varepsilon_{mn}, \text{ якщо } f = 0, d'f \leq 0 \text{ або } f = 0;$$

$$d\sigma_{ks} = D_{ksmn}^{(ep)} d\varepsilon_{mn}, \text{ якщо } f = 0, d'f > 0, \quad (11)$$

де $D_{ksmn}^{(e)}$ – пружні постійні закону Гука;

$D_{ksmn}^{(ep)}$ – визначені для різних функцій навантаження [28].

Для визначення переміщень і напруг у динамічних нелінійних системах можна застосовувати прямі крокові методи, алгоритми яких розроблені головним чином на вирішення лінійних завдань [32]. Їхні модифікації для пружнопластичних завдань викладені в [28]. Ці методи включають два основні етапи: дискретизацію основних рівнянь; побудова ітераційного процесу визначення напружено-деформованого стану системи із заданою точністю.

Дискретизація рівнянь проводилася як за часом, так і за областю системи. В результаті для моменту часу t_n виходило наступне матричне рівняння [28]

$$\bar{\mathbf{M}}\ddot{\boldsymbol{\delta}}_n + \mathbf{C}\dot{\boldsymbol{\delta}}_n + \mathbf{K}(\boldsymbol{\delta})\boldsymbol{\delta}_n = \mathbf{Q}_n + \mathbf{F}_n, \quad (12)$$

де

$$\bar{\mathbf{M}} = \mathbf{M} + \frac{1}{\rho} [\mathbf{h}]^T [\mathbf{H}]^{-1} \mathbf{h} \quad (13)$$

називається матрицею наведеної маси, а вираз $\frac{1}{\rho} [\mathbf{h}]^T [\mathbf{H}]^{-1} \mathbf{h}$ – матрицею приєднаних мас рідини;

$$\mathbf{h} = \int_{S_p} [\mathbf{N}]_n^T \rho [\mathbf{N}]_n ds, \quad \mathbf{F}_n = \int_{S_p} [\mathbf{N}]_n^T \mathbf{p}_n ds = \frac{1}{\rho} [\mathbf{h}]^T \mathbf{p}_n;$$

де $[\mathbf{N}]_n$ – матриця функцій форми;

\mathbf{M} – матриця розподілених мас;

\mathbf{C} – матриця демпфування;

$\mathbf{K}(\boldsymbol{\delta})$ – матриця жорсткості;

\mathbf{Q}_n – вектор вузлових навантажень на поверхні S_q ;

\mathbf{F}_n – вектор тиску води на поверхні S_p ;

$\boldsymbol{\delta}_n, \dot{\boldsymbol{\delta}}_n, \ddot{\boldsymbol{\delta}}_n$ – вузлові переміщення, швидкості та прискорення.

Для вирішення рівняння (12) використовується неявний модифікований метод Ньюмарка [28], який є безумовно стійким, що дозволяє суттєво збільшувати довжину тимчасового кроку Δt порівняно з явними методами та отримати більш надійні результати. Основні відмінності модифікованого методу від класичного, який застосовується для вирішення лінійних завдань, наведені у [29].

Для чисельної реалізації запропонованої методики у системі Delphi розроблено програмний комплекс, який дозволяє проводити спільний розрахунок всіх елементів системи від дії статичних і динамічних навантажень. Його опис дано в [29].

Для поставленого завдання було розглянуто чисельне рішення рівнянь за наступних вихідних даних: $h_0 = 10$ м; $h_1 = 12$ м; $h_2 = 12,6$ м; $h_3 = 2$ м; $l_0 = 29,5$ м; $l_1 = l_2 = 1,6$ м; $l = 9,6$ м. Характеристики ґрунтового середовища: $E_0 = 40$ МПа; $\mu = 0,4$; $c = 0,006$ МПа; $\varphi = 28^\circ$. Для бетону стінки та рамної конструкції приймається: $E = 35000$ МПа; $\mu = 0,2$; $\sigma_p = 2$ МПа; $\sigma_c = 20$ МПа. Довжина часового кроку $\Delta t = 0,01$ сек. Тимчасовий відрізок, на якому розглядався коливальний процес, дорівнює 5 сек. В момент часу $t_0 = 0$ на відстані $x_1 = 100$ м відбулося зміщення ґрунтового масиву на величину $u_2 = -9$ см. Це зміщення поширилося на глибину масиву від $x_2 = -10$ м до $x_2 = -40$ м.

