

**МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КОНТЕЙНЕРА ПРИ ПАДІННІ РЕБРОМ НА ЖОРСТКУ ПОВЕРХНЮ ДЛЯ РАЦІОНАЛЬНОГО ПРОЕКТУВАННЯ**

А.С. Моргун, В.О. Попов

**Вступ. Аналіз останніх досліджень**

На даний момент в найбільш розвинутих країнах усього світу, а також у країнах СНД, постала проблема утилізації відходів ядерної енергетики і, відповідно, збільшився попит на ємності для зберігання цих відходів. Питаннями розроблення таких ємностей та оптимізацією їх конструкції займаються такі відомі науковці як В.В. Сакало, В.І. Гавриленко, Є.М. Бабич, В.Р. Сердюк. Одним із типів упаковки для перевезення брухту, що забруднений радіонуклідами, є залізобетонні контейнери. Їх прийнято моделювати та розраховувати згідно з вимогами [1-5].

Останні дослідження, присвячені проблемам створення надійної конструкції транспортних захисних контейнерів для радіоактивних відходів, належать відомим вченим В.А. Огороднікову, А.М. Бамбурі, О.Б. Бурковському [12-15]. У даних працях розроблені ефективні методики розрахунку залізобетонних та сталевих контейнерів під дією ударних впливів згідно з вимогами [2, 5]. Аналіз даних праць доводить, що для зменшення впливу ударних навантажень необхідно вводити додаткові демпфери, хоча розроблені на даний момент конструкції захисних контейнерів даних енергопоглинальних елементів не містять. У [6] було запропоновано ввести у конструкцію контейнера додаткові кутові демпфуючі сталеві накладки, що зменшують вплив ударних навантажень, особливо при падінні контейнера кутом та ребром на опорну поверхню, однак в цій науковій роботі розглянуто в основному вплив статичних навантажень на конструкцію контейнера, що виникають при штабелюванні. Це обумовлює актуальність та доцільність досліджень, присвячених раціоналізації конструкції контейнерів та розвитку методів моделювання їх роботи під дією розрахункових навантажень, що виникають при падінні з вантажних платформ.

**Постановка проблеми**

Таким чином постає мета дослідження – оцінити міцність контейнера та відповідність його конструкції вимогам [11, п.п. 4.15.2] в частині забезпечення міцності при динамічних випробуваннях при закиданні з висоти 0,6 м на ребро (біля дна) на основі розрахунків напружено-деформованого стану методами математичного та кінцево-елементного моделювання. Для виконання даної мети необхідно розв'язати комплекс таких задач: розробити ефективний метод розрахунку впливу динамічних та ударних сил на несучу конструкцію контейнера; побудувати математичну та кінцево-елементну модель засобами "Lira 9.4"; визначити оціночні значення внутрішніх зусиль та напружень у елементах контейнера від прикладених динамічних навантажень; виконати перевірку небезпечних перерізів по першій та другій групі граничних станів; виконати аналіз отриманих результатів, подати рекомендації щодо раціоналізації конструкції.

**Основна частина**

Опис напружено-деформованого стану конструкції контейнера при падінні ребром на опору в загальному вигляді є неможливим і потребує прийняття низки припущень. Такі припущення є достатньо загальними для загальної теорії опору матеріалів та будівельної механіки [1, 7 – 9, 15, 16]:

- опора, на яку падає контейнер, є абсолютно жорсткою, не деформованою, плоскою поверхнею;
- вся енергія удару витрачається на пружно-пластичну деформацію та руйнування елементів контейнера (контейнер після взаємодії з опорною поверхнею не підскакує);
- бетон, що омонолічує арматурні каркаси та закладні елементи, є ізотропним, лінійно деформівним тілом у межах стиску, та не працює на розтяг;
- при падінні з висоти  $H = 0,6$  м контейнер не має обертальної складової руху, тобто рухається тільки під дією сили тяжіння  $s$  прискоренням вільного падіння  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>. Опором

- повітря через малу кінцеву швидкість нехтуємо;
- для розрахунку конструкції контейнера застосований метод кінцевих елементів, а саме: для моделювання стінок, дна, кришки та стояків контейнера застосовані пластинчасті (3-х і 4-х вузлові) кінцеві елементи, що отримані шляхом триангуляції граней; тіло, яке заповнює внутрішній об'єм, що відповідає затверділому цементно-піщаному розчину, змодельоване методами спеціального додаткового завантаження. Прийнято, що внутрішня місткість контейнера не надає йому додаткової міцності однак забезпечує зв'язність роботи елементів;
- при моделюванні враховані бокові та кутові металеві захисні елементи (накладки та стояки), що зв'язані з бетоном силами зчеплення та виступами арматурних хомутів (рис.1).;
- модель містить ~ 4000 кінцевих елементів, причому кутові ділянки виконані із меншим кроком дискретизації;
- виходячи з [1-14], висунуто обґрунтоване допущення, що у випадку динамічного навантаження в найбільш не вигідному випадку центр мас контейнера розташований на одній прямій з вектором прикладання рівнодійної реакції опори;
- еквівалентні напруження в стояках обчислені за енергетичною теорією міцності Губера-Хенкі-Мізеса, що добре підтверджена для сталей. Еквівалентні напруження в бетонних елементах обчислені за теорією міцності Мора.

