

УДК 624.953

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-121-129

**ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ
КАРКАСНИХ ПОКРІВЕЛЬ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТАЛЕВИХ РЕЗЕРВУАРІВ****Махінко А.В.**, д.т.н., проф.

makhinko.anton@npp.kai.edu.ua, ORCID 0000-0002-9147-7087

Рулов Д.Є., аспірант.

7012132@stud.kai.edu.ua, ORCID 0009-0005-5887-4290

Державний університет «Київський авіаційний інститут»

Анотація. У статті представлено результати чисельного моделювання та розрахунку напружено-деформованого стану для двох варіантів каркасних покрівель вертикальних циліндричних резервуарів з конічною та сферичною геометрією. Проведено порівняльний аналіз ефективності різних конструктивних рішень: з урахуванням та без урахування листового настилу у скінченно-елементних моделях. Встановлено, що спрощення розрахункових схем без моделювання настилу призводить до суттєвого завищення внутрішніх зусиль і деформацій в елементах каркасу. Визначено критичні фактори для основних несучих елементів залежно від діаметра резервуара, що в подальшому дозволяє обґрунтувати вибір типу покрівлі та раціональних конструктивних рішень для підвищення надійності та ефективності сталевих резервуарів. Отримані результати можуть бути використані для вдосконалення методики інженерного розрахунку та оптимізації конструктивних схем каркасних покрівель при проєктуванні резервуарів великого діаметра.

Ключові слова: напружено-деформований стан, вертикальний циліндричний резервуар, покрівля, скінченно-елементна модель.

Вступ. Аналітичні методи перевірки напружено-деформованого стану конструкцій вертикальних циліндричних резервуарів добре описані в багатьох дослідженнях [1-3]. В межах інженерної практики їх застосування ускладнене та вимагає значних витрат часу. Певно, що найбільш раціональним для визначення повного спектру внутрішніх зусиль та переміщень у складних просторових системах є метод скінченно-елементного аналізу [4-8]. Точність даного розрахунку, при правильному введенні граничних умов та раціонально обраній розрахунковій схемі, не підлягає сумніву. Широкий інструментарій програмних комплексів міцнісного аналізу дозволяє створювати різні розрахункові схеми для одного і того ж об'єкту, які можуть відрізнятися точністю представлення, терміном та трудомісткістю виконання. Звісно, досить часто характеристики об'єкта спрощуються при чисельному розрахунку. Таким чином в дослідженнях при знаходженні значень міцності та стійкості використовуються прості скінченно-елементні моделі. В даній статті виконано аналіз наслідків таких спрощень на прикладі простих конструкцій каркасної покрівлі вертикальних циліндричних резервуарів для зберігання нафти.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Задача проєктування сталевих резервуарів не втрачає своєї актуальності вже багато років. Відмітимо нові наукові доробки в цій області, в яких досліджуються питання конструювання [9] та чисельного розрахунку окремих конструктивних елементів даних об'єктів [10, 11], аналізу поведінки при вітрових навантаженнях [4, 12] та сейсмічних впливах [13, 14].

Постановка проблеми. У сучасній інженерній практиці проєктування вертикальних циліндричних резервуарів для зберігання нафти постає проблема точного визначення напружено-деформованого стану елементів їх покрівель. Аналітичні методи розрахунку, є складними, трудомісткими та не завжди придатними для практичного застосування. Навпаки, досить часто в зручному інструментарії чисельного розрахунку, моделі спрощуються, що призводить до недостовірних результатів: заниження або завищення напружень і деформацій у несучих елементах покриттів. З огляду на це виникає необхідність у вивченні впливу таких спрощень на точність розрахунків та обґрунтуванні їх доцільності.

Мета та завдання. Метою даного дослідження є чисельне моделювання та аналіз напружено-деформованого стану каркасних покрівель вертикальних циліндричних резервуарів з урахуванням особливостей їх конструктивного виконання та впливу настилу. У межах цієї мети передбачено розроблення скінченно-елементних моделей резервуарів з різними типами покрівель (конічними та сферичними), проведення порівняльного аналізу варіантів з урахуванням настилу та без нього, виявлення відмінностей у значеннях внутрішніх зусиль і переміщень, