

УДК 624.014, 621.039.58

**МЕТОДИКА ОЦІНКИ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД АТОМНИХ ЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ В ПК ЛІРА САПР****Ю. Гензерський<sup>1</sup>**,

канд. техн. наук, головний конструктор

**М. Барабаш<sup>1,2</sup>**,

д-р техн. наук, професор

**І. Трусов<sup>3,4</sup>**,

аспірант

**Л. Первушова<sup>3,4</sup>**,

аспірант

<sup>1</sup> ТОВ «ЛІРА САПР», Київ<sup>2</sup> Національний авіаційний університет, Київ<sup>3</sup> Київський національний університет будівництва та архітектури, Київ<sup>4</sup> ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ, Київ

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.125-139

В статті запропонована методологія оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості з урахуванням взаємодії споруди з основою для будівель та споруд енергоблоків, міцнісних та деформативних критеріїв працездатності тощо. У рамках перевірного розрахунку розглянуто три критерії міцності працездатності, що складені згідно Загальним принципам забезпечення надійності на конструктивній безпеці будівель і споруд. Сейсмічний розрахунок виконано за лінійно-спектральною теорією сейсмостійкості. В ПК ЛІРА-САПР реалізовано врахування впливу основи згідно ДБН В.1.1-12-2014. Будівництво у сейсмічних районах України.

Запропоновано методику обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF та методику побудови кривих пошкоджуваності. Для визначення інтегрального параметра HCLPF, що характеризує рівень сейсмічної стійкості цього елемента проведено розрахунковий аналіз сейсмостійкості елементів діючих АЕС в рамках методу граничної сейсмостійкості. Запропоновано методику та верифікаційні приклади визначення величин параметрів FS та HCLPF для залізобетонних конструкцій в «ЛІРА САПР».

**Ключові слова:** гранична сейсмостійкість, міцнісні та деформативні критерії працездатності, HCLPF, залізобетонні конструкції, деформації, міцність.

**Лінійно-спектральна теорія сейсмостійкості.** Метою сейсмічного розрахунку є визначення реакції відповіді конструкції (переміщень, прискорень, внутрішніх зусиль та інше) на сейсмічну дію. Вибір методу сейсмічного розрахунку зумовлений різними факторами: складністю та відповідальністю конструкції, співвідношенням її власних частот та переважаючих частот впливу, складом вихідної інформації про розрахунковий землетрус та інше. У цій роботі сейсмічний розрахунок виконаний за лінійно-спектральною теорією сейсмостійкості. Вона використовує вихідну сейсмічну дію, задану як спектрів відгуку, найчастіше спектра прискорень  $S_a(f, \zeta)$ . Даний метод розрахунку ґрунтується на розкладанні системи диференціальних рівнянь руху за власними формами. Відповідно до нього, аналіз сейсмостійкості включає такі етапи:

- виконується модальний аналіз;
- за спектрами відгуку обчислюються модальні (тобто відповідні кожній із власних форм) інерційні сейсмічні сили за наведеною нижче формулою;
- ці сили прикладають як статичні та визначають модальні відгуки конструкцій (переміщення, моменти, поперечні та поздовжні сили тощо);

- обчислюють сумарний (розрахунковий) сейсмічний відгук;
- використовуючи сумарний відгук, знаходять зусилля у перерізах конструкції з урахуванням інших несейсмічних навантажень та оцінюють сейсмостійкість конструкції.

Розмір і розподіл інерційних навантажень залежить від частот і форм конструкцій, але потім навантаження розглядаються як статичні, тобто. даний метод є квазістатичним.

Інерційне сейсмічне навантаження, що діє на масу в будь-якій моді, дорівнює

$$F_c = mgS_a(f, \zeta), \quad (1)$$

де  $m$  - маса;  $f, \zeta$  - його власна частота та коефіцієнт дисипації енергії;  $S_a(f, \zeta)$  - відповідне значення спектра прискорень.

Розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження  $S$  при оцінці сейсмостійкості за [1], прикладеного до вузла і яке відповідає формам власних коливань будівлі або споруди, визначається за формулою згідно [1]:

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad (2)$$

де  $k_1$ - визначається згідно положень [0] відповідно до категорії сейсмостійкості;  $k_2, k_3$  – визначається згідно табл. 4 [1] та формули 6.2 [1] відповідно.

$S_{0ki}$  - горизонтальне сейсмічне навантаження за  $i$ -тою формою власних коливань споруди, що визначається у припущенні пружного деформування конструкцій за формулою:

$$S_{0ki} = Q_k a_0 k_p \beta_i \eta_{ki}; \quad (3)$$

де  $Q_k$ - навантаження, що відповідає масі, прийнятій у якості зосередженої у точці  $k$  і визначається з урахуванням коефіцієнтів згідно з 6.1.1 [1],  $a_0$  - розрахункова амплітуда прискорення основи, яка приймається 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 від прискорення вільного падіння  $d$  відповідно для районів сейсмічності 6, 7, 8 і 9 балів; при використанні карт ЗСР-2004-А і ЗСР-2004-В, в залежності від розрахункових значень  $a_0$  згідно з таблицею 6.5. [1],  $k_p$  - коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів, вводиться, якщо визначення сейсмічності майданчика виконано на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань відповідно до табл.5.1[2] і приймається за таблицею 6.6. [1],  $\beta_i$ - спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає  $i$ -тій формі власних коливань будівлі або споруди.

Приймається за рис. 6.2 [2] або табл.6.7 [2] залежно від періоду  $i$ -тої форми власних коливань і категорії ґрунту за сейсмічними властивостями. При розрахунках будівель (споруд), зазначених у 1, б і 3 табл. 6.2 [2], слід приймати значення коефіцієнтів динамічності за графіками, наведеними у додатку Д залежно від коефіцієнта податливості  $p$ , визначеного за додатком Г [1].

$\eta_{ki}$ - коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження (рис. 6.1) [2], визначається за формулами: а) для консольної розрахункової схеми за формулою 6.5 [1].

Сейсмічні навантаження для досліджуваних конструкцій слід визначати з урахуванням одночасної сейсмічної дії за трьома компонентами. Врахування багатокomпонентності сейсмічного впливу в даному розрахунку виконано за правилом, що виражається формулою:

$$R = \max(\pm R_x \pm 0,4R_y \pm 0,4R_z; \pm 0,4R_x \pm R_y \pm 0,4R_z; \pm 0,4R_x \pm 0,4R_y \pm R_z), \quad (4)$$

де  $R$  – максимум сумарного відгуку конструкції;  $R_x, R_y, R_z$  - максимум відгуку конструкції на дію компоненти  $x, y, z$ .