Вихідними даними для виконання поставлених задач є [11]. Контейнер має форму полого паралелепіпеда з габаритними розмірами 2400x1650x1620 мм, спряження стінок мають фаски ~150 мм, що захищені стійками з порожнистого тригранника. Кришка замонолічена у корпус, при цьому забезпечується жорстке з'єднання її із стінками (рис. 1).

Запропонована модель контейнера розроблена у фізично нелінійній постановці, з врахуванням особливостей поведінки залізобетону під дією комплексу навантажень (рис. 2).

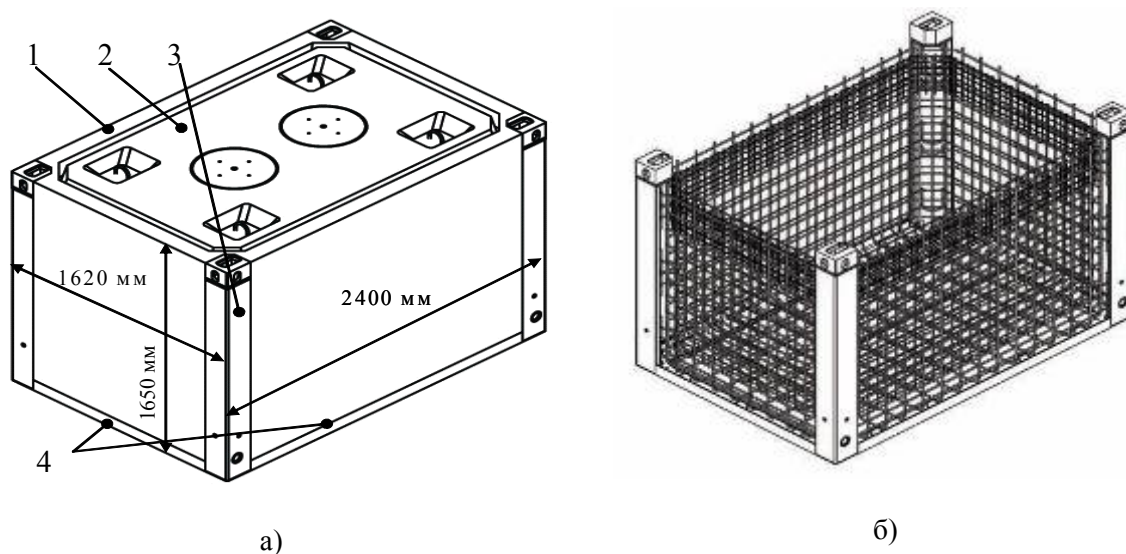


Рис. 1. Контейнер: а – загальний вигляд, де 1 – контейнер, 2 – кришка, 3 – стояки, 4 – бічні металеві захисні елементи; б – армування корпусу

Корисне навантаження контейнера являє собою затверділий цементно-піщаний розчин, в який замонолічені ємності з таблетованими відходами середньою густиною  $\rho_m = 1,0 \cdot 10^3 \text{ кг}$ . Середня густина заповнення  $\rho_0 = 2,0 \cdot 10^3 \text{ кг}$ . Маса контейнера, що заповнений відходами згідно з [11]  $m = 1,50 \cdot 10^4 \text{ кг}$ , в яку включена орієнтовна маса відходів  $m_o \approx 0,8 \cdot 10^4 \text{ кг}$ . Стінки і дно мають чотирирядне основне армування, а в верхньому перерізі - шестирядне (рис. 1,б). Згідно з [11] зовнішній об'ємний коробчастий каркас виконано з арматури  $\varnothing 10$  мм кроком 150 мм; середній каркас виконано з арматури  $\varnothing 5$  мм кроком 50 мм; внутрішній об'ємний коробчастий каркас виконано з арматури  $\varnothing 8$  мм кроком 150 мм. Бетон для елементів контейнера має клас міцності на стиск В30 (табл. 1).