На рис. 2 для моменту часу $t = 0,12$ сек. у збільшеному масштабі показано переміщення системи. На рисунку видно як вертикальні, і горизонтальні зміщення точок ґрунтового масиву. Динаміку руху елементів системи можна спостерігати на дисплеї. Було розглянуто процес утворення та розвитку пластичних зон. Спочатку вони з'являлися в областях масиву, що примикають до лінії його усунення при $t = 0$, далі спостерігалася їх рух у напрямі рами, потім стінки і за їх межі. При цьому пластичні зони поступово зменшувалися із загасанням коливань.

Програмний комплекс дозволяє виводити результати розрахунку у файл, а й на екран дисплея у вигляді різних графіків і епюр. Можна спостерігати в часі коливання елементів рамної конструкції, стінки та ґрунтового масиву, розвиток та рух у них пластичних зон тощо.

На рис. 3 наведено епюру горизонтальних коливань точки *A* (див. рис. 1). Максимальний розмах коливань, що дорівнює 2,0967 см, спостерігався в проміжку часу від $t = 3,1$ сек. до $t = 3,4$ сек. Період встановившихся коливань, які тривали, починаючи з $t > 1$ сек. і до їх різкого згасання після $t > 4,5$ сек., дорівнював 0,65 сек. При цьому коливання відбувалися не біля положення при статичній рівновазі, а вони змістилися на 0,0737 см, що викликано залишковими пластичними деформаціями ґрунтового масиву.

На рис. 4 показана епюра вертикальних коливань точки *B*, розташованої посередині ригеля рами. Максимальне її відхилення склало $-1,193$ см за $t = 1,3$ сек. Ця точка здійснювала хаотичні коливання, які зголосилися всілякими віддзеркаленнями хвиль в елементах системи. Така ж картина спостерігалася при коливанні

точки C , розташованої в нижньому лівому куті фундаменту під правою стінкою рами. Її горизонтальні коливання наведено на рис. 5.

Максимальне відхилення точки, що дорівнювало $-0,521$ см, відбувалося при $t = 3,95$ сек. З епюри видно, перший сплеск величиною $-0,482$ см, виникав при $t = 0,6$ сек., потім спостерігався ряд коливань з малими амплітудами, а потім відбувалася друга хвиля, що викликала максимальне відхилення.

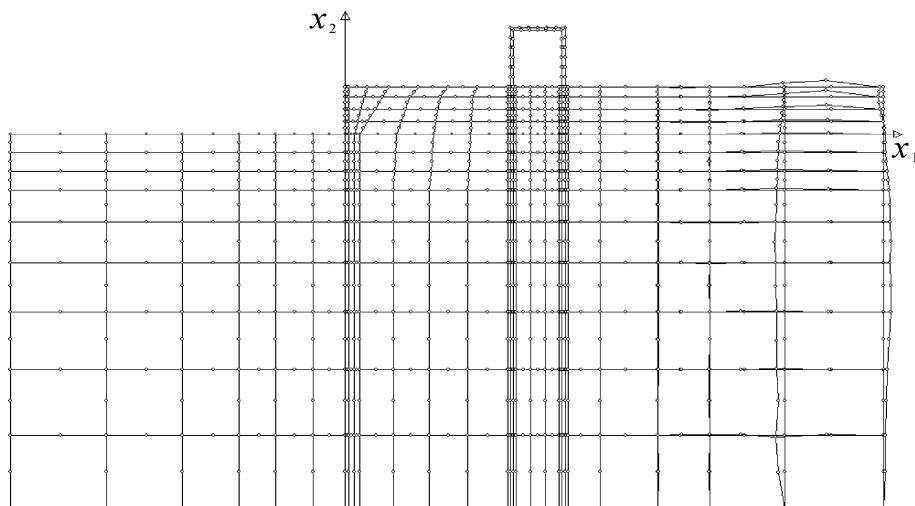


Рис. 2. Переміщення системи на момент часу, рівний $0,12$ сек. від усунення $\bar{u}_1 = 9$ см

