

УДК 624.154

DOI 10.47049/2226-1893-2025-2-64-83

**НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ПРИЧАЛУ
У ВИГЛЯДІ КУТОВОЇ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ
СПІЛЬНО З ҐРУНТОВИМ І ВОДНИМ СЕРЕДОВИЩЕМ
ПРИ ДИНАМІЧНОМУ НАВАНТАЖЕННІ**

А.В. Гришин

д.т.н., професор кафедри «Машинознавство й інженерна механіка»

Одеський національний морський університет, Одеса, Україна

Анотація. Розглядається пов'язана система, що складається з кутової підпірної стінки, фундаменту для обладнання, ґрунтового та водного середовища. Досліджуються напружено-деформований стан і хвильові процеси, що виникають у споруді та основі від дії динамічних навантажень. Враховуються пружно-пластичні властивості матеріалів системи. Використовується теорія пластичної течії із зміцненням, що базується на принципі максимуму Мізеса. Вважалося, що деформації системи відбуваються при малих подовженнях, зсувах та кутах повороту. Тому залежність між приростами деформацій та переміщень визначалися лінійними співвідношеннями Коші.

Для підпірної стінки та фундаменту як функція навантаження застосовувалася умова Генієва, а для ґрунтового масиву – умова Кулона-Мора. Для вирішення нелінійної задачі використовувався модифікований неявний метод Ньюмарка, який є безумовно стійким, що дозволило суттєво збільшувати довжину часового кроку порівняно з явними методами та отримувати більш надійні результати. Для чисельної реалізації запропонованої методики був застосований програмний комплекс розроблений у системі Delfi. Результати дослідження коливальних процесів представлені у вигляді еюр переміщень та напруг у характерних точках на заданому інтервалі часу.

На основі аналізу отриманих результатів було встановлено, що зміна у часі властивостей одного елемента системи впливає на напружено-деформований стан іншого. Тому лише їхній спільний розрахунок дозволить отримати правильні результати. Крім того, при вирішенні динамічних задач необхідно враховувати деформації та напруги, що отримані від статичних навантажень, оскільки вони впливають на коливальний процес, що виникає при динамічному навантаженні системи.

Ключові слова: кутова підпірна стінка, ґрунтове і водне середовище, теорія пластичної течії зі зміцненням, функція навантаження, метод скінчених елементів, динамічне навантаження, коливальний процес, еюри переміщень і напружень.

UDC 624.154

DOI 10.47049/2226-1893-2025-2-64-83

**NONLINEAR CALCULATION OF THE BERTH IN THE FORM
OF THE ANGLE RETAINING WALL TOGETHER WITH THE SOIL
AND WATER ENVIRONMENT WITH DYNAMIC LOADING**

A. Grishin

Doctor of Technical Sciences,
Professor of the Department of «Mechine Science and Engineering Mechanics»

Odesa National Maritime University, Odesa, Ukraine

Abstract. *A connected system consisting of an angular retaining wall, a foundation for equipment, soil and water environment is considered. The stress-strain state and wave processes that arise in the structure and the base from the action of dynamic loads are studied. The elastic-plastic properties of the system materials are taken into account. The theory of plastic flow with strengthening is used, which is based on the Mises maximum principle. It was assumed that the deformations of the system occur at small elongations, displacements and angles of rotation. Therefore, the dependence between the increments of deformations and displacements was determined by linear Cauchy relations.*

For the retaining wall and the foundation, the Geniev condition was used as a function of the load, and for the soil massif, the Coulomb-Mohr condition. To solve the nonlinear problem, a modified implicit Newmark method was used, which is absolutely stable, which allowed us to significantly increase the length of the time step compared to explicit methods and obtain more reliable results.

For the numerical implementation of the proposed method, a software package developed in the Delpfi system was used. The results of the study of oscillatory processes are presented in the form of diagrams of displacements and stresses at characteristic points at a given time interval.

Based on the analysis of the results obtained, it was established that the change in time of the properties of one element of the system affects the stress-strain state of another. Therefore, only their joint calculation will allow obtaining correct results. In addition, when solving dynamic problems, it is necessary to take into account the deformations and stresses obtained from static loads, since they affect the oscillatory process that occurs during dynamic loading of the system.

Keywords: *angular retaining wall, soil and water environment, theory of plastic flow with strengthening, load function, finite element method, dynamic loading, oscillatory process, displacement and stress diagrams.*

Вступ. Підпірні стіни являються однією з найбільш розповсюджених конструкцій, які застосовуються майже у всіх галузях будівництва. Вони призначені для сприйняття бічного тиску ґрунту. Найбільшого застосування у практиці

проектування знайшли наступні способи його визначення:

1. Вдосконалений метод Кулона. Він передбачає плоскі поверхні ковзання і при розрахунку причальних споруд розглядається в якості основного.

2. Класичний метод Кулона. Поверхні ковзання в ньому прийняті також плоскими. Проте, при визначенні положення площини ковзання у деяких випадках, наприклад, за наявності складного навантаження на поверхні засипки, потрібно приймати ряд додаткових припущень. Цей метод доцільно використовувати на стадії попереднього проектування, а також у випадках, коли більш точні методи є недоступними.

3. Методи, що базуються на теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища. Вони являються найбільш загальними і строгими. Останнім часом інженерні розробки, які базуються на цій теорії, отримали суттєвий розвиток і широко використовуються при проектуванні споруд.

Дослідження [1] показують, що точність інженерних розрахунків у сейсмічних умовах можна суттєво підвищити, використовуючи теорію граничного напруженого стану. У роботі [2] наведений аналіз сейсмічно-обертальної стійкості підпірних стінок із армованого геотекстильними сітками ґрунту. Автори [3] розглядають руйнування підкріпленої геотекстилем сегментної підпірної стінки під час мусонів у Кореї через три місяці після завершення її будівництва. У роботі [4] показано, що узагальнений метод зсувів, який зазвичай використовують при аналізі стійкості схилів, може бути розширений для визначення активного тиску ґрунту на підпірні споруди. У [5] розглядається питання розподілу тиску ґрунту на підпірну стінку. У роботі [6] представлена інтерпретація модельних випробувань підпірної стінки з урахуванням пружних і пластичних рішень. У праці [7] описано моделювання консольних підпірних стін, які зазнають сейсмічних впливів. У [8] описані критичні прискорення підпружинених діафрагмами підпірних стінок у піщаних ґрунтах, визначені методом скінчених елементів. Разом з тим у роботі [9] розглядається тільки піщаний ґрунт і діафрагми підсилення стінок, а не елементи їх розвантаження. У праці [10] описані сейсмічні обертальні зміщення гравітаційних стінок, визначені псевдо-динамічним методом за зігнутою поверхнею розриву. Проте, в статті [11] не вказано, як зміниться поверхня розриву ґрунтового середовища та коефіцієнти сейсмічного прискорення обертання гравітаційної стінки за наявності в ній розвантажувальних елементів. У роботі [12] описана оптимальна конструкція консольних підпірних стінок з використанням цільового індексу для оцінки впливу невизначеностей у розрахункових параметрах на імовірність відказу консольних підпірних стінок. Аналіз останніх публікацій [2; 3; 4; 5; 6; 7; 10] за обраною темою показав, що у дослідників ще не склалася єдина думка щодо ефективного підсилення та раціонального проектування підпірних стінок, які взаємодіють з ґрунтовим середовищем в складних умовах експлуатації. Так, автори [2; 3] розглядають недовговічні ґрунтові підпірні стінки, підсилені геотекстилем, з урахуванням гіпотези про можливе їх руйнування по спіралі. Використання класичного узагальненого методу зсувів для визначення активного і пасивного тиску на підпірні стінки [4] призводить до значних відхилень результатів розрахунків з наявними експериментальними даними. У праці [5] розглядається питання