Основні характеристики бетону В30 дрібнозернистої групи згідно з [4]

Матеріал	Найменування і величина нормативної характеристики (граничні стани першої групи)			
	Осьовий стиск $R_b, \text{МПа}$	Осьовий розтяг $R_{bt}, \text{МПа}$	Модуль пружності $E_b, \text{МПа}$	Коефіцієнт Пуассона $\mu$
Бетон В30	17	1,2	23000	0,17

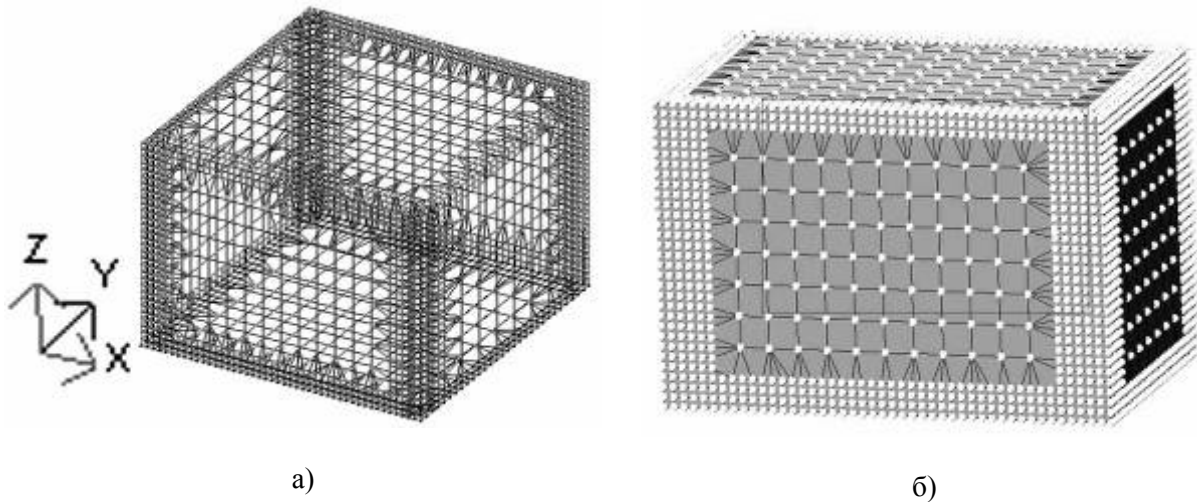


Рис. 2. Кінцево-елементна модель контейнера: а – розрахункова схема, б – модель

Метод розрахунку та кінцево-елементна модель конструкції побудовані за аналогією з [6, 14]. Відповідно до [11, п.п. 4.15.2] контейнер, заповнений відходами, повинен бути випробуваний падінням з висоти  $H = 0,6 \text{ м}$  на будь-яке нижнє ребро.

Кінцева швидкість контейнера при падінні з висоти  $H = 0,6 \text{ м}$  виходячи з закону збереження енергії:

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot H}, \quad (1)$$

де  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  – прискорення вільного падіння,  
 $H = 0,6 \text{ м}$  – висота вільного падіння.

Звідки  $V = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,6} = 3,431 \text{ м/с}$ .

Виходячи з припущення про те, що координата центра мас контейнера в процесі ударної взаємодії змінюється незначно, кінетична енергія контейнера в момент дотику до опорної поверхні  $E_k \approx m \cdot V^2 / 2 = 1,5 \cdot 10^4 \cdot 3,431^2 / 2 = 88,3 \text{ кДж}$ .

Загальна теорія ударної взаємодії наведена в [9] та [16, с.517 – 520] показує, що найбільш істотним розрахунковим показником є коефіцієнт динамічності  $k_d$ .

$$k_d = 1 + \sqrt{1 + \frac{0,75 \cdot \Delta E_k}{U_{cm}}}. \quad (2)$$

Повна потенціальна енергія статичної деформації Контейнера згідно з [9, 16]:

$$U_{cm} = U_{\phi} + U_V + U_{внутр} \approx (1 - 2\mu) \cdot \int_V \frac{\sigma_{\text{экс}}^2}{6 \cdot E} dV + (1 + \mu) \cdot \int_V \frac{\sigma_{\text{экс}}^2}{3 \cdot E} dV. \quad (3)$$

Повну потенціальну енергію деформації контейнера від власної ваги  $U_{cm}$  можна визначити також чисельними методами засобами “Lira 9.4”.

При падінні на ребро можлива одно- чи двостадійна взаємодія із опорою: одностадійна – пружно-пластична деформація захисної бічної накладки, двостадійна – деформація кутової накладки із наступним зминанням бетону під нею.

Для сталі С235 (ст3сп2), з якої виготовлені металеві захисні елементи,  $R_y = 230 \text{ МПа}$ ,  $R_u = 350 \text{ МПа}$ . Бічні захисні елементи (кутики, що підсилені додатковим ребром), виконані з листової сталі товщиною 6 мм. Глибина можливого зминання кутника, виходячи з геометричних міркувань, не перевищує 20 мм.