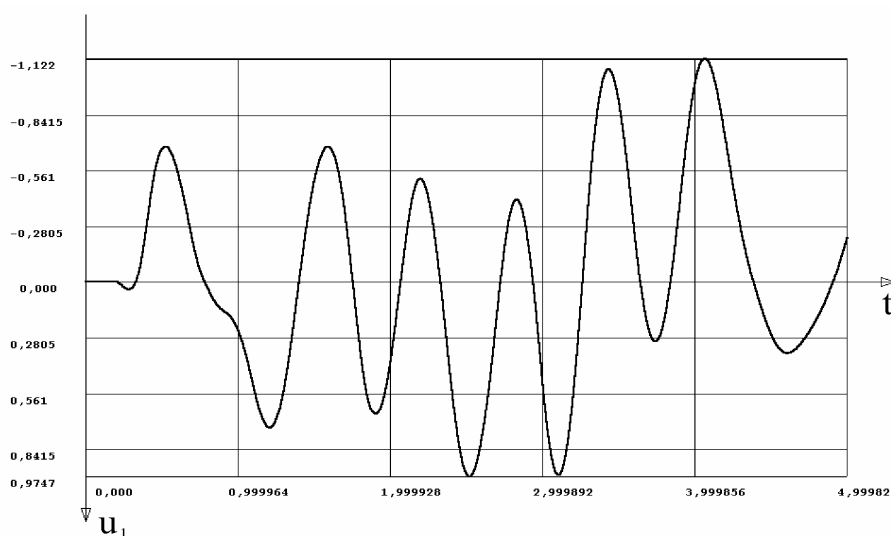


Рис. 3. Горизонтальні коливання точки A від усунення $\bar{u}_1 = 9$ см (в см і сек.)

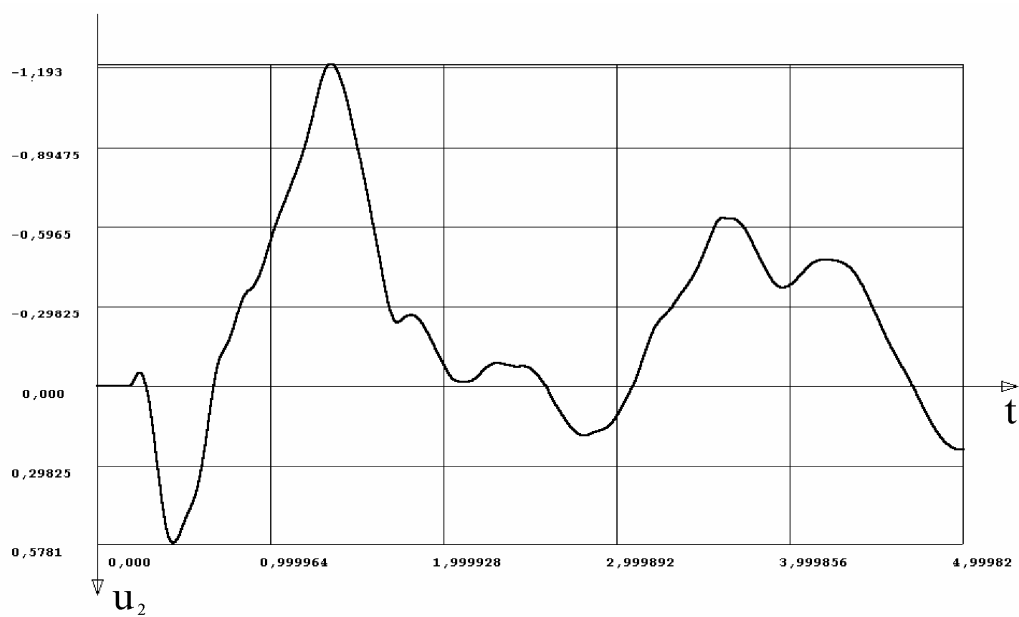


Рис. 4. Горизонтальні коливання точки A від усунення $\bar{u}_1 = 9$ см (в см і сек.)