**Врахування впливу основи.** В ПК ЛПА-САПР реалізовано врахування впливу основи згідно з рекомендаціями п. 6.4.13 [1]. Основа враховується як пружна, що характеризується коефіцієнтами жорсткості, значення яких наведені в п. 1.27 [2]. Застосовуються наступні коефіцієнти жорсткості:

- при пружному рівномірному стисканні  $K_z = C_z \cdot A$ ;
- при пружному нерівномірному стисканні (повороті підшви фундаменту відносно горизонтальної осі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту

перпендикулярно площині коливань):  $K_\varphi = C_\varphi \cdot I_\varphi$  в загальному випадку;  $K_{\varphi x} = C_\varphi \cdot I_{\varphi x}$ ,  $K_{\varphi y} = C_\varphi \cdot I_{\varphi y}$  відносно осей  $x$  і  $y$ ;

- при пружному рівномірному зсуві  $K_x = C_x \cdot A$ ;
- при пружному нерівномірному зсуві (повороті підшви фундаменту щодо вертикальної осі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту);  $K_\psi = C_\psi \cdot I_\psi$  накладенням на центральний вузол фундаментної плити.

Коефіцієнти пружного рівномірного стиску  $C_z$ , пружного нерівномірного стиску  $C_\varphi$ , пружного рівномірного зсуву  $C_x$  і пружного нерівномірного зсуву  $C_\psi$  обчислюються за формулами:

$$C_z = b_0 \cdot E \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right), \quad (5)$$

$$C_x = 0.7 \cdot C_z, \quad (6)$$

$$C_\varphi = 2 \cdot C_z, \quad (7)$$

$$C_\psi = C_z, \quad (8)$$

де  $b_0$ - коефіцієнт,  $\text{м}^{-1}$ , що дорівнює для піщаних ґрунтів 1, для супісків і суглинків 1,2; для глин і великоуламкових ґрунтів 1,5;  $E$  - модуль деформації ґрунту під підшовою фундаменту, що визначається як середній по всій глибині стисливої товщі, відповідно до вимог [20];  $A_{10} = 10\text{м}^2 A$  - площа підшви розрахункової частини фундаменту;  $I_\varphi$  та  $I_\psi$ - відповідно моменти інерції площі підшви фундаменту відносно горизонтальної осі, перпендикулярної площині коливань, і вертикальної осі фундаменту, що проходять через центр ваги підшви,  $\text{м}^4$ .

Значення  $C_z$ , розраховане згідно формули (5), автоматично моделюються в кожному елементі основи. На основі значення  $C_z$  автоматично розраховуються та моделюються горизонтальні та кутові жорсткості в кожному вузлі основи за допомогою СЕ 57 [16].

Методика врахування пальового поля з ростверком в розрахунку еквівалентних динамічних характеристик основи описана в [1].

**Міцнісні та деформативні критерії працездатності.** У рамках перевірного розрахунку розглядалися такі критерії міцності працездатності, складені згідно з [2].

Критерій 1 – граничний стан – вичерпання несучої здатності від дії згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил, крутних моментів, що виникають від зовнішніх навантажень та впливів, та місцева дія навантажень.

Для залізобетонних конструкцій згідно з п. 2.2.1.6 [3] за критерій появи цього граничного стану приймають досягнення деформаціями стисненого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних значень відносних деформацій  $\varepsilon_{cu}$  і  $\varepsilon_{su}$  з відповідних діаграм їхнього стану. Розрахунок виконується на підставі рівнянь рівноваги зовнішніх та внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону та арматури.

Визначення несучої здатності залізобетонних елементів (згинальних та позацентрове стиснутих) на дію згинальних моментів та поздовжніх сил (нормальні перерізи) виконується згідно з п. 4.2 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [4] з урахуванням вимог п. 6.1 [3], при цьому можуть виникнути дві форми рівноваги перерізу [17].

Для першої форми, коли весь переріз стислий (для позацентрове стислих елементів з малими ексцентриситетами), рівняння рівноваги такі:

$$\frac{bf_{cd}}{N} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (9)$$

$$\frac{b f_{cd}}{N^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (10)$$

Для другої форми, коли в перерізі є розтягнута зона (для згинальних та позацентрове-стислих елементів з великими ексцентриситетами), рівняння рівноваги:

$$\frac{b f_{cd}}{N} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (11)$$

$$\frac{b f_{cd}}{N^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (12)$$

При розрахунку нормальних перерізів позacentрово стислих елементів додатково враховуються вимоги п. 6.1.3 [3].

Визначення несучої здатності залізобетонних елементів на дію поперечних сил (похилі перерізи) виконується згідно з п. 4.6.3 [4] з урахуванням вимог п. 6.2.1 [3]:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}. \quad (13)$$

Для сталевих конструкцій перевірка критерію 1 здійснюється відповідно до вимог [6].

**Критерій 1** – граничний стан – відповідає перевірці працездатності перерізів центрально стислих або розтягнутих металевих конструкцій, а також конструкцій, що зазнають дії поздовжньої сили та/або згинального моменту.

Перевірка міцності центрально стислих або розтягнутих елементів суцільного перерізу, виконаних зі сталі з характерним опором  $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$  (згідно з п. 8.1.1 [6]), виконується за формулою:

$$\frac{N \gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (14)$$

Перевірка міцності позacentрово стислих (стисло-згинальних) елементів, виконаних зі сталі з характеристичним опором  $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ , за дотримання умов  $\tau < 0,5 R_s$  і  $\sigma = N / A_n > 0,1 R_y$  виконується за формулою (згідно з п. 10.1.1 [6]):

$$\left( \frac{N \gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (15)$$

Якщо  $\sigma = N / A_n < 0,1 R_y$ , то формула (14) використовується у разі виконання умов місцевої стійкості для згинальних елементів за критерієм 2.

Перевірка міцності елементів у випадках, не передбачених розрахунком за формулою (9), виконується за формулою (згідно з п. 10.1.1 [6]):

$$\frac{N \gamma_n}{A_n R_y \gamma_c} + \frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} R_y \gamma_c} y + \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1, \quad (16)$$

де  $x, y$  – відстані від головних осей до розглянутої точки перерізу.

Перевірка міцності згинальних елементів, небезпечні перерізи яких працюють у пружній стадії (балки 1-го класу), виконується за такими формулами (згідно з п. 9.2.1 [6]):

$$\frac{M \gamma_n}{W_{n, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (17)$$

$$\frac{Q S_x \gamma_n}{I_x t_w R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (18)$$

при дії згинальних моментів  $M_x$  і  $M_y$  у двох головних площинах:

$$\frac{M_x \gamma_n}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y \gamma_n}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1. \quad (19)$$

Перевірка міцності елементів, що згинаються, виконаних зі сталі з характерним опором  $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$  при значеннях дотичних напружень (крім опорних перерізів) для балок 2-го і 3-го класів проводиться за такими формулами (відповідно до п. 9.2.3 [6]):

- при згинанні у площині найбільшої жорсткості ( $I_x > I_y$ )

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (20)$$

• при згинанні у двох головних площинах і значеннях дотичних напружень  $\tau_x = |Q_x| / (2A_f) \leq 0,5R_s$  (крім опорних перерізів)

$$\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y \gamma_n}{c_y \beta_r W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (21)$$

Розрахунок на міцність в опорному перерізі балок (при нульових моментах) виконується за формулою:

$$\frac{Q_y \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1 \text{ та } \frac{Q_x \gamma_n}{2A_f R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (22)$$

**Критерій 2** – граничний стан – втрата стійкості форми центрально стиснутих, згинальних та стисло-згинальних конструкцій та їх елементів.