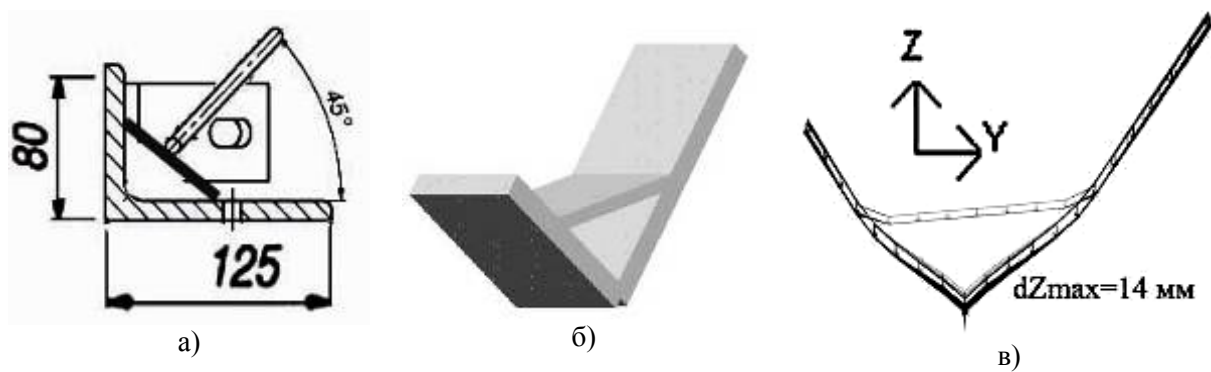


Рис. 3. Деформації бічних захисних елементів до контакту з бетоном: а – креслення, б – розрахункова схема, в – ізополя деформацій при поглинанні кінетичної енергії  $E_k = 88,3 \text{ кДж}$ .

Виходячи з попередніх міркувань, у зв'язку з тим, що  $dZ_{\text{max}} = 14 \text{ мм} < 20 \text{ мм}$ , взаємодія із опорною поверхнею відбувається одностадійно.

Оціночний час ударної взаємодії  $t_{y1} = \Delta_{y1} / V_{cp} = 0,014 / 1,716 = 0,009 \text{ с}$ . Максимальне надлишкове прискорення частинок контейнера при цьому становитиме:  $a = V / t_{y1} = 3,431 / 0,009 = 381 \text{ м/с}^2$ . Коефіцієнт динамічності для цього випадку:  $k_{dp} = a / g = 381 / 9,81 \approx 38$ . Результати розрахунку моделі наведено на рис. 4 та у табл. 2.

Напруження в залізобетонних елементах контейнера (без відображення роботи кутових сталевих стояків) наведено на рис. 5.

Таблиця 2

Максимальні значення силових факторів при падінні контейнера на ребро

Елемент конструкції	Розподілений момент, кН×м/м		Напруження від нормальних сил, МПа	
	$M_x$	$M_y$	$N_x$	$N_y$
Кришка	-11,0	-24,4	-4,13	-3,79
Стінка у кришки	+11,0	+16,2	-4,13	-3,79
Стінка	-22,1	-16,2	-8,70	-7,59
Стінка біля дна	-22,1	-16,2	-16,5	-19,0
Дно	-22,1	-24,4	-12,4	-19,0