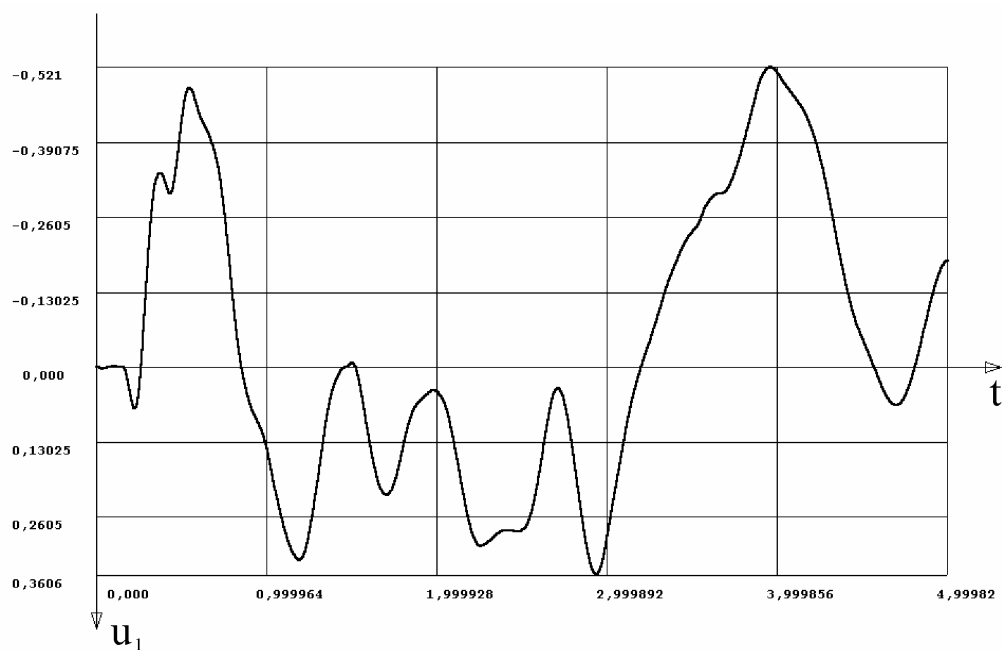


Рис. 5. Горизонтальні коливання точки C від усунення $\bar{u}_1 = 9$ см (в см і сек.)