розподілу тиску ґрунту на підпірну стіну за дещо застарілою концепцією Кулона. Дослідження [6] показали, що при проектуванні підпірних стінок необхідно враховувати їхню гнучкість. Проте, конкретних пропозицій як враховувати даний феномен в указаній роботі немає. Модельні дослідження [7] консольних підпірних стінок, які зазнають сейсмічних впливів, показали, що уявний ґрунтовий клин не являється монолітним, а критичне навантаження на них відрізняється від навантаження, визначеного для загального випадку їх стійкості. Проте, аналітичного обґрунтування цей феномен не має. У роботі [8] методом скінчених елементів визначаються критичні прискорення підсиленних діафрагмами підпірних стінок у піщаних ґрунтах при сейсмічних впливах. Разом з тим, аналітичного опису такий підхід не отримав, тим більше для неоднорідних ґрунтів. У статті [10] без належного теоретичного обґрунтування прийнята нова процедура визначення пасивного тиску за складною поверхнею розриву у вигляді дуги логарифмічної спіралі.

З розвитком сучасної обчислювальної техніки, впровадженням чисельних методів розв'язання задач будівельної механіки для багаторазово статично невизначених систем, розрахунків плоских і просторових 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. [13-16].

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 проектній практиці. Визначається це тим, що відсутня надійна апробація і доводиться долати деякі умовності в прийнятих моделях ґрунту, що описують дійсну роботу споруди.

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. Горюдького 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. [17;18].

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 [19]. Тому вдосконалення існуючих і розробка нових методів розрахунку таких споруд з урахуванням реальних властивостей матеріалів конструкції та ґрунтів, процесу складного навантаження, дії як статичних так і динамічних навантажень є **актуальною задачею**. Однак, незважаючи на виняткову важливість, питання про причини руйнування причальних споруд розроблені

далеко недостатньо. Такий стан пояснюється складністю аналізу причин руйнувань, різноманіттям їхніх форм і часто недостатністю фактичних даних спостережень за станом споруд і їхніх основ.

Мета цієї роботи полягає у вивченні *коливальних* процесів і напружено-деформованого стану спільної роботи кутової підпірної стінки, фундаменту для обладнання, ґрунтового та водного середовищ, що знаходяться під дією статичних і динамічних навантажень. При цьому враховувалися пружно-пластичні властивості матеріалів конструкцій і ґрунту та процес складного навантаження.

Викладення основного матеріалу. Ґрунтовий масив спільно з кутовою підпірною стінкою, водним середовищем та фундаментом для обладнання, на які діють динамічні та статичні навантаження, утворюють пов'язану систему (рис. 1).

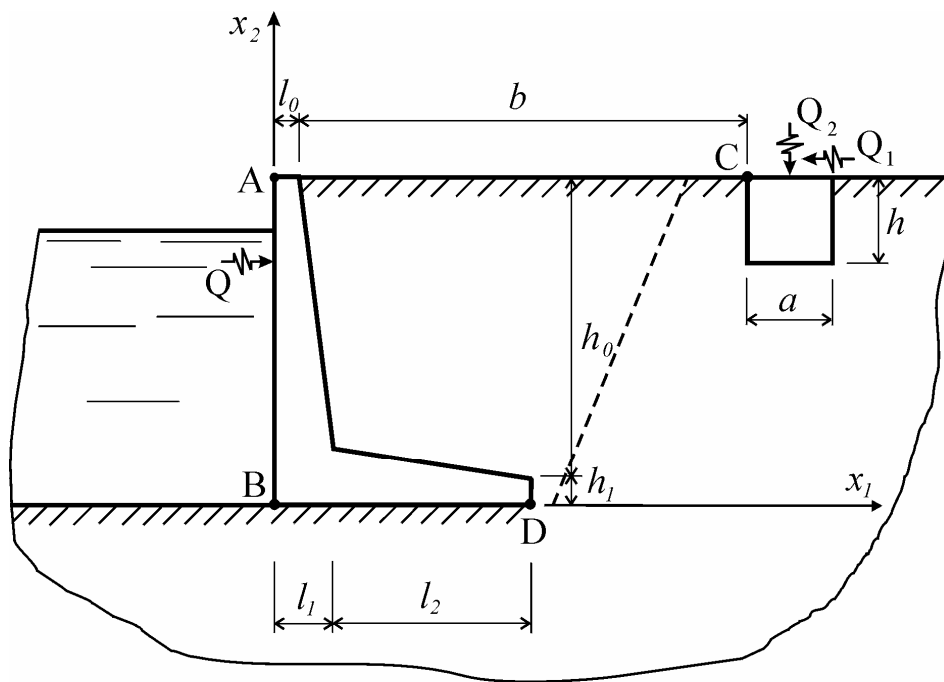


Рис. 1. Розрахункова схема системи

При визначенні напружено-деформованого стану системи враховуються пружно-пластичні властивості як ґрунтового середовища, так і матеріалу стінки та фундаменту. При вирішенні динамічних завдань така їх постановка породжує серйозні труднощі, пов'язані з тим, що принцип суперпозиції не застосовується. Тому уявлення переміщення системи як інтеграла Дюамеля чи як розкладання за власними формами, які ефективно використовуються під час аналізу пружних систем, тут також не можуть застосовуватися. Отже, для визначення переміщень і напруг у системі можна переважно використовувати прямі крокові методи, алгоритми яких розроблено головним чином для вирішення лінійних завдань [20].