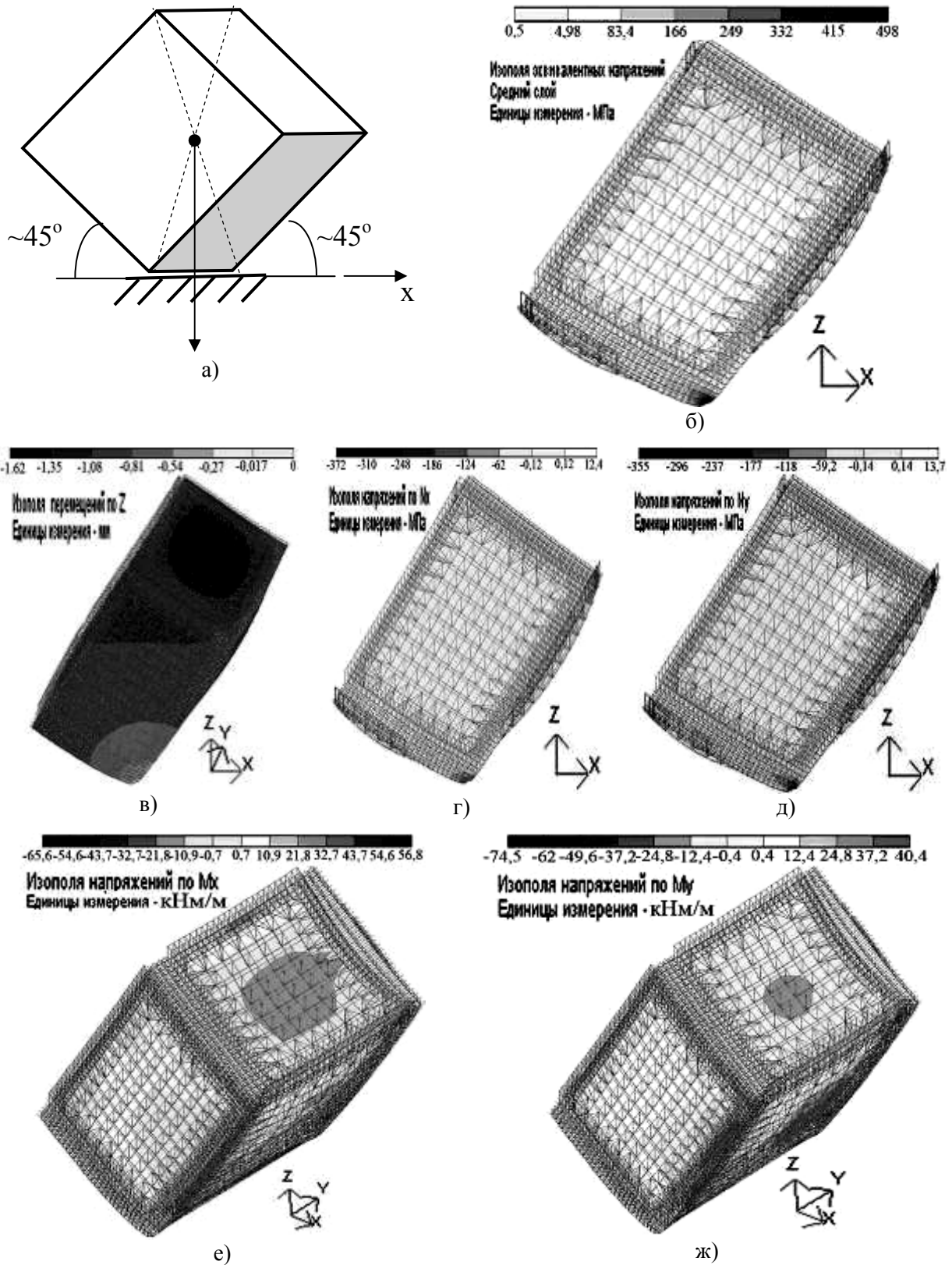


Рис. 4. Падіння контейнера на нижнє менше ребро: а – схема прикладання навантажень; б – ізополя еквівалентних напружень; в – ізополя деформацій по Oz; г – ізополя напружень  $N_x$ ; д – ізополя напружень  $N_y$ ; е – ізополя напружень  $M_x$ ; ж – ізополя напружень  $M_y$ .

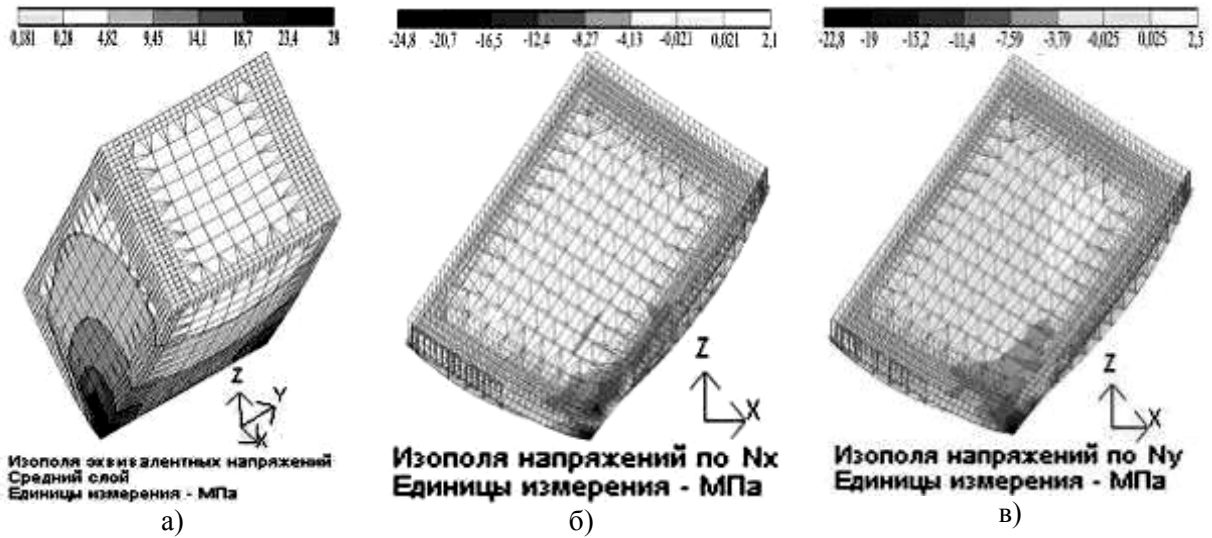


Рис. 5. Напруження в залізобетонних елементах контейнера при падінні на ребро (без віддзеркалення роботи сталевих стояків та бічних захисних елементів): а – ізополя еквівалентних напружень; б – ізополя напружень  $N_x$ ; в – ізополя напружень  $N_y$