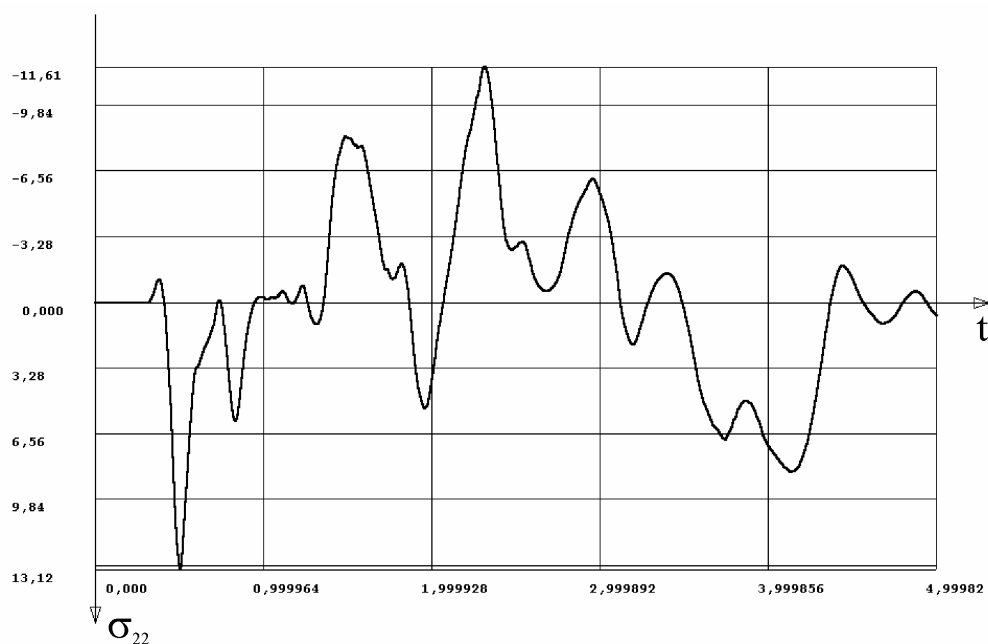


Рис. 6. Коливання напружень σ_{22} в точці D
від усунення $\bar{u}_1 = 9$ см (в 10 МПа і сек.)

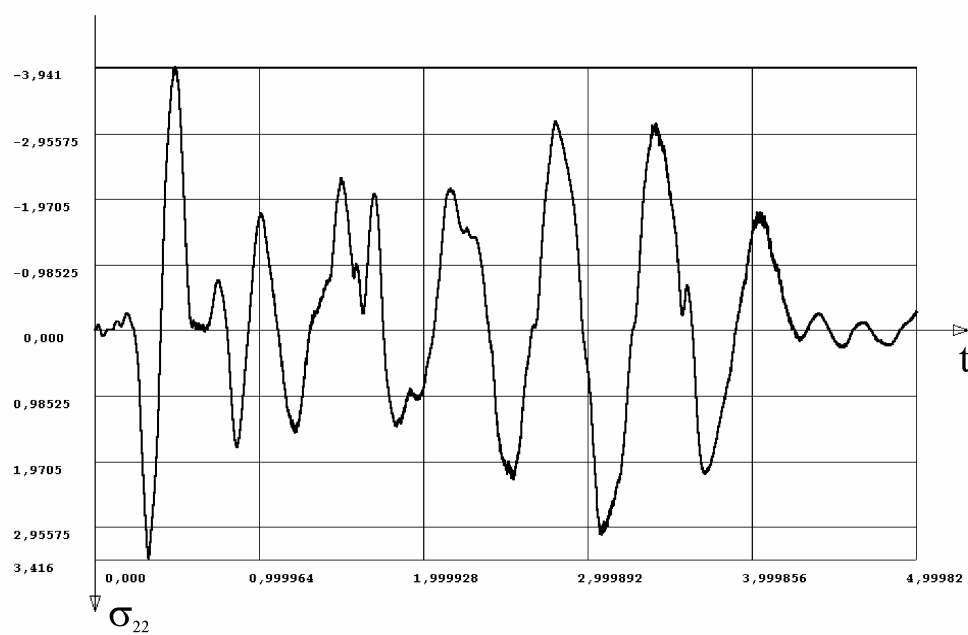


Рис. 7. Коливання напружень σ_{22} в точці E
від усунення $\bar{u}_1 = 9$ см (в 10 МПа і сек.)

На рис. 6 та рис. 7 показані коливання напруг σ_{22} точок D і E . Перша розташована на шпунті, а друга на правій стійці рами. Обидві епюри мають складний вигляд, це викликано, як і у попередньому випадку, всілякими хвильовими відображеннями. В обох випадках різке згасання коливань відбувається при $t > 4,2$ сек. В точці D стінки виникають найбільші напруги, що розтягують, рівні 1,312 МПа. Отже, під впливом заданого усунення вона працює у пружній стадії. Найбільші напруги в обох точках спостерігалися майже в один і той же час при $t \approx 0,5$ сек., коли відбувалися коливання, що не встановилися..

Висновки, які можна зробити з розглянутого в роботі прикладу полягають у тому, при вирішенні сейсмічних задач необхідно враховувати деформації та напруги, що отримані від статичних навантажень, оскільки вони впливають на коливальний процес, що виникає при сейсмічному навантаженні системи. Крім того, розглянута споруда, ґрунтове та водне середовище взаємопов'язані між собою. Зміна у часі властивостей одного елемента системи впливає на напружено-деформований стан іншого. Тому лише їхній спільний розрахунок дозволить отримати правильні результати.