Їхня модифікація для пружно-пластичних завдань, як показано в [21], дозволяє змінювати будь-яку матрицю вихідних рівнянь при переході від одного кроку до іншого в залежності від результатів рішення на попередньому кроці. Крім того, неприпустимо реакції системи визначати шляхом підсумовування їх окремо обчислених значень, одержаних від дії статичних та динамічних навантажень. Це викликано тим, що при статичному впливі на систему в ній виникають пластичні області, які впливають на коливальний процес при динамічному навантаженні. Тому динамічне рішення, без урахування змін жорсткості системи від дії статичних навантажень, може призвести до невірних результатів. Отже, в динамічних пружно-пластичних розрахунках необхідно враховувати спільну взаємодію всіх елементів системи і одночасну дію статичних і динамічних навантажень.

У цій роботі зроблена спроба врахувати перелічені вище фактори стосовно розв'язуваної задачі. Методика дослідження динамічних пружно-пластичних завдань викладена в [21], тут же наведемо лише основні формули.

Співвідношення принципу віртуальної роботи, еквівалентне рівнянням рівноваги та статичним граничним умовам, воно не залежить від рівнянь, що пов'язують напруги з деформаціями. Для стінки, фундаменту під обладнання та ґрунтового масиву, званих надалі твердою частиною системи, в момент часу t це співвідношення має такий вигляд:

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

де $\delta \varepsilon, \delta u$ — відповідно вектори віртуальних деформацій та переміщень;

σ — вектор напруг;

ρ — щільність матеріалу системи;

c — матриця параметрів демпфування;

Q, q — відповідно вектори заданих об'ємних та поверхневих сил;

p — вектор тиску водного середовища;

$S = S_u \cup S_q \cup S_p$ — поверхня, що обмежує тверду частину системи Ω_T ,

причому на S_u задані переміщення:

$$u|_{S_u} = \bar{u}(0), \quad (2)$$

де $\bar{u}$ — вектор заданих переміщень, на S_q визначені поверхневі сили q , а на S_p — тиск води P ;

u , $\dot{u}$, $\ddot{u}$ – відповідно вектори переміщень, швидкостей та прискорень, які обчислюються як

$$\dot{u} = u_{,t}, \quad \ddot{u} = u_{,tt}. \quad (3)$$

Надалі водне середовище називатимемо рідкою складовою системи. Для неї принцип віртуальної роботи на момент часу записується у вигляді [22]

$$\int_{\Omega_{жс}} \left\{ [\delta \dot{\varepsilon}_o]^T p + [\delta \dot{\varepsilon}']^T \tau - [\delta \dot{u}]^T Q_p + [\delta \dot{u}] p \frac{d\dot{u}}{dt} \right\} d\Omega - \\ - \int_{S_p} [\delta \dot{u}]^T \bar{p} dS = 0, \quad (4)$$

де $\delta \dot{\varepsilon}_o$, $\delta \dot{\varepsilon}'$, $\delta \dot{u}$ – відповідно вектори віртуальних об'ємних швидкостей деформацій, швидкостей девіатора деформацій та швидкостей переміщень;

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

$\frac{d\dot{u}}{dt}$ – повна похідна від швидкості переміщень, яка при малих коливаннях

замінюється на приватну похідну $\ddot{u} = u_{,tt}$.

Для нев'язкої рідини другим доданком під першим інтегралом (4) можна знехтувати.

Вважаємо, що деформації системи відбуваються при малих подовженнях, зсувах та кутах повороту. Тому залежність між приростами деформацій та переміщень визначається лінійними співвідношеннями Коші

$$d\varepsilon_{ks} = \frac{1}{2} (du_{k,s} + du_{s,k}). \quad (5)$$

У цьому випадку також має місце постулат підсумовування прирощень пружної та пластичної деформацій

$$d\varepsilon_{ks} = d\varepsilon_{ks}^{(e)} + d\varepsilon_{ks}^{(p)}. \quad (6)$$

Компоненти тензора збільшення пружної деформації пов'язані з компонентами тензора збільшення напруг законом Гука

$$d\varepsilon_{ks}^{(e)} = C_{ksmn}^{(e)} d\sigma_{mn}. \quad (7)$$

Зв'язок між компонентами тензора збільшення пластичних деформацій і компонентами тензора збільшення напруг має вигляд диференціальних неінтегрованих співвідношень. З принципу максимуму Мізеса [23] випливає, що

$$d\varepsilon_{ks}^{(p)} = d\lambda f_{,\sigma_{ks}}, \quad d\lambda = \text{const} > 0. \quad (8)$$

Функція навантаження f , що входить у (8), визначається для ґрунтового масиву як умова Кулона-Мора

$$(\sigma_0 - \frac{\sigma_i}{\sqrt{3}} \sin \psi) \sin \varphi + \sigma_i \cos \psi - \cos \varphi = 0. \quad (9)$$

де C – питома зчеплення;

φ – кут внутрішнього тертя;

σ_0 , σ_i , ψ – інваріанти тензора напруги [24].

Для стіни та фундаменту як функція навантаження використовується умова Генієва [25]

$$3(\sigma_c - \sigma_p)\sigma_0 - 3\sigma_i^2 - \sigma_p\sigma_c = 0. \quad (10)$$

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

Використовуючи (6, 7, 8), рівняння стану для пружно-пластичних середовищ можна записати у вигляді [21]

$$\begin{aligned} d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(e)} d\varepsilon_{mn}, \quad \text{якщо } f = 0, \quad d'f \leq 0 \quad \text{або } f = 0; \\ d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(ep)} d\varepsilon_{mn}, \quad \text{якщо } f = 0, \quad d'f > 0, \end{aligned} \quad (11)$$

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

$D_{ksmn}^{(ep)}$ – елементи матриці, визначені для різних функцій навантаження в [21].

Прямі крокові методи включають два основні етапи:

- дискретизацію основних рівнянь;
- побудова ітераційного процесу для визначення напружено-деформованого стану системи із заданою точністю.

Дискретизація рівнянь проводиться як у часі, так і у сфері займаної системою. Дискретизація твердої частини системи докладно розглянута у [21]. Остаточну у матричній формі в момент часу отримуємо рівняння рівноваги у вигляді:

$$M\ddot{\delta}_n + C\dot{\delta}_n + K(\delta)\delta_n = Q_n + F_n, \quad (12)$$

Тут M – матриця розподілених мас;
 C – матриця демпфування;
 $K(\delta)$ – матриця жорсткості;
 Q_n – вектор вузлових навантажень на поверхні S_q ;
 F_n – вектор тиску води на поверхні S_p , який дорівнює

$$F_n = \int_{S_p} [N]_n^T P_n ds = \frac{1}{\rho} [h]^T P_n, \quad (13)$$

де ρ – щільність води,

$$h = \int_{S_p} [N]_n^T \rho [N]_n ds = \frac{1}{\rho} [h]^T P_n, \quad (14)$$

де N – матриця функцій форми, що приймаються такими самими, що й для апроксимації твердої частини системи;

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

Виробляючи дискретизацію рівнянь рідкої частини системи, остаточно отримуємо наступне співвідношення:

$$HP_n + h \ddot{\delta}_n = 0, \quad (15)$$

де матриця H складається з підматриці, що включають функції форми.