Момент тріщиноутворення визначається станом елементів, при яких відносні деформації розтягу в них складуть величину:

$$\varepsilon_{btu} = 2 \cdot R_{bt} \cdot k_d / E_b \quad (4)$$

Підставляючи у (4) вихідні дані отримуємо  $\varepsilon_{btu} = 1,2 \cdot 10^{-4}$ . Дане граничне значення закладено в фізично-нелінійну кінцево-елементну модель.

При падінні на ребро дві стінки контейнера, що перпендикулярні опорі, є стійками-стінками, дві інші – плитами. Стійки-стінки розраховуємо, виходячи з  $N_x$ ,  $N_y$ ,  $T_{xy}$  (рис. 6).

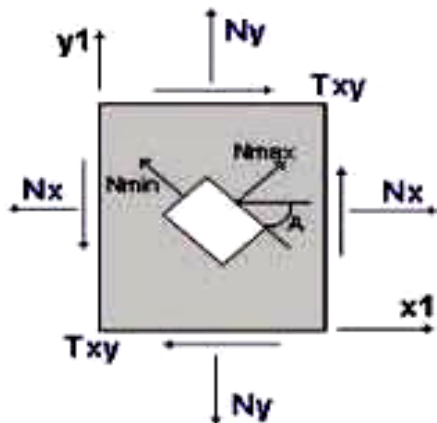


Рис. 6. Навантаження на одиничний пластинчастий фрагмент стояків-стінок [9, 11 – 14]

Аналіз еквівалентних напружень, що виникають в сталевих елементах контейнера (стояках та захисних бічних накладках) при падінні на ребро показав, що в бічних накладках виникають напруження  $\sigma_3^{екв} > 400 \text{ МПа}$  (см. рис. 4,б). На цих ділянках неминучим є виникнення пластичних деформацій та їх змінання на глибину не менше 14 мм.

Відповідно до (табл. 2) всі стояки-стінки сприймають в основному істотні стискальні зусилля (окрім ділянок безпосередньо над ребром). Максимальне зусилля стиску  $N_x$  и  $N_y$  викликають в стінках контейнера нормальні напруження  $\sigma^{max} < R_b = 17 \text{ МПа}$ . Над ребром ділянка залізобетону перенапружена  $\sigma^{max} \approx 28 \text{ МПа}$ . Отже, на цій ділянці неминуче виникнення тріщин. Однак у зв'язку з тим, що ця перенапружена ділянка локалізована фрагментом, що не



перевищує 5% від загальної площі стінки, та враховуючи наявність насиченого армування, що не переходить в пластичну стадію при ударі, прогнозується утворення тріщин шириною не більше 2,5 мм.

На інших ділянках стінок не виникають істотні напруження розтягу, а максимальні напруження не перевищують нормативних значень, відповідно міцність більшої частини фрагментів стінок забезпечується.

Дно та кришка, а також деякі стінки контейнера (див. вище), є у випадку реалізації схеми завантаження при падінні контейнера на ребро плити, під дією комплексу силових факторів, що включає  $M$ ,  $Q$  і  $N$ . Перевірку армування дна і кришки виконаємо, виходячи з параметрів  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$ . У спрощеному варіанті в розрахунок враховуються в основному параметри  $M_x$ ,  $M_y$  (див. рис. 7).