Для залізобетонних конструкцій згідно з п. 2.2.1.4 [3] перевірка виконується на підставі аналізу роботи конструкції у деформованому стані.

Для металевих центрально стислих стрижневих конструкцій суцільного перерізу перевірка критерію 2 полягає у перевірці загальної стійкості (згідно з п. 8.1.3 [6]):

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (23)$$

Перевірка загальної стійкості металевих конструкцій, що згинаються (балок 1-го класу, тобто працюючих в пружній стадії) при виконанні умов міцності (20), (21) згідно з п. 9.4.1 [6] здійснюється за формулами:

• при згинанні в площині стінки, що збігається з площиною симетрії перерізу

$$\frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (24)$$

• при згинанні у двох головних площинах

$$\frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (25)$$

Перевірка металевих конструкцій, що працюють на стиск із вигином, здійснювалася відповідно до алгоритмів визначення стійкості елементів за п. 10.2 [6].

Перевірка стійкості позацентрово стиснених елементів постійного по довжині перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, виконується за формулою:

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (26)$$

Перевірка стійкості позацентрово стислих суцільностінчатих елементів постійного по довжині перерізу по згинально-крутильній формі втрати стійкості (з площини дії моменту  $M_x$ ) при згинанні їх у площині найбільшої жорсткості ( $I_x > I_y$ ), що збігається з площиною симетрії, виконується за формулою:

$$\frac{\gamma_n N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (27)$$

Перевірка місцевої стійкості елементів згинальних конструкцій проводиться згідно з п. 9.5.8 та п. 9.5.14 [6]:

- значення умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w$  не має перевищувати значення граничної умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_{uw}$ , що визначається за табл. 9.8 [6];

- умовна гнучкість звису поясу  $\bar{\lambda}_f$  не повинна перевищувати значення граничної умовної гнучкості  $\bar{\lambda}_{uf}$ , що визначається за формулами п. 9.5.14 [6].

Перевірка місцевої стійкості стінок позацентрово стислих конструкцій полягає в наступному: якщо значення умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  не перевищує відповідного значення граничної умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_{uw}$ , що визначається за табл. 10.3 [6], місцева стійкість стінки вважається забезпеченою п. 10.4 [6].

Перевірка місцевої стійкості стислих поясних листів позацентрово стислих конструкцій виконується так: якщо значення умовної гнучкості звису полиці

$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  не перевищує відповідного значення граничної гнучкості  $\bar{\lambda}_{uf}$ , що

визначається за табл. 10.4 [6], то місцева стійкість стиснених поясних листів вважається забезпеченою п. 10.4 [6].

Для центрально стислих та центрально розтягнутих елементів також виконується перевірка по граничній гнучкості п. 13.4 [6].

**Критерій 3** – граничні стани: втрата стійкості положення, перехід у змінну систему, якісна зміна конфігурації.

Граничний крен при сейсмічній дії не повинен перевищувати 0,003 згідно з п. 1.23 [5] та п. 4.1.4 [7].

**Методика обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF (High Confidence Low Probability of Failure (Висока забезпеченість низької ймовірності відмови)).** Розрахунковий аналіз сейсмостійкості елементів діючих АЕС в рамках методу граничної сейсмостійкості [7] проводиться з метою визначення інтегрального параметра HCLPF, що характеризує рівень сейсмічної стійкості цього елемента. Параметр HCLPF, який виражається в одиницях прискорення вільного падіння  $g$ , порівнюється з величиною максимального прискорення на ґрунті (PGA), визначеної для майданчика АЕС і характеризує інтенсивність землетрусу, прийнятого в якості сейсмічних кваліфікаційних вимог. При виконанні умови HCLPF більше пікового PGA, сейсмостійкість елемента вважається підтвердженою. Якщо умова не виконується, то потрібна розробка і реалізація заходів щодо підвищення сейсмостійкості. Для обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF використовується коефіцієнт запасу FS, який показує у скільки разів потрібно збільшити інтенсивність сейсмічного впливу на ґрунті [18], щоб досягти допустиму величину оцінюваного параметра:

$$F_S = \frac{C - D_{NS}}{(D_S^2 + D_{SAM}^2)^{1/2} + \delta C_S}, \quad (28)$$

де  $C$  – значення допустимого параметра (наприклад, допустимі напруження);  $D_{NS}$  – вклад в оцінюваний параметр всіх несейсмічних навантажень, що входять в запропоновану комбінацію навантажень;  $D_S$  – вклад в оцінюваний параметр тільки сейсмічних інерційних навантажень;  $D_{SAM}$  – вклад в оцінюваний параметр навантажень від сейсмічного зсуву опор;  $\delta C_S$  – зниження величини допустимого параметру через дії сейсмічного навантаження (наприклад, міцність стіни по відношенню до зсувних навантажень може бути зменшена вертикальним розтягуючим навантаженням на цю стіну, викликаним сейсмічною подією).

У спрощеному вигляді, формула (26) набуває наступного вигляду:

$$F_S = \frac{C - D_{NS}}{D_S}. \quad (29)$$

При проведенні лінійно-пружного розрахунку, величина параметра HCLPF в розмірності максимального прискорення землетрусу на майданчику АЕС, «g», яке може витримати розглянутий елемент, визначається співвідношенням:

$$HCLPF = FS \cdot F_{\mu} \cdot PGA, \quad (30)$$

де  $F_{\mu}$  – безрозмірний коефіцієнт непружного поглинання енергії, який визначається відповідно до табл. 3.1 [7];  $PGA$  – прискорення нульового періоду (пікове прискорення), складає 0,17g для МРЗ та 0,085g для проектного землетрусу(ПЗ).