Сейсмічні впливи, що діють на спорудження, розглядалися не статичними, як це прийнято в посібниках та існуючих методиках розрахунку, а динамічними, що дозволило наблизити результати рішень до реальних зусиль, що виникають як у самій системі, так і в розташованих поблизу інших спорудах.

Модель системи, що використовувалась в роботі, дозволила розглянути не тільки навантаження, що змінюються пропорційно до будь-якого параметра, що необхідно для деформаційних теорій пластичності, а й складне навантаження. Це дало змогу врахувати послідовність прикладання навантажень системи у процесі її зведення та експлуатації, що було реалізовано в алгоритмі рішення. Інерційні властивості моделі дозволили визначити хвильові коливальні процеси не тільки в елементах, до яких прикладено динамічне навантаження, а й у всій системі та сусідніх спорудах.

Вказані вище передумови були реалізовані у вигляді сукупності рівнянь, які включають співвідношення Коші, що пов'язують збільшення деформацій і переміщень, інтегральне рівняння віртуальної роботи, яке еквівалентно диференціальним рівнянням рівноваги і зручніше для дискретизації системи, а також рівнянь. Отримані співвідношення дали можливість з єдиних позицій реалізувати запропоновану в БНіП рекомендацію, пов'язану з розрахунком споруд за двома групами граничних станів. Це дозволило визначити дійсний напружено-деформований стан системи під час її експлуатації, а не виконувати лише перевірочний розрахунок з її несучої здатності, як і теорії граничного напруженого стану.

На закінчення можна відзначити, що запропонована методика та програмний комплекс дозволяють проводити розрахунок різноманітних динамічних систем, як від дії різних статичних та динамічних навантажень, так і від кінематичних збуджень.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Никеров П.С. Развитие морских портов. М.: Транспорт, 1984. 208 с.
2. Стецюк В.И. Пути развития и проектирования портов и портовых гидротехнических сооружений. Порты Украины. 2003. № 04 (41). С. 12- 21.
3. ЗАКОН УКРАЇНИ «Про морські порти України». Відомості Верховної Ради України. 2013. № 7. С. 65.
4. Гуревич В.Б., Даревский В.Э., Самарин В.Ф., Федоров Ю.М. Портовые гидротехнические сооружения. Под ред. Гуревича В.Б.М.: Транспорт, 1992. 256 с.
5. Кульмач П.П. Сейсмостойкость портовых гидротехнических сооружений. М.: Транспорт, 1970. 312 с.
6. Пустовитенко Б.Г. и др. Сейсмическая опасность юго-западной части Украины / Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Вольфман Ю.М., Пустовитенко А.А., Сафронов О.Н. // Зб. наук. пр. Будівельні конструкції. К., 2000. Вип. 60. С. 114-119.
7. Кендзера А.В. Учет сейсмических воздействий при проектировании уникальных зданий и сооружений на территории г.Одессы / Кендзера А.В., Скляр А.М., Вербицкий С.Т., Князева В.С. // Зб. наук. пр. Будівельні конструкції. К., 2004. Вип. 64. С. 96-101.
8. Zienkiewicz O. C., Cheung Y. K. The finite element method in structural and continuum mechanics. London, 1967. 268 p.
9. Аргурис Дж. Современные достижения в методах расчета конструкций с применением матриц / Пер. с англ. М.: Стройиздат, 1968. 241 с.
10. Turner M.J., Clough R.W., Martin H.C., Topp L.J. Stif-fnes and Deflection Analysis of Complex Structures. Journal of the Aeronautical Sciences, 1956. Vol.23. P. 805-823.
11. Розин Л.А. Современное состояние метода конечных элементов в строительной механике. Изв.ВУЗов. Строительство и архитектура, 1981. № II. С.4-54.
12. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. К.: Факт, 2007. 394 с.
13. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружения и возможность их анализа. К.: Сталь, 2002. 360с.
14. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики. Библиотека журнала «Мир геотехники», 9-й выпуск. З.:ООО «ИПО «Запорожье», 2009. 400 с.
15. Карпиловский В. С. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD. / Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. М.: СКАД СОФТ, 2007. 609 с.
16. Немчинов Ю.И. Расчет пространственных конструкций (методом конечных элементов). К.: Будівельник, 1980. 232 с.