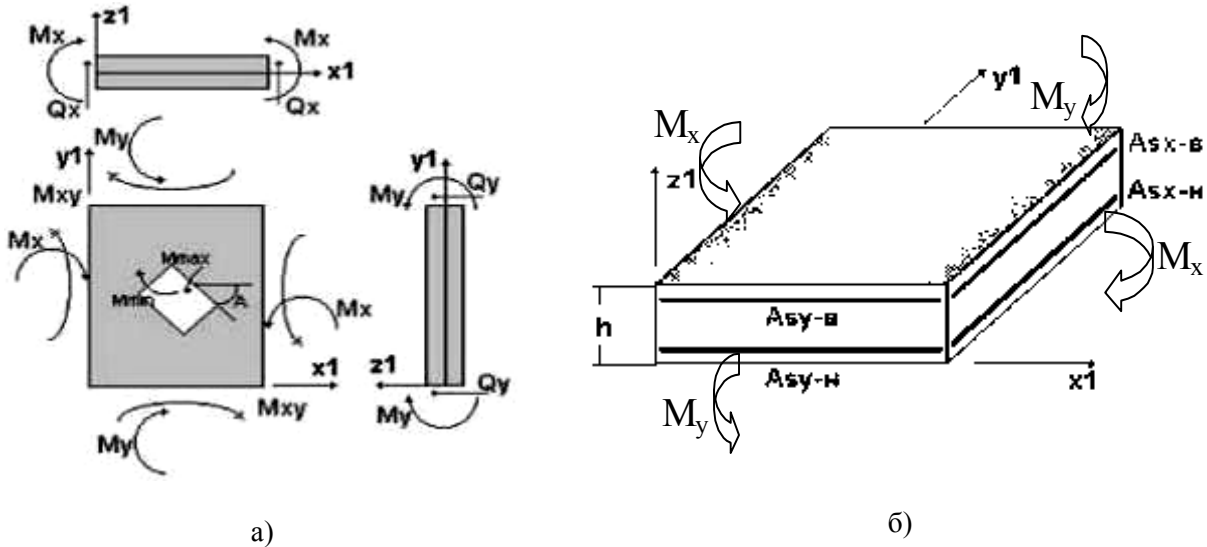


Рис. 7. Навантаження на одиничний пластинчастий фрагмент:  
а – повні, б – спрощені, відповідно [9, 16]

Максимальні згинальні моменти виникають в кришці та дні контейнера  $M_{max} = M_y = 24,4 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$ . Виконаємо перевірний розрахунок міцності ділянки її перерізу шириною 1 м.

$$\text{Площа розтягнутої арматури } A_{ac} = \frac{\pi \cdot d_c^2}{4} \cdot \frac{1000}{150} = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot \frac{1000}{150} = 335 \text{ мм}^2.$$

$$\text{Площа стиснутої арматури } A_a = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1000}{150} = \frac{\pi \cdot 10^2}{4} \cdot \frac{1000}{150} = 524 \text{ мм}^2.$$

Характеристики перерізу за [3, 4]  $h_0 = 120 \text{ мм}$ ,  $R_b = 17 \text{ МПа}$ ,  $R_a = R_{ac} = 355 \text{ МПа}$ ,  
 $A_1 = A_a - A_{ac} = 524 - 335 = 189 \text{ мм}^2$ ,  $\mu_1 = A_1 / (b \cdot h_0) = 189 \cdot 10^{-6} / 1 \cdot 0,12 = 1,575 \cdot 10^{-3}$ ,  
 $\alpha_1 = \mu_1 \cdot R_a / R_b = 1,575 \cdot 10^{-3} \cdot 355 / 17 = 0,033$ ,  $a' = 40 \text{ мм}$  звідки  $A_0 = 0,033$ .

$$M_u = A_0 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_a + A_{ac} \cdot R_{ac} \cdot (h_0 - a'), \quad (5)$$

$$M_u = 0,035 \cdot 1 \cdot 0,12^2 \cdot 355 \cdot 10^6 + 335 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6 \cdot (0,12 - 0,04) = 179 \cdot 10^3 + 9 \cdot 10^3 = 188 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Таким чином максимальний розрахунковий згинальний момент, що діє у найбільш завантаженому перерізі майже в вісім разів менший моменту, який може сприйняти переріз.

Однак слід зазначити, що максимальні значення моментів виникають на ділянці з'єднання кришки та стінок де арматура відсутня. Замість нього наявне звичайне омонолічування. Отже, неминучим є відколювання омонолічування та від'єднання кришки від конструкції контейнера.

Повному відпадинню кришки повинен перешкоджати спеціальний додатковий замковий елемент.

При падінні контейнера на ребро захисна кутова накладка неминуче сплюснеться на величину не менше 14 мм, при цьому безпосередньо над накладкою неминуче виникнення локального зминання бетону на глибину, не менше 25 мм.

Аналіз еквівалентних напружень, наведених на рис. 4, б, та рис. 5, а показує, що при падінні на ребро – в стінці та дні безпосередньо над ребром, що контактує із поверхнею в момент удару, виникають понаднормативні еквівалентні напруження. Крім того, розрахунок за II групою граничних станів показав можливість утворення тріщин на цій ділянці. Таким чином рекомендується ввести додаткове армування даної ділянки похилими арматурними стрижнями.

На інших ділянках сукупні внутрішні зусилля  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$  викликають в елементах контейнера оціночні еквівалентні напруження розтягу, що не перевищують  $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}$  та стиску, що не перевищують  $R_b = 17 \text{ МПа}$ , тому міцність цих елементів забезпечена.

Таким чином тріщини, які виникають в елементах контейнера, пружно-пластичні деформації його елементів при динамічних навантаженнях, що виникають під час падіння з висоти 0,6 м, передбачених [5] і [11] не перевищують допустимих значень при умові врахування всіх рекомендацій.