**Методика та верифікаційні приклади визначення величин параметрів FS та HCLPF для залізобетонних конструкцій в «ЛІРА САІР».** В якості параметра для визначення коефіцієнта сейсмічного запасу FS прийнято значення відносної деформації -  $\varepsilon$ . Таким чином формула для визначення коефіцієнта сейсмічного запасу матиме вигляд:

$$FS = \min FS_{\varepsilon_i}, \quad (31)$$

$$FS_{\varepsilon_i} = \left| \frac{C_{\varepsilon_i} - D_{NS\varepsilon_i}}{D_{S\varepsilon_i}} \right|, \quad (32)$$

де  $i$  – номер габаритної точки перерізу ( $i = 4$  для всіх видів перерізів крім хреста,  $i = 8$  для хреста);  $D_{NS\varepsilon_i}$  – відносні деформації від дії несейсмічних навантажень, що входять у визначену комбінацію навантажень (для визначення C);  $D_{S\varepsilon_i}$  – відносні деформації від дії сейсмічних інерційних навантажень з урахуванням попереднього НДС від НУЕ;  $C_{\varepsilon_i}$  – відносні деформації від дії максимально можливої комбінації зусиль, що витримує переріз. Тобто максимальна несуча здатність перерізу. Можна проілюструвати як поверхню несучої здатності залізобетонного перерізу, яку представлено на рис. 1.

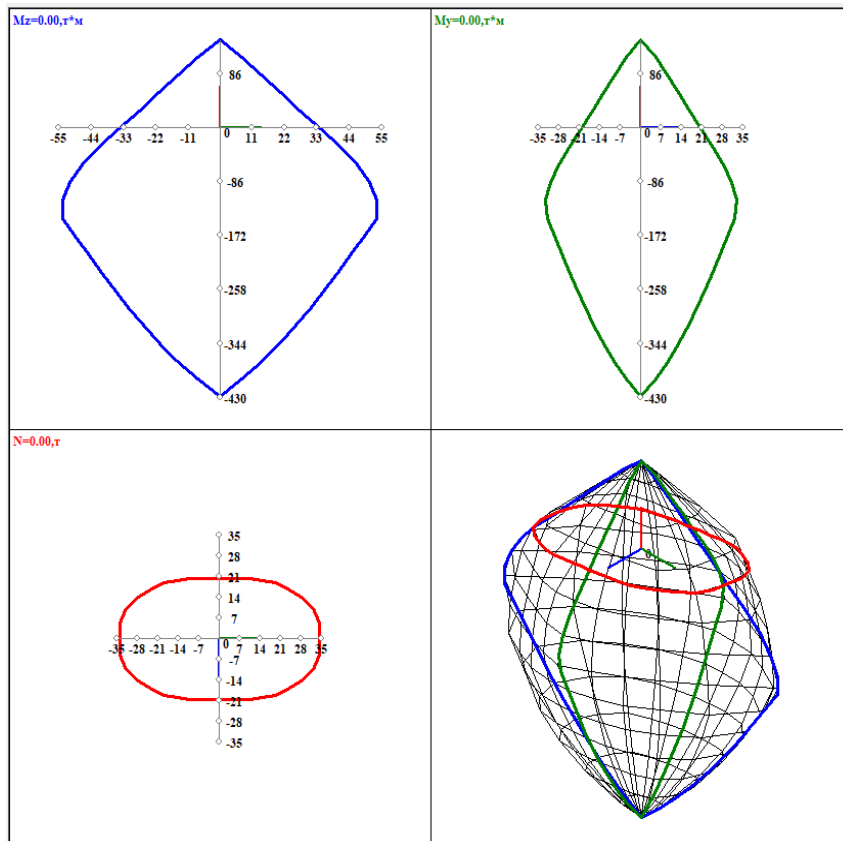


Рис. 1. Поверхня несучої здатності залізобетонного перерізу

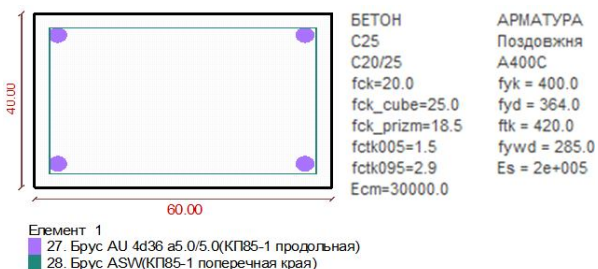


Рис. 2. Переріз колони з армуванням і характеристиками матеріалів

Далі наведені верифікаційні приклади визначення величин параметрів FS та HCLPF для залізобетонних конструкцій в «ЛІРА САПР». На рис. 2 показано **Приклад 1** – Розрахунок перерізу колони.

Зусилля, які діють в колоні наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Розрахункові ситуації	$N$ , тс	$M_x$ , тс·м	$M_y$ , тс·м	$Q_z$ , тс	$M_z$ , тс·м	$Q_y$ , тс
НУЕ+Сейсміка	-28.3638	-0.1627	0.0625	0.1248	-15.4251	9.1213
Сейсміка	2.1428	-0.0979	0.1114	0.1221	-12.516	7.6097

Результат розрахунку величин параметрів FS та HCLPF для перерізу колони в «ЛІРА САПР» приведені на рис. 3.

АРМАТУРА ( Режим: Перевірка заданої арматури )

Пер	Сим	Поздовжня								Поперечна		Тріщини	
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	Asw1	Asw2	коротк.
1	C	Переріз проходить. Коефіцієнт запасу 13.842. Коефіцієнт сейсмічного запасу FS = 8.962											

Рис. 3. Результати розрахунку величин параметрів FS та HCLPF для перерізу колони

Для перевірки коректності розрахунків використана програма «Конструктор перерізів». Задані аналогічні параметри перерізу та його матеріалів. Для аналізу результатів нижче наведені діаграми відносних деформацій від дії максимально можливої комбінації зусиль що витримує переріз (рис. 4), при НУЕ (рис. 5) та від дії сейсмічних інерційних навантажень (рис. 6).

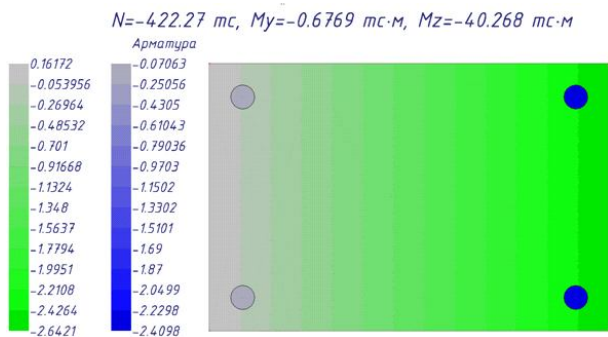


Рис. 4. Діаграма відносних деформацій від дії максимально можливої комбінації зусиль що витримує переріз, 10<sup>-6</sup> м

Знімаємо значення деформацій з діаграм. У табл. 2 показані значення деформацій на обох гранях та величина

параметру FS.