17. Розин Л.А. Расчет гидротехнических сооружений на ЭЦВМ: Метод конечных элементов. М.: Стройиздат, 1977. 187 с.
18. Клаф Р. Динамика сооружений: пер.с англ. / Р. Клаф., Дж. Пензиен. М.: Стройиздат, 1979. 320 с.
19. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях. К., 2008. 480 с.
20. Напетваридзе Ш.Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. М.: Госстройиздат, 1959. 210 с.
21. Ньюмарк Н. РозенблюэтЭ. Основы сейсмостойкого строительства: пер. с англ. М.: Стройиздат, 1980. 344 с.
22. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений : пер. с англ. / Ш. Окамото. М.: Стройиздат, 1980. 253 с.
23. Гольденблат И.И. Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил / Гольденблат И.И., Николаенко Н.А. М.: Госиздат, 1961. 320 с.
24. Biot M. A. A mechanical analyzer for the Prediction of earthquake / Biot M. A. // Engineering, Tokyo. 1980. 103 p.
25. Newmark N. M. Earthquake response analysis of reactor structures / Newmark N. M. // Nucl. Eng. And Des. 1972. V. 20. № 2. P. 303-322.
26. Будівництво у сейсмічних районах України. ДБН В.1.1-12-2014. К.: Мін-регіон України, 2019. 110 с. (із зміною № 1).
27. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
28. Гришин А.В., Дорофеев В.С. Нелинейная динамика конструкций, взаимодействующих с деформируемой средой. – Одесса: Астропринт, 2001. – 136 с.
29. Ивлев Д.Д., Быковцев Г.И. Теория упрочняющегося пластического тела. – М.: Наука, 1971. – 231с.
30. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
31. Новожилов В.В. Теория упругости. – Судпромгиз, 1958. – 370 с.
32. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. – М.: Стройиздат, 1982. – 447 с.

REFERENCES

1. Nikerov P.S. Development of seaports. M.: Transport, 1984. 208 p.
2. Stetsyuk V.I. Ways of development and design of ports and port hydraulic structures. Ports of Ukraine. 2003. No. 04 (41). P. 12-21.
3. LAW OF UKRAINE «On seaports of Ukraine». Vidomosti of the Verkhovna Rada for the sake of Ukraine. 2013. No. 7. Art.65.
4. Gurevich V.B., Darevsky V.E., Samarin V.F., Fedorov Yu.M. Port hydraulic structures. Ed. Gurevich V.B.M.: Transport, 1992. 256 p.