Визначаючи з (15) вектор P_n підставляючи отримане його значення (12), отримуємо для моменту часу t_n наступне рівняння:

$$\bar{M} \ddot{\delta}_n + C \dot{\delta}_n + K(\delta) \delta_n = Q_n, \quad (16)$$

де

$$\bar{M} = M + \frac{1}{\rho} [h]^T [H]^{-1} h \quad (17)$$

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

Для вирішення рівняння (16) використовувався модифікований неявний метод Ньюмарка [21], який є безумовно стійким, що дозволяє суттєво збільшувати довжину часового кроку Δt порівняно з явними методами та отримувати більш надійні результати.

Основні відмінності модифікованого методу від класичного, застосовуваного на вирішення лінійних завдань [20], полягають у наступному:

- 1) рішення перебуває над повних переміщеннях, а їх приростах, якими надалі визначається повне переміщення;
- 2) будується додатковий ітераційний процес зменшення нев'язки в рівнянні (16) до попередньо заданої малої величини;

3) внаслідок наближеного рішення вектор напруг σ_n може виходити за межі області, обмеженою функцією навантаження, що неприпустимо для пружно-пластичних завдань, тому необхідно будувати додаткову процедуру для його повернення в цю область.

Для чисельної реалізації запропонованої методики було розроблено програмний комплекс у системі Delfi, що дозволяє проводити спільний розрахунок всіх елементів системи від дії як статичних, так і динамічних навантажень. Його опис дано у [21].

Розглянемо чисельне рішення отриманих рівнянь для аналізованої системи за таких вихідних даних: $h = 2$ м; $h_0 = 9,5$ м; $h_1 = 0,5$ м; $l_0 = 0,5$ м; $l_1 = 1$ м; $l_2 = 4$ м; $a = 2$ м; $b = 13,5$ м. Характеристики бетону стінки та фундаменту: $E = 30000$ МПа; $\mu = 0,2$; $\sigma_p = 1,8$ МПа; $\sigma_c = 18$ МПа. Властивості ґрунтового масиву: $E_0 = 40$ МПа; $\mu = 0,3$; $c = 0,005$ МПа; $\varphi = 25^\circ$.

Спочатку розглянемо випадок, коли водне середовище відсутнє і діє лише динамічне навантаження інтенсивністю $Q = 0,3$ МПа. Час дії $t_Q = 10$ сек. Приймається довжина тимчасового кроку $t = 0,02$ сек, а їх кількість 2000. Відрізок часу, на якому розглядається рішення, 40 сек.

На рис. 2 і 3 наведені епюри зміни в часі переміщень u_1 і u_2 точки A (у см). З епюр чітко видно, що реакція системи поділяється на дві фази: навантаження від 0 до t_Q і вільних коливань від t_Q до T . На початку кожної фази спостерігаються коливання, що не встановилися, потім відбувається їх стабілізація і поступове згасання. Найбільші стрибки переміщень мають місце на початку кожної фази. Їх максимальні значення на початку першої фази відповідно дорівнюють $u_1 = 2,681$ см і $u_2 = 0,758$ см.

Напруги σ_{22} в точці B ґрунтового масиву, розташованої під лівим кутом основи стінки, є розтягуючими в першій фазі навантаження. При переході на другу фазу вільних коливань вони стають стискальними. Напруги σ_{22} у точці D для обох фаз залишаються стискуючими. Стінка зсувається праворуч і повертається за годинниковою стрілкою. Коливання стінки породжують хвильові процеси в ґрунтовому масиві, які викликають коливання фундаменту.

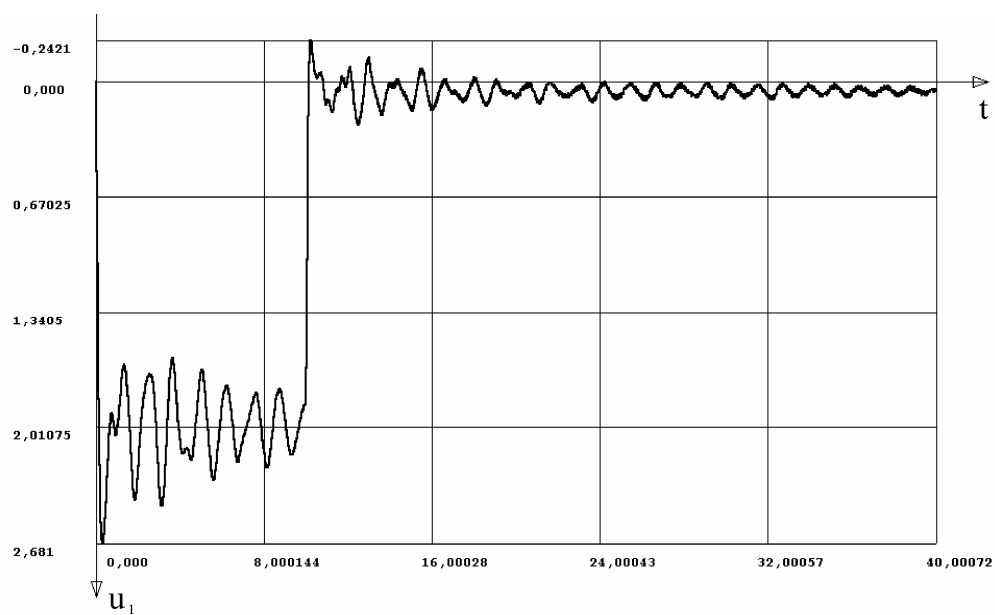


Рис. 2. Епюра горизонтальних коливань точки A стінки
від дії динамічного навантаження Q