Таблиця 2

Величини деформацій та параметру FS	Грань 1	Грань 2
$C, 10^{-6}$ м	-2.6421	-2.6421
$D_{ns}, 10^{-6}$ м	-0.088499	-0.0885
$D_s, 10^{-6}$ м	-0.25824	-0.2575
FS*	8.888479709	8.914023

\* при розрахунку FS обов'язково враховуються знаки (вектори) отриманих відносних деформацій



Отже, похибка результатів визначення величини параметру FS в «ЛІРА САПР» (8.962) і розраховане за результатами відносних деформацій в «Конструктор перерізів» (8.888) складає 0.82%, що є допустимою похибкою.

**Приклад 2** – Розрахунок перерізу балки зображено на рис. 7.

Зусилля, які діють в балці наведені в табл. Таблиця 3.

Результат розрахунку величин параметрів FS та HCLPF для перерізу колони в «ЛІРА-САПР» приведені на рис. 7.

Для перевірки коректності розрахунків використана програма «Конструктор перерізів». Задані аналогічні параметри перерізу та його матеріалів. Для аналізу результатів нижче наведені діаграми відносних деформацій від дії комбінації зусиль що витримує переріз (рис. 8), при НУЕ (рис. 10) та від дії сейсмічних інерційних навантажень (рис. 11).

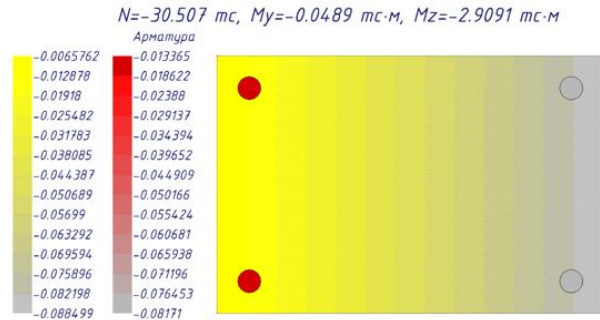


Рис. 5. Діаграма відносних деформацій при НУЕ, 10-6 м

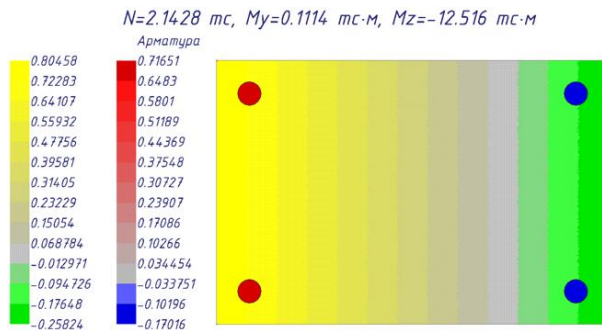


Рис. 6. Діаграма відносних деформацій від дії сейсмічних інерційних навантажень, 10-6 м

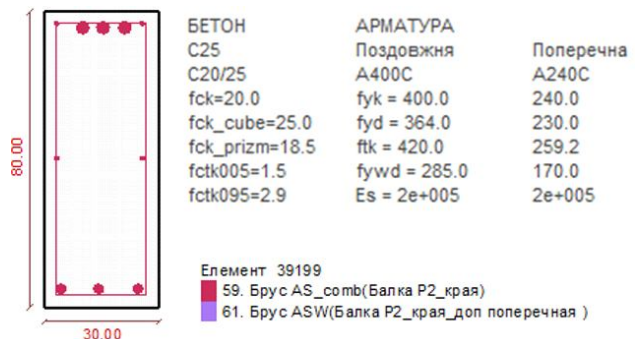


Рис. 7. Переріз балки з армуванням і характеристиками матеріалів

Таблиця 3

Розрахункові ситуації	N, тс	M <sub>x</sub> , тс·м	M <sub>y</sub> , тс·м	Q <sub>x</sub> , тс	M <sub>z</sub> , тс·м	Q <sub>y</sub> , тс
НУЕ + Сейсміка	-1.8868	0.5936	-29.3016	-30.6668	-0.2732	-1.1938
Сейсміка	-0.2971	-0.1036	-7.8664	-2.4088	-0.162	-0.5917

АРМАТУРА ( Режим: Перевірка заданої арматури )

Пер	Сим	Поздовжня								Поперечна		Тріщини			
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	Asw1	Asw2	коротк.	тривал.	
1	H	Переріз проходить. Коефіцієнт запасу 2.851. Коефіцієнт сейсмічного запасу FS = 10.158													

Рис. 8. Результати розрахунку величин параметрів FS та HCLPF для перерізу колони

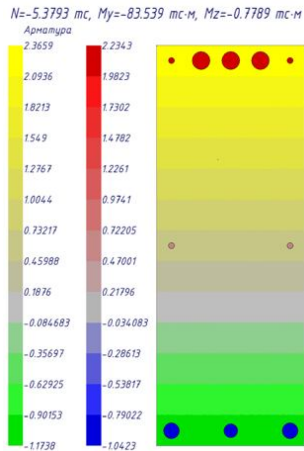


Рис. 9. Діаграма відносних деформацій від дії максимально можливої комбінації зусиль що витримує переріз, 10-6 м

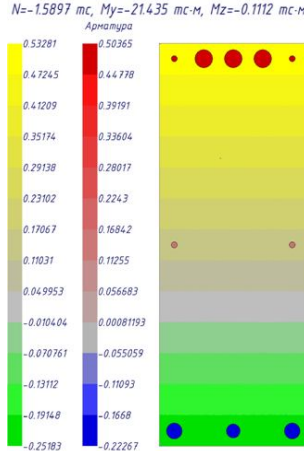


Рис. 10. Діаграма відносних деформацій при НУЕ, 10-6 м



Рис. 11. Діаграма відносних деформацій від дії сейсмічних інерційних навантажень, 10-6 м

Знімаємо значення деформацій з діаграм. В табл. 4 наведені значення деформацій на обох гранях та величина параметру FS.

Таблиця 4

Величини деформацій та параметру FS	Грань 1	Грань 2	Грань 3	Грань 4
$C, 10^{-6} м$	-1.1736	-1.1736	2.366	2.366
$D_{ns}, 10^{-6} м$	-0.2518	-0.2518	0.533	0.533
$D_s, 10^{-6} м$	-0.0781	-0.0542	0.209	0.2326
FS*	10.8028169	16.0073801	12.87081	11.4636

\* при розрахунку FS обов'язково враховуються знаки (вектори) отриманих відносних деформацій

Отже, похибка результатів визначення величини параметру FS в «ЛІРА-САПР» (10.158) і розраховане за результатами відносних деформацій в «Конструктор перерізів» (10.803) складає 6.35%, що є допустимою похибкою.