### Висновки

Виходячи з результатів досліджень напружено-деформованого стану елементів контейнера під дією розрахункових динамічних навантажень, що виникають при падінні на ребро з висоти 0,6 м, можна зробити такі висновки.

1. Набув подальшого розвитку метод аналізу напружено-деформованого стану контейнерів під дією розрахункових навантажень, розроблений у [6, 11 – 15], більш повно висвітлено метод аналізу напруженого стану при падінні ребром.
2. Розроблені нові кінцево-елементні моделі контейнера із врахуванням пружної роботи кутових захисних металевих демпфуючих накладок.
3. Описано теоретичні засади ударної взаємодії контейнера при падінні ребром на опорну поверхню та основні стадії цієї взаємодії.
4. Запропоновані такі практичні рекомендації для раціоналізації конструкції контейнера:
  - збільшити висоту зовнішнього та середнього арматурних каркасів таким чином, щоб вони перекривали зону стінки, що контактує із кришкою;
  - на стояках у зоні контакту з основним бетоном виконати додаткові хомути для зменшення еквівалентних напружень та для уникнення можливості відпадиння стояків від основної конструкції контейнера;
  - влаштувати додатковий замковий елемент для кріплення кришки;
  - влаштувати додаткове похиле армування в місці з'єднання стінок та дна для запобігання руйнуванню даної ділянки.

### Список літератури

1. Проектирование бетонных и железобетонных конструкций. (Справочное пособие) / [Гольшев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. и др.] – Киев, «Будивельник», 1990. – 543 с.
2. Комплекты упаковочные для радиоактивных веществ. Общих технические условия. ГОСТ 16327-88. – [Введ. 1990-07-01]. – М.: Издательство стандартов, 1988. – 24 с. – (Государственный стандарт).
3. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – К., Госстрой Украины, 2002. – 39 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции. Общие положения: СНиП 52-01-2003. / Госстрой России. Взамен СНиП 2.03.01-84. [Введ. 2004-03-01]. М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России 2004. – 29 с. – (Строительные нормы и правила).
5. Правила ядерної та радіаційної безпеки при перевезенні радіоактивних матеріалів (ПБПРМ-2006): НП 306.6.124-2006. Державний комітет ядерного регулювання. Київ, 2006 – 144 с. – (Нормативний документ Державного комітету ядерного регулювання України. Інструкція).



6. Попов В.О. Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонного контейнера при штабелюванні для раціонального проектування. / В. Попов, Д. Байда // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Київ, НДІБК, 2007. – №67. – С. 703 – 714.
7. Леванов Н.М. Железобетонные конструкции / Н. Леванов, Д. Суворкин. – М.: «Высшая школа», 1965. – 872 с.
8. Металеві конструкції. Підручник. Частина 1 / [Свердлов В.Д., Середюк І.П., Середюк В.Ф., Жарко Л.О.]. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263с.
9. Писаренко Г.С. Справочник по сопротивлению материалов. / Г. Писаренко, А. Яковлев., В. Матвеев. – К., “Наукова думка”, 1975. – 705 с.
10. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-:2006. [На заміну СНиП 2.01.07-85 (крім розділу 10)]. [Чинний від 2007-01-01] – К.: Мінбуд України, 2006. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).
11. Контейнер для транспортирования, хранения и захоронения низкоактивных и среднеактивных твердых радиоактивных отходов КТЗ-3,6. Технические условия: ТУ У 34.2-22921083-001:2007. – [Введ. 2007-09-30] Держстандарт України; – 33 с. – (Технические условия Украины).
12. Расчет на динамическую и статическую прочность транспортно-защитного контейнера КТЗ-3,0 ТУ У 13306137.006-99 и резервуара из нержавеющей стали. Научно-внедренческое инновационное предприятие «Струм». – Винница, 2000, – 33 с.
13. Оценка несущей способности (прочности) железобетонного контейнера КТЗ 3,6 под действием статических нагрузок, возникающих при штабелировании». (Отчёт КТЗ-3,6.00.00.000 НТР1) – Винница, 2007. – 23 с.
14. Расчет железобетонного контейнера КТЗ-3,0 (15) с определением прочностных характеристик, трещиностойкости и выдача предложений по оптимальному использованию арматурного каркаса. (Отчет о научно-технической работе). НИИСК. – Киев, 2002 г. – 23 с.
15. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 192 с.
16. Строительная механика.(Учебник для вузов) / [Дарков А.В., Клейн Г.К., Кузнецов В.И. и др.]; под ред. А.В. Даркова. М., «Высшая школа», 1976. – 600 с.

**Моргун Алла Серафимівна** – д.т.н., професор, завідувач кафедри промислового та цивільного будівництва Вінницького національного технічного університету.

**Попов Володимир Олексійович** – к.т.н., старший викладач кафедри промислового та цивільного будівництва Вінницького національного технічного університету.