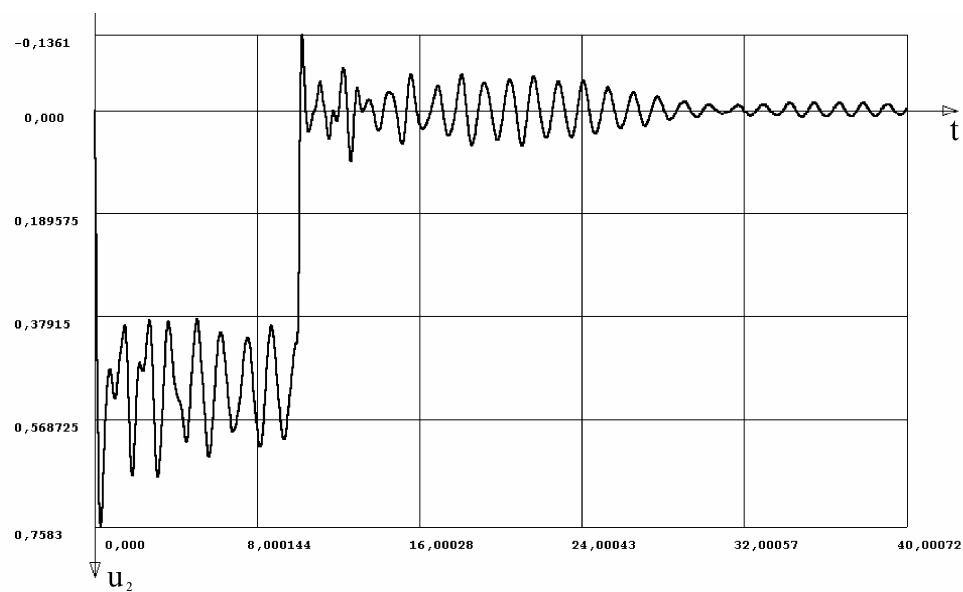


Рис. 3. Епюра вертикальних коливань точки A стінки
від дії динамічного навантаження Q

На рис. 4 і 5 наведено епюри зміни в часі переміщень u_1 і u_2 точки C , розташованої на фундаменті (рис. 1) від дії того ж динамічного навантаження Q . Якщо порівняти їх із попередніми епюрами, то можна відзначити, що якісно вони майже не відрізняються один від одного. Але кількісно їхнє переміщення значно зменшилося. Так, максимальне горизонтальне переміщення точки A поменшало в 2,84 рази, а вертикальне – в 3,05 рази. На фазі вільних вертикальних коливань помітно наростання та зменшення амплітуд, тобто має місце биття. Це викликано близькістю частот вільних коливань фундаменту та стінки.

Розглянемо випадок, коли джерелом коливань є вертикальне гармонійне навантаження $Q_2 = a \sin \omega t$ з параметрами $a = 1$ МПа, $\omega = 60$ рад/сек, прикладена до верхньої межі фундаменту. На рис. 6 і 7 наведені відповідно епюри зміни в часі переміщень u_1 точки A стінки та напруги σ_{22} (10 МПа) у точці B масиву від дії даного навантаження. Реакції у цих точках викликані хвильовими процесами, що виникли у системі. На епюрі σ_{22} у початковий момент часу спостерігаються різкі стрибки напруги, що перевищують амплітуди стабілізованих коливань майже вдвічі. На епюрі u_1 таких стрибків немає.

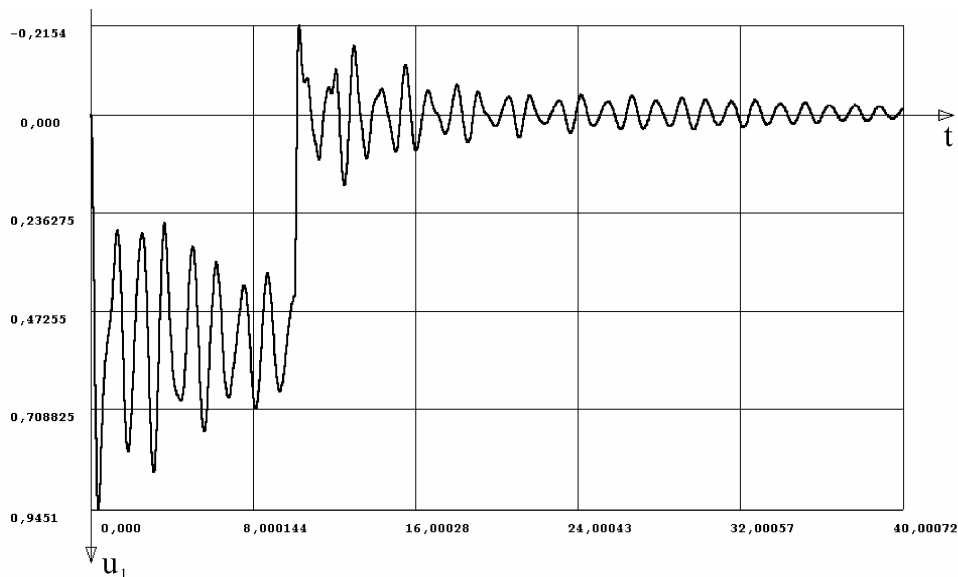


Рис. 4. Епюра горизонтальних коливань точки C фундаменту від дії динамічного навантаження Q

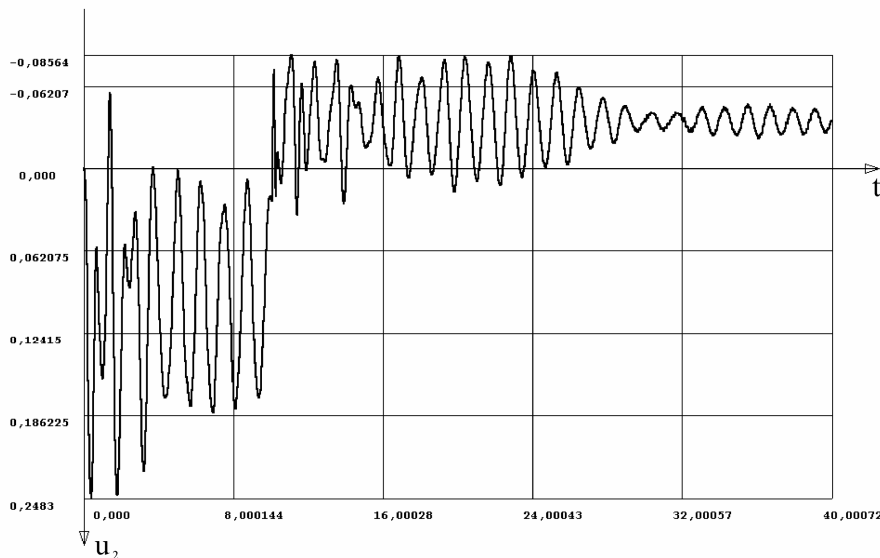


Рис. 5. Епюра вертикальних коливань точки C фундаменту від дії динамічного навантаження Q

Досліджувався вплив водного середовища на коливання системи. Воно виявилося не суттєвим. Так, максимальна вертикальна напруга точки D змінилася лише на 6,7 %. Зміна горизонтальних коливань точки A стінки становила 4,8 %. Мабуть вплив ґрунтового середовища та жорсткість стінки є більш суттєвими факторами при формуванні амплітуд коливань системи, ніж водне середовище.