**Обчислення параметрів FS та HCLPF в сталевому розрахунку «ЛІРА-САПР».** Прикладемо формулу (20) до напружень. Тоді допустиме значення параметра C буде дорівнювати допустимому напруженню в поперечному перерізі елемента  $[\sigma]$ .  $D_{NS}$  стане напруженням від несейсмічних навантажень  $\sigma_{NS}$ , а  $D_s$  – напруженням від сейсмічних навантажень  $\sigma_s$ . Отже:

$$FS = \frac{[\sigma] - \sigma_{NS}}{\sigma_s}, \tag{33}$$

У формулі (20) розділимо всі члени на  $[\sigma]$  та помножимо на 100%:

$$FS = (100\% \cdot [\sigma]/[\sigma] - 100\% \cdot \sigma_{NS}/[\sigma]) / (100\% \cdot \sigma_s/[\sigma]),$$

при цьому

$$100\% [\sigma]/[\sigma] = 100\%$$

$$100\% \sigma_s/[\sigma] = P_s \text{ – процент вичерпання несучої здатності від сейсмічних навантажень}$$

$$100\% \cdot \sigma_{NS}/[\sigma] = P_{ns} \text{ – процент вичерпання несучої здатності від несейсмічних навантажень.}$$

Отримаємо:

$$FS = (100\% - P_{ns}) / P_s. \tag{34}$$

Параметр  $FS$  можна вирахувати по процентам вичерпання несучої здатності  $\Pi_{ns}$  та  $\Pi_s$  не лише для перевірки напружень, тобто міцності елемента, але й для перевірки його стійкості, місцевої стійкості його полиць та стінок, а також граничної гнучкості.

**Методика побудови кривих пошкоджуваності.** Крива пошкоджуваності (fragility curve) являє собою зв'язок параметра коливань земної поверхні і умовної ймовірності відмови елемента АЕС, що розглядається. В якості параметру коливань земної поверхні найчастіше виступає пікове прискорення або спектральне прискорення для заданого діапазону частот [19].

Через велику кількість невизначеностей і випадковостей, умовна ймовірність відмови елемента характеризується сімейством кривих, математична модель якого визначається наступним чином:

$$A = A_m \varepsilon_R \varepsilon_U. \quad (35)$$

де  $A_m$  – медіанне значення несучої здатності елемента, виражене в формі величини прискорення на вільній поверхні при землетрусі, є детермінованою величиною;  $\varepsilon_R$  і  $\varepsilon_U$  – випадкові величини, розподілені по логнормальному закону з одиничними медіанами і логарифмічними стандартними відхиленнями  $\beta_R$  і  $\beta_U$ ;  $\beta_R$  і  $\beta_U$  – параметри кривих пошкоджуваності (характеристики алеаторної і епістемічної невизначеності).

Випадкові величини  $\varepsilon_R$  і  $\varepsilon_U$  задають, відповідно, розкид випадкових значень граничних прискорень навколо їх медіанного значення і невизначеність в значенні медіани.

Нахил кривих пошкоджуваності (параметр  $\beta_R$ ) визначається впливом випадкових параметрів при визначенні граничного прискорення: чим крутіше нахил, тим менше розкид граничних прискорень.

Для досягнення цілей сейсмічного ймовірнісного аналізу безпеки (БАБ) використовується «середня» крива пошкоджуваності, що дає при згортці з кривою сейсмічної небезпеки точкову оцінку частоти відмови компоненти.

Середня крива має також логнормальний розподіл з параметрами  $LN(A_m, \beta_c)$ , де відхилення  $\beta_c$  задається як:

$$\beta_c = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2}. \quad (36)$$

Для отримання величин  $\beta_R$  та  $\beta_U$  елементів будівлі комплексу по переробці радіоактивних відходів використані їх представницькі значення, рекомендовані в таблиці Н-2 документа EPRI [13].

Параметр HCLPF безпосередньо пов'язаний з моделлю кривих пошкоджуваності.

Відповідно до п. 7.3.13 [14] комбінований (гібридний) метод полягає у використанні результатів раніше виконаної детерміністичної оцінки сейсмостійкості після виконання сейсмічних обходів блоку (значень HCLPF) для визначення ймовірності пошкоджуваності від сейсмічних впливів. Такий метод оцінює тільки достатність сейсмічного запасу по відношенню до рівня впливу, обраного для оцінки.

Гібридний метод передбачає наступний порядок дій:

- оцінити HCLPF для елемента, що розглядається, детерміністичним методом;
- розрахувати логарифмічно-нормальне відхилення  $\beta_c$ ;
- розрахувати медіанне значення несучої здатності.

Медіанне значення несучої здатності при розрахунку кривих пошкоджуваності для заданої забезпеченості  $\delta$  розраховується за залежністю:

$$A_{m1} = HCLPF \cdot e^{1,65 \cdot (\beta_r + \beta_u)}. \quad (37)$$

Медіанне значення несучої здатності для спрощеного розрахунку, гібридним методом, для розрахунку середньої кривої пошкоджуваності розраховується за залежністю:

$$A_{m2} = HCLPF \cdot e^{2,33 \cdot \beta_c}. \quad (38)$$

Опис методу наведено в офіційному документі [8]. Більш детальна інформація про властивості кривих пошкоджуваності відображена в [9-12].

В табл. Н-2 [13] наводяться рекомендовані представницькі значення  $\beta_R$  і  $\beta_U$  параметрів пошкоджуваності для різних елементів АЕС.

Визначення частот відмов обладнання вимагає подання кривих пошкоджуваності в оцифрованому вигляді.

У загальному випадку сімейство кривих пошкоджуваності повністю визначається трьома величинами:  $A_m$ ,  $\beta_R$ ,  $\beta_U$ .

Для побудови кривих пошкоджуваності необхідним є визначення значень умовної ймовірності відмови з забезпеченістю  $\delta \in (0; 1)$  при прискоренні  $a$ .

Нижче наведено алгоритм обчислення значень умовної ймовірності відмови, реалізований за допомогою функцій MS Excel.

Розрахунок проводиться в два етапи.

Обчислення значення медіани розподілу  $A_m^\delta$  для заданої забезпеченості  $\delta$  за допомогою функції Excel:

$$\text{ЛОГНОРМОБР}(1-\delta; \text{LN}(A_m); \beta_U). \quad (39)$$

Обчислення значення умовної ймовірності відмови для прискорення  $a$ :

$$\text{ЛОГНОРМРАСП}(a; \text{LN}(A_m^\delta); \beta_R). \quad (40)$$

Додатково для виконання сейсмічного ВАБ необхідна середня крива пошкоджуваності устаткування, яка задається двома параметрами:  $A_m$  і  $\beta_c$ . У цьому випадку розрахунок проводиться в один етап за допомогою функції:

$$\text{ЛОГНОРМРАСП}(a; \text{LN}(A_m); \beta_c). \quad (41)$$

В залежності від отриманої мінімальної величини граничної сейсмостійкості НСLРF, побудовані графіки сімейств кривих пошкоджуваності для будівельних конструкцій комплексу по переробці радіоактивних відходів. В якості методичного керівництва для побудови кривих пошкоджуваності використані [13] та [14].