5. Kulmach P.P. *Seismic resistance of port hydraulic structures*. M.: Transport, 1970. 312 p.
6. Pustovitenko B.G. *Seismic hazard in the southwestern part of Ukraine* / Pustovitenko B.G., Kulchitsky V.E., Wolfman Yu.M., Pustovitenko A.A., Safronov O.N. // *Zb. Sciences. pr. K.*, 2000. VIP. 60, P. 114-119.
7. Kendzera A.V. *Accounting for seismic impacts in the design of unique buildings and structures on the territory of Odessa* / Kendzera A.V., Sklyar A.M., Verbitsky S.T., Knyazeva V.S. // *Zb. Sciences. pr. K.*, 2004. VIP. 64, P.96-101.
8. Zienkiewicz O. C., Cheung Y. K. *The finite element method in structural and continuum mechanics*. London, 1967. 268 p.
9. Argiris J. *Modern advances in methods of calculation of structures using matrices* / *Per. from English*. M.: Stroyizdat, 1968. 241 p.
10. Turner M.J., Clough R.W., Martin H.C., Topp L.J. *Stifnes and Deflection Analysis of Complex Structures*. *Journal of the Aeronautical Sciences*, 1956. Vol.23. P. 805-823.
11. Rozin L.A. *The current state of the finite element method in structural mechanics*. *Izv.VUZov. Construction and architecture*, 1981. No. II. P.41-54.
12. Gorodetsky A.S., Evzerov I.D. *Computer models of structures*. K.: Fact, 2007. 394 p.
13. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Calculation models of the structure and the possibility of their analysis*. K.: Steel, 2002. 360 p.
14. Klovanich S.F. *Finite element method in non-linear problems of engineering mechanics*. *Library of the journal «World of geotechnics»*, 9th edition. Z.: OOO IPO Zaporozhye, 2009. 400 p.
15. Karpilovsky V. C. *SCAD Office. Computing complex SCAD*. / Karpilovsky V.S., Kriksunov E.Z., Malyarenko A.A., Perelmuter A.V., Perelmuter M.A. M.: SKAD SOFT, 2007. 609 p.
16. Nemchinov Yu. I. *Calculation of spatial structures (method of finite elements)*. K.: Budivel'nik, 1980. 232 p.
17. Rozin L.A. *Calculation of hydraulic structures on the computer: Finite element method*. Moscow: Stroyizdat, 1977. 187 p.
18. Clough R. *Dynamics of structures: translation from English*. / R. Clough., J. Penzien. Moscow: Stroyizdat, 1979. 320 p.
19. Nemchinov Yu.I. *Seismic resistance of buildings and structures*. In two parts. K., 2008. 480 s.
20. Napetvaridze Sh. G. *Seismic stability of hydraulic structures*. M.: Gosstroyizdat, 1959. 210 p.
21. Newmark N. RosenbluetE. *Fundamentals of earthquake-resistant construction: Per. from English*. Moscow: Stroyizdat, 1980. 344 p.
22. Okamoto Sh. *Seismic resistance of engineering structures: Per. from English*. / Sh. Okamoto. Moscow: Stroyizdat, 1980. 253 p.

23. Goldenblat I.I. *Calculation of structures for the action of seismic and impulsive forces* / Goldenblat I.I., Nikolaenko N.A. M.: Gosizdat, 1961. 320 p.
24. Biot M.A. *A mechanical analyzer for the Prediction of earthquake* / Biot M. A. // *Engineering, Tokyo*. 1980. 103 p.
25. Newmark N.M. *Earthquake response analysis of reactor structures* / Newmark N.M. // *Nucl. Eng. And Des.* 1972. V. 20. No. 2. P. 303-322.
26. *Life in the seismic regions of Ukraine. DBN V.1.1-12-2014*. K.: Minregion of Ukraine, 2019. 110 p. (from change No. 1).
27. Clough R., Penzien J. *Structure dynamics*. – M.: Stroyizdat, 1979. – 320 p.
28. Grishin A.V., Dorofeev V.S. *Nonlinear dynamics of structures interacting with a deformable medium*. – Odessa: Astroprint, 2001. – 136 p.
29. Ivlev D.D., Bykovtsev G.I. *Theory of hardening plastic body*. – M.: Nauka, 1971. – 231 p.
30. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. *Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete*. – M.: Stroyizdat, 1974. – 316 p.
31. Novozhilov V.V. *Theory of elasticity*. – Sudpromgiz, 1958. – 370s.
32. Bate K., Wilson E. *Numerical methods of analysis and finite element method*. – M.: Stroyizdat, 1982. – 447 p.

Стаття надійшла до редакції 20.06.2023

Посилання на статтю: Гришин А.В. Нелінійний розрахунок тонкої підпірної стінки і рамної конструкції спільно з ґрунтовим і водним середовищем від кінематичного збудження // Вісник Одеського національного морського університету: Зб. наук. праць, 2023. № 3 (70). С. 96-112. DOI 10.47049/2226-1893-2023-3-96-112.

Article received 20.06.2023

Reference a journalartic: Grishin A. Nonlinear calculation of a thin retaining wall and frame construction together with soil and water environment from kinematic excitation // Herald of the Odesa national maritime university: Coll. scient. works, 2023. № 3 (70). P. 96-112. DOI 10.47049/2226-1893-2023-3-96-112.