Розглянемо випадок, коли на стіну та фундамент під обладнання діє як статичне, так і динамічне навантаження. В якості статичного навантаження приймається власна вага ґрунту та вертикальне навантаження інтенсивністю 0,01 МПа, що діє на фундамент. Динамічну дію надає горизонтальне навантаження Q_1 . Час її дії також становить 10 секунд. На рис. 8 та рис. 9 наведено епюри зміни в часі відповідно горизонтальних та вертикальних переміщень точки стінки. З малюнків видно, що різко зросли переміщення стіни від впливу статичних навантажень. Горизонтальні переміщення першої фази навантаження позитивні, що викликано дією динамічного навантаження Q . Після зняття стінка перемістилася вліво і повернулася проти годинникової стрілки, тому переміщення стали негативними. Цікаво відзначити, що вертикальні переміщення точки в першій фазі навантаження менше, ніж у другій. Це викликано знову-таки поворотом стіни. У другій фазі коливання стінки відбуваються щодо положення її рівноваги, викликаного лише статичною навантаженням. До статичних переміщень додаються залишкові деформації, що утворилися від дії першої фази динамічного навантаження.

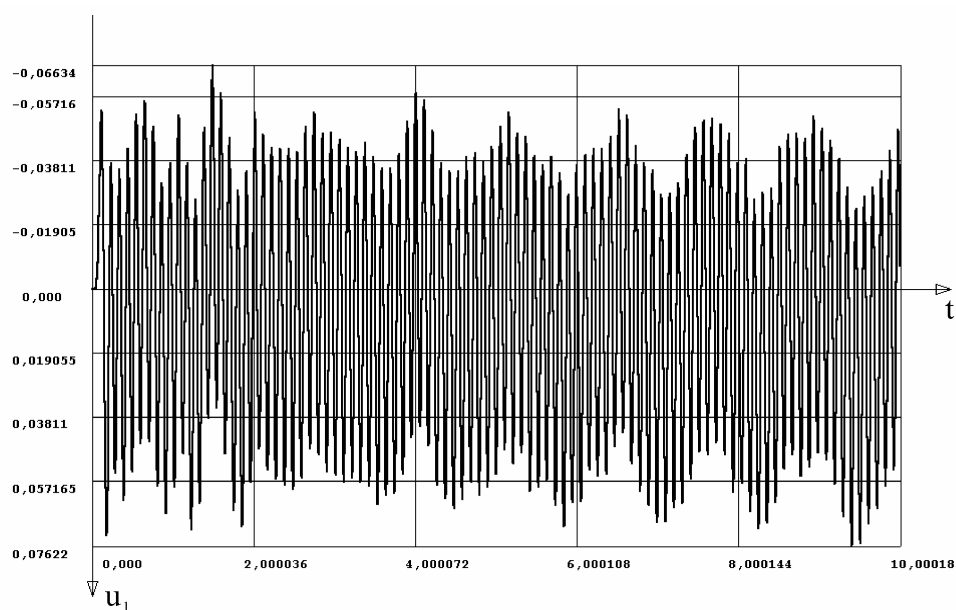


Рис. 6. Епюра горизонтальних коливань точки A стінки
від дії гармонійного навантаження Q_2

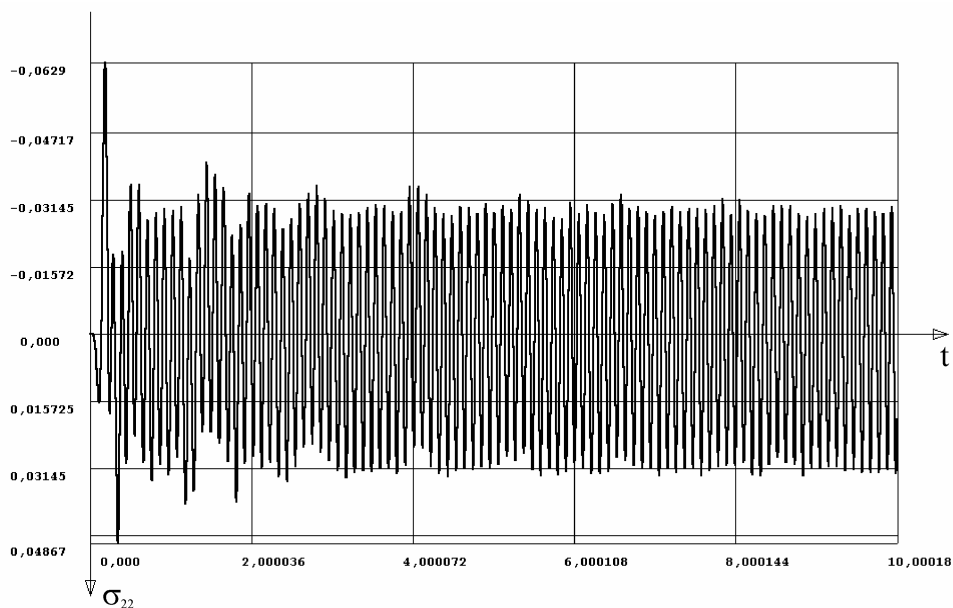


Рис. 7. Епюра коливань напруг σ_{22} у точці B масиву
від дії гармонійного навантаження Q_2

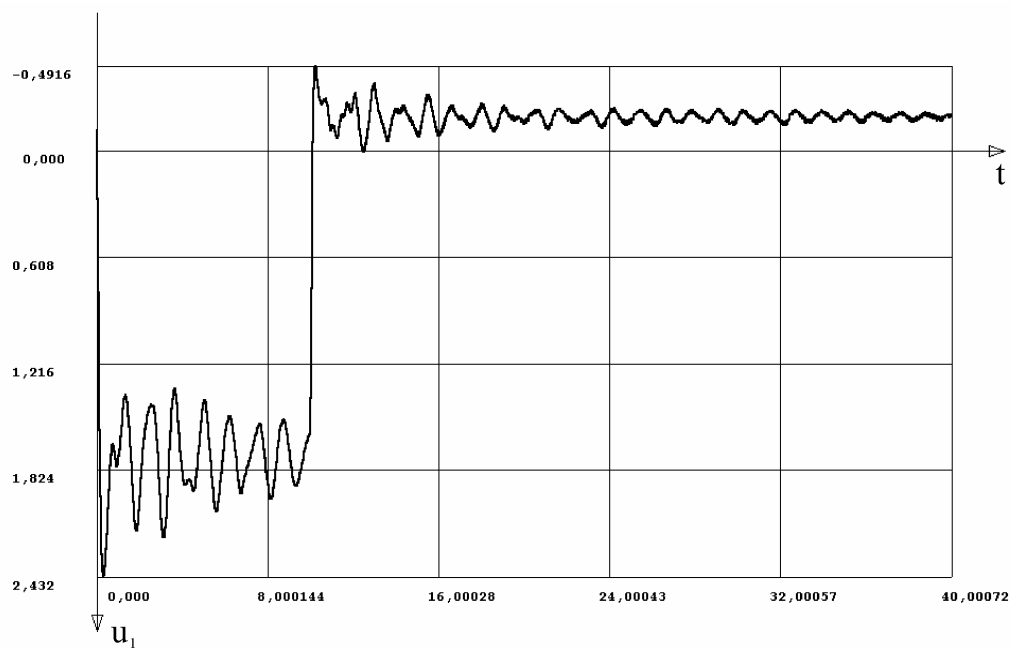


Рис. 8. Епюра горизонтальних коливань точки A стінки від дії статичного та динамічного навантаження