**Висновок.** В статті викладена методологія, яка використовується для оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості з урахуванням взаємодії споруди з основою для переліку будівель та споруд енергоблоків.

В статті описаний метод розрахунку оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості, врахування впливу основи, міцнісні та деформативні критерії працездатності, методика обчислення величини граничної сейсмостійкості НСLРF та методика побудови кривих пошкоджуваності.

#### СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. НП 306.2.208-2016. Вимоги до сейсмостійкого проектування та оцінки сейсмічної безпеки енергоблоків атомних станцій. Затверджено наказом Держатомрегулювання від 17.10.2016 № 175, зареєстровано в М-ві юстиції України від 07.11.2016 за № 1449/29579.
2. ДБН В.1.1-12-2014. Будівництво у сейсмічних районах України– К.: Мінрегіон України, 2013. – 199 с.
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіон України, 2018.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні.– К.: Мінрегіон України, 2009.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіон України, 2010.
6. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. – Чинний від 01.01.2015.
7. Пин АЭ 5.6. «Нормы строительного проектирования АС с реакторами различного типа. – М.: Министерство атомной энергетики СССР, 1986»;
8. МТ-Т.0.03.326-13 «Методика розрахункового аналізу сейсмостійкості елементів діючих АЕС у рамках методу граничної сейсмостійкості».
9. IAEA-TECDOC-1487. Advanced nuclear plant design options to cope with external events, 2006.
10. IAEA-TECDOC-724. Probabilistic Safety Assessment for Seismic Events», 1993.
11. Report TR 103959. Methodology for Developing Seismic Fragilities», EPRI, Palo Alto, CA, 1994.
12. Final Report 1002988. Seismic Fragility Application Guide, EPRI, Palo Alto, CA, 2002.
13. Final Report 1019200. Seismic Fragility Applications Guide Update, EPRI, Palo Alto, CA, 200.
14. Final Report 3002000709. Seismic Probabilistic Risk Assessment Implementation Guide, EPRI, Palo Alto, CA,

- 2013.
15. СОУ НАЕК 198:2020. Інженерна, наукова та технічна підтримка. Технічне керівництво з виконання сейсмічного ІАБ. Загальні положення.
  16. Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya. Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program) // *Civil and Environmental Engineering*. – 2020. –Vol. 16, Issue 1, P.63-70. Doi: 10.2478/cee-2020-0007.
  17. Barabash M., Kostyra N., Pisarevskiy B. Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. The International Scientific Conference on Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings, 20–22 November 2019. – Kharkiv, (Ukraine), 2019. – Vol. 708. – conf. 1. Doi: 10.1088/1757-899X/708/1/012044.
  18. Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya. Taking into Account Material Damping in Seismic Analysis of Structures // *TehnickyGlasnik - Technical Journal*, 2020. –Vol. 14, – No. 1, P.55-59. Doi:10.31803/tg-20180523192812.
  19. Barabash M., Iegupov V., Pisarevskiy B. Simulation of the Seismic Resistance of Buildings with Account of Unlimited Soil Space // *EcoComfort*, 2020 Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol.100, – P. 26-33. Doi: 10.1007/978-3-030-57340-9\_4.
  20. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ. Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2009

## REFERENCES

1. NP 306.2.208-2016. Vymohy do seismostiikoho proektuvannya ta otsinky seismichnoi bezpeky enerhoblokv atomnykh stantsii (Requirement for seismic design and assessment of seismic safety of power units of nuclear power plants). Zatverdzheno nakazom Derzhatomrehulivannya vid 17.10.2016 № 175, zareiestrovano v M-vi yustytzii Ukrainy vid 07.11.2016 za № 1449/29579.
2. DBN V.1.1-12-2014. Budivnytstvo u seismichnykh raionakh Ukrainy (Construction in seismic areas of Ukraine) – K.: Minrehion Ukrainy, 2013. – 199 s.
3. DBN V.1.2-14:2018. Zahalni pryntsyipy zabezpechennya nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud (General principles of ensuring reliability and structural safety of buildings and structures). – K.: Minrehion Ukrainy, 2018.
4. DBN V.2.6-98:2009. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni (Structures of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures. Themainones). – K.: Minrehion Ukrainy, 2009.
5. DSTU B V.2.6-156:2010 Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannya (Structures of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete. Design rules). – K.: Minrehion Ukrainy, 2010.
6. DBN V 2.6-198:2014. Stalvikonstruktsii. Normy proektuvannya (Steel structures. Design standards). – K.: MinrehionUkrainy, 2014. – 199 s. – Chynnyivid 01.01.2015.
7. PiN AE 5.6. «Normy stroitel'nogo proektirovaniya AS z reaktorami razlichnogo tipa. – M.: Ministerstvo atomnoy energetiki SSSR, 1986» (Norms of construction design of nuclear power plants with reactors of various types. - M.: Ministry of Atomic Energy of the USSR, 1986).
8. MT-T.0.03.326-13 «Metodyka rozrakhunkovoho analizu seismostiikosti elementiv diiuchykh AES u ramkakh metodu hranychnoi seismostiikosti» (The method of calculation analysis of the seismic resistance of elements of operating AS within the framework of the method of limit seismic resistance).
9. IAEA-TECDOC-1487. Advanced nuclear plant design options to cope with external events, 2006.
10. IAEA-TECDOC-724. Probabilistic Safety Assessment for Seismic Events», 1993.
11. Report TR 103959. Methodology for Developing Seismic Fragilities», EPRI, Palo Alto, CA, 1994.
12. Final Report 1002988. Seismic Fragility Application Guide, EPRI, Palo Alto, CA, 2002.
13. Final Report 1019200. Seismic Fragility Applications Guide Update, EPRI, Palo Alto, CA, 200.
14. Final Report 3002000709. Seismic Probabilistic Risk Assessment Implementation Guide, EPRI, Palo Alto, CA, 2013.
15. СОУ НАЕК198:2020. Inzhenerna, naukova ta tehnicna pidtrimka. Tehnicne kerivnitstvo z vikonnannya seysmichnogo IAB. Zagalni polozhennya (Engineering, scientific and technical support. Technical guidance on the implementation of seismic IAB. Terms).
16. Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya. Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program) // *Civil and Environmental Engineering*. – 2020. –Vol. 16, Issue 1, P.63-70. Doi: 10.2478/cee-2020-0007.
17. Barabash M., Kostyra N., Pisarevskiy B. Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. The International Scientific Conference on Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings, 20–22 November 2019. – Kharkiv, (Ukraine), 2019. – Vol. 708. – conf. 1. Doi: 10.1088/1757-899X/708/1/012044.
18. Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya. Taking into Account Material Damping in Seismic Analysis of Structures // *TehnickyGlasnik - Technical Journal*, 2020. –Vol. 14, – No. 1, P.55-59. Doi:10.31803/tg-20180523192812.
19. Barabash M., Iegupov V., Pisarevskiy B. Simulation of the Seismic Resistance of Buildings with Account of

- Unlimited Soil Space // EcoComfort, 2020 Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol.100, – P. 26-33. Doi: 10.1007/978-3-030-57340-9\_4.
20. ДБН В.2.1-10-2009 Osnovi ta fundamenti sporud. Osnovni poloshennya proektuvannya (Bases and foundations of buildings. Basic design principles). Київ. – К.: Minrehion Ukrainy, 2009.