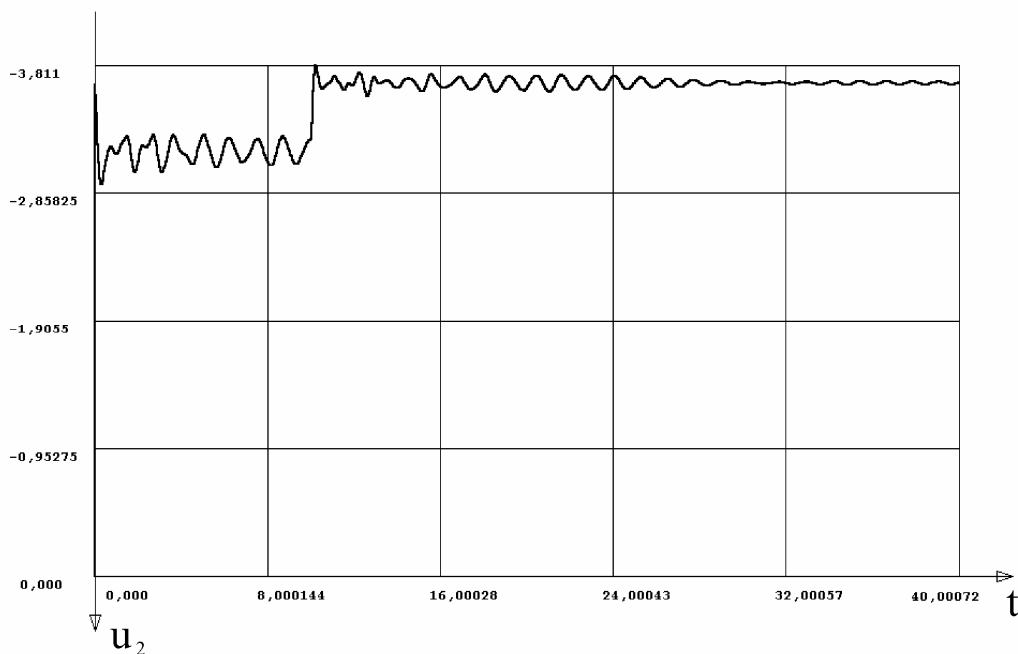


Рис. 9. Епюра вертикальних коливань точки A стінки від дії статичного та динамічного навантаження

Від прикладених статичних та динамічних навантажень у системі походять складні процеси навантаження та розвантаження. Запропонований програмний комплекс дозволяє не тільки їх відтворювати за введеними табличними даними, але й дає можливість спостерігати за ними на екрані ЕОМ у вигляді різних епюр переміщень, напруг і графіків освіти і закриття пластичних зон, що розвиваються в часі.

Сукупність нелінійних рівнянь, що описують напружено-деформований стан моделі системи, що розглядається, дають можливість з єдиних позицій реалізувати закладену в нормативній документації рекомендацію, пов'язану з розрахунком споруд по двох групах граничних станів. Це дозволяє в процесі їх вирішення визначати як деформації, так і напруги в елементах системи, починаючи з зведення споруд і в період їх експлуатації, а не виконувати тільки перевірочний розрахунок їхньої несучої здатності, як передбачено теорією граничного напруженого стану.

Висновки, які можна зробити з розглянутого в роботі прикладу полягають у тому, що 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. Крім того, при вирішенні динамічних задач необхідно враховувати деформації та напруги, що отримані від статичних навантажень, оскільки вони впливають на коливальний процес, що виникає при динамічному навантаженні системи.

Динамічні 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 визначати хвильові коливальні процеси не тільки в елементах, до яких прикладено динамічне навантаження, а й у всій системі та сусідніх спорудах.

Також було встановлено, що на початку фази вільних коливань гармонійні та імпульсні навантаження викликають переміщення та напруги, які перевищують їх значення у стабілізованому стані більш ніж удвічі. Отже, ці ефекти мають бути враховані під час проектування причальних споруд.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Яковлев П.И., Бибічков А.Г., Бибічков А.А. *Взаємодія споруд із ґрунтом*. – К.: Наукова думка, 1997.
2. Chen Z.Y. and Li S.M. 1998 *Evaluation of active earth pressure by the generalized method of slices* Canadian Geotechnical Journal 35(4). 591-599 p.
3. Xu. P., Hatamik. and Jiang G.L. 2020 *Seismic rotational stability analysis of reinforced soil retaining walls* Computers and Geotechnics. 118 p.
4. Yoo C. and Jung H.Y. 2006 *Case history of geosynthetic reinforced segmental retaining wall failure* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 132(12). 1538-1548 p.
5. Wang Y.Z. 2000 *Distribution of earth pressure on a retaining wall* Geotechnique 50(1). P. 83-88.
6. Giarlelis C. and Mylonakis G. (2011) *Interpretation of dynamic retaining wall model tests in light of elastic and plastic solutions* Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31(1). P. 16-24.
7. Green R.A., Olgun C.G. and Cameron W.I. 2008 *Response and modeling of cantilever retaining walls subjected to seismic motions* Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 23(4). P. 309-322.
8. Cattoni E. and Tamagnini C. 2020 *Critical Accelerations for Propped Diaphragm Walls in Sand by Finite Element Limit Analysis* Journal of Earthquake Engineering 24(3). P. 403-420.
9. Карпюк В.М., Албу К.І., Даниленко Д.С. (2016) *Вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на несучу здатність балкових конструкцій при малоцикловому навантаженні*. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. (61). P. 130-136.
10. Basha B.M. and Babu G.L.S. (2010). *Seismic Rotational Displacements of Gravity Walls by Pseudodynamic Method with Curved Rupture Surface* International Journal of Geomechanics 10(3). P. 93-105.
11. ACI 440.1R-15 Committee 440 (2015). – *Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-15)*.|| ACI, Farmington Hills, Michigan, USA.
12. Babu G.L.S., Basha B.M. (2008) *Optimum Design of Cantilever Retaining Walls Using Target Reliability Approach* International journal of geomechanics 8(4). P. 240-252.
13. Zienkiewicz O.C., Cheung Y.K. *The finite element method in structural and continuum mechanics*. London, 1967. 268 p.
14. Аргирис Дж. *Современные достижения в методах расчета конструкций с применением матриц* / Пер. с англ. К.: Наукова думка, 1968. 241 с.

15. Turner M.J., Clough R.W., Martin H.C., Topp L.J. *Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures. Journal of the Aeronautical Sciences*, 1956. Vol.23. P. 805-823.
16. Розин Л.А. Современное состояние метода конечных элементов в строительной механике. *Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура*, 1981. № II. С. 41-54.
17. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. *Компьютерные модели конструкций*. К.: Факт, 2007. 394 с.
18. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. *Расчетные модели сооружения и возможность их анализа*. К.: Сталь, 2002. 360 с.
19. Гуревич В.Б., Даревский В.Э., Самарин В.Ф., Федоров Ю.М. *Портовые гидротехнические сооружения*. Под ред. Гуревича В.Б.. К.: Будівельник, 1992. 256 с.
20. Бате К., Вилсон Е. *Численные методы анализа и метод конечных элементов*. К.: Будівельник, 1982. 447 с.
21. Гришин А.В., Дорофеев В.С. *Нелинейная динамика конструкций, взаимодействующих с деформируемой средой*. Одесса, 2001. 136 с.
22. Коннор Дж., Бреббия К. *Метод конечных элементов в механике жидкости*. К.: Наукова думка, 1979. 263 с.
23. Ивлев Д.Д., Быковцев Г.И. *Теория упрочняющегося пластического тела*. К.: Наукова думка, 1971. 231 с.
24. Новожилов В. В. *Теория упругости*. К.: Будівельник, 1958. 270 с.
25. Гензель Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. *Теория пластичности бетона и железобетона*. К.: Будівельник, 1974. 316 с.

REFERENCES

1. Yakovlev P.I., Bibichkov A.G., Bibichkov A.A. *Interaction of structures with soil*. K.: Naukova Dumka, 1997.
2. Chen Z.Y. and Li S.M. 1998 Evaluation of active earth pressure by the generalized method of slices *Canadian Geotechnical Journal* 35(4) P. 591-599.
3. Xu. P., Hatamik. and Jiang G.L. 2020 Seismic rotational stability analysis of reinforced soil retaining walls *Computers and Geotechnics* 118 p.
4. Yoo C. and Jung H.-Y. 2006 Case history of geosynthetic reinforced segmental retaining wall failure *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132(12). P.1538-1548.
5. Wang Y.Z. 2000 Distribution of earth pressure on a retaining wall *Geotechnique* 50(1). P. 83-88.
6. Giarlelis C. and Mylonakis G. (2011) Interpretation of dynamic retaining wall model tests in light of elastic and plastic solutions *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 31(1). P. 16-24.

7. Green R.A., Olgun C.G. and Cameron W.I. 2008 Response and modeling of cantilever retaining walls subjected to seismic motions *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 23(4). P. 309-322.
8. Cattoni E. and Tamagnini C. 2020 Critical Accelerations for Propped Diaphragm Walls in Sand by Finite Element Limit Analysis *Journal of Earthquake Engineering* 24(3). P. 403-420.
9. Karpyuk V.M., Albu K. I., Danylenko D. S. (2016) Influence of structural factors and external factors on the bearing capacity of beam structures under low-cycle loading. *Bulletin of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*. (61). P. 130-136.
10. Basha B.M. and Babu G.L.S. (2010). Seismic Rotational Displacements of Gravity Walls by Pseudodynamic Method with Curved Rupture Surface *International Journal of Geomechanics* 10(3). P. 93-105.
11. ACI 440.1R-15 Committee 440 (2015). – Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-15).¹ ACI, Farmington Hills, Michigan, USA.
12. Babu G.L.S., Basha B.M. (2008) Optimum Design of Cantilever Retaining Walls Using Target Reliability Approach *International journal of geomechanics* 8(4). P. 240-252.
13. Zienkiewicz O. C., Cheung Y. K. *The finite element method in structural and continuum mechanics*. London, 1967. 268 p.
14. Argyris J. *Modern achievements in methods of structural calculation using matrices / Translated from English*. K.: Naukova Dumka, 1968. 241 p.
15. Turner M.J., Clough R.W., Martin H.C., Topp L.J. *Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures*. *Journal of the Aeronautical Sciences*, 1956. Vol.23. P. 805-823.
16. Rozin L.A. Current state of the finite element method in structural mechanics. *Izvestiya VUZov. Stroitelstvo i arkhitektura*, 1981. No. II. P. 41-54.
17. Gorodetsky A.S., Evzerov I.D. *Computer models of structures*. K.: Fakt, 2007. 394 p.
18. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Calculation models of the structure and the possibility of their analysis*. K.: Stal, 2002. 360 p.
19. Gurevich V.B., Darevsky V.E., Samarin V.F., Fedorov Yu.M. *Port hydraulic structures*. Edited by Gurevich V.B. K.: Budivelnik, 1992. 256 p.
20. Bate K., Wilson E. *Numerical methods of analysis and the finite element method*. K.: Budivelnik, 1982. 447 p.
21. Grishin A.V., Dorofeev V.S. *Nonlinear dynamics of structures interacting with a deformable environment*. Odesa, 2001. 136 p.
22. Connor J., Brebbia K. *Finite element method in fluid mechanics*. K.: Naukova Dumka, 1979. 263 p.
23. Ivlev D.D., Bykovtsev G.I. *Theory of a hardening plastic body*. K.: Naukova Dumka, 1971. 231 p.

24. Novozhilov V. V. *Theory of elasticity*. K.: Budivelnik, 1958. 270 p.
25. Geniev G. A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. *Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete*. K.: Budivelnik, 1974. 316 p.

Стаття надійшла до редакції 12.12.2024

Посилання на статтю: Гришин А.В. Нелінійний розрахунок причалу у вигляді кутової підпорної стінки спільно з ґрунтовим і водним середовищем при динамічному навантаженні // *Вісник Одеського національного морського університету: Зб. наук. праць*, 2025. № 2 (76). С. 64-83. DOI 10.47049/2226-1893-2025-2-64-83.

Article received 12.12.2024

Reference a journal artic Grishin A. Nonlinear calculation of the berth in the form of the angle retaining wall together with the soil and water environment with dynamic loading // *Herald of the Odesa National Maritime University: Coll. scient. works*, 2025. № 2 (76). P. 64-83. DOI 10.47049/2226-1893-2025-2-64-83.