Стаття надійшла 07.11.2023

*Гензерський Ю.В., Барабаш М.С., Трусов І.О., Первушова Л.Ф.*

#### **МЕТОДИКА ОЦІНКИ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД АТОМНИХ ЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ В ПК ЛІРА САПР**

В даній статті запропонована методологія оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості з урахуванням взаємодії споруди з основою для будівель та споруд енергоблоків, міцнісних та деформативних критеріїв працездатності тощо. У рамках перевірочного розрахунку розглянуто три критерії міцності працездатності, що складені згідно Загальним принципам забезпечення надійності на конструктивній безпеки будівель і споруд. Сейсмічний розрахунок виконано за лінійно-спектральною теорією сейсмостійкості. В ПК ЛІРА-САПР реалізовано врахування впливу основи згідно ДБН В.1.1-12-2014. Будівництво у сейсмічних районах України.

Запропоновано методику обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF та методику побудови кривих пошкоджуваності. Для визначення інтегрального параметра HCLPF, що характеризує рівень сейсмічної стійкості цього елемента проведено розрахунковий аналіз сейсмостійкості елементів діючих АЕС в рамках методу граничної сейсмостійкості. Запропоновано методику та верифікаційні приклади визначення величин параметрів FS та HCLPF для залізобетонних конструкцій в «ЛІРА САПР».

**Ключові слова:** гранична сейсмостійкість, міцнісні та деформативні критерії працездатності, HCLPF, залізобетонні конструкції, деформації, міцність, ЛІРА-САПР.

*Henzerkyi Y.V., Barabash M.S., Trusov I.O., Pervushova L.F.*

#### **METHODS OF ASSESSING THE SEISMIC RESISTANCE OF BUILDING STRUCTURES AND NUCLEAR POWER PLANT STRUCTURES IN LIRA-SAPR PROGRAM**

This article proposes a methodology for assessing seismic resistance and determining the reserve of seismic resistance, taking into account the interaction of the structure with the foundation for buildings and structures of power units, strength and deformation criterion of workability, etc. During verification calculation, three criteria of strength of workability, compiled according to the General principles of ensuring reliability and structural safety of buildings and structures, were considered. The seismic calculation was performed according to the linear-spectral theory of seismic resistance. In LIRA-SAPR program, consideration of the influence of the base is implemented according to Building norm DBN B.1.1-12-2014. Building Construction in seismic areas of Ukraine.

The method of calculating the value of the ultimate seismic resistance of HCLPF and the method of constructing damage curves are proposed. To determine the integral parameter HCLPF, which characterizes the level of seismic resistance of this element, a calculation analysis of the seismic resistance of elements of operating nuclear power plants was carried out within the framework of the method of ultimate seismic resistance. The methodology and verification examples for determining the values of FS and HCLPF parameters for reinforced concrete structures in LIRA-SAPR program are proposed.

**Keywords:** ultimate seismic resistance, strength and deformation workability, HCLPF, reinforced concrete structures, deformations, strength, LIRA-FEM analysis.

УДК 624.014, 621.039.58

*Гензерський Ю.В., Барабаш М.С., Трусов І.О., Первушова Л.Ф.* **Методика оцінки сейсмостійкості будівельних конструкцій та споруд атомних електростанцій в ПК Ліра САПР** // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 111. – С. 125-139.

*В даній статті запропонована методологія оцінки сейсмостійкості та визначення запасу сейсмостійкості з урахуванням взаємодії споруди з основою для будівель та споруд енергоблоків, міцнісних та деформативних критеріїв працездатності тощо.*

Табл. 4. Іл. 11. Бібліогр. 20 назв.

UDC 624.014, 621.039.58

*Henzerkyi Y.V., Barabash M.S., Trusov I.O., Pervushova L.F. Methods of assessing the seismic resistance of building structures and nuclear power plant structures in Lira-SAPR program // Strength of Materials and Theory of Structures. Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA, 2023. – Issue 111. – P. 125-139.*

*This article proposes a methodology for assessing seismic resistance and determining the reserve of seismic resistance, taking into account the interaction of the structure with the foundation for buildings and structures of power units, strength and deformation criterion of workability, etc.*

Tabl. 4. Figs. 11. Refs. 20

**Автор:** канд. техн. наук, головний конструктор ТОВ «ЛІРА САПР» ГЕНЗЕРСЬКИЙ Юрій Валерійович

**Адреса:** 04053, Україна, м. Київ, провулок Киянівський, 7-а (ст. метро "Золоті Ворота") Бізнес-центр «Киянівський», ТОВ «Ліра САПР»

**Робочий тел.:** +38 (044) 590-58-85

**E-mail:** support.lira@gmail.com

**ORCID:** <https://orcid.org/0000-0003-1957-1236>

**Автор:** доктор технічних наук, директор ТОВ «ЛІРА САПР», професор кафедри КТБіРА Національного авіаційного університету БАРАБАШ Марія Сергіївна

**Адреса:** 04053, Україна, м. Київ, провулок Киянівський, 7-а (ст. метро "Золоті Ворота") Бізнес-центр «Киянівський», ТОВ «Ліра САПР»

**Робочий тел.:** +38 (044) 590-58-86

**Мобільний тел.:** +38 (095)2863990

**E-mail:** bmari@liraland.com.ua

**ORCID:** <https://orcid.org/0000-0003-2157-521X>

**Автор:** начальник відділу оцінки сейсмостійкості служби технічної підтримки продовження експлуатації ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ ТРУСОВ Іван Олександрович.

**Адреса:** 01032, Україна, м. Київ, вул.Назарівська, 3, ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ

**Робочий тел.:** +38 (044) 277-78-83

**E-mail:** i.trusov@ntc.atom.gov.ua

**ORCID:** <https://orcid.org/0000-0002-9351-6633>

**Автор:** провідний інженер відділу оцінки сейсмостійкості служби технічної підтримки продовження експлуатації ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ ПЕРВУШОВА Любов Федорівна

**Адреса:** 01032, Україна, м. Київ, вул.Назарівська, 3, ВП "Науково-технічний центр" ДП НАЕК ЕНЕРГОАТОМ

**Робочий тел.:** +38 (044) 277-78-83

**E-mail:** l.pervushova@ntc.atom.gov.ua

**ORCID:** <https://orcid.org/0009-0004-7706-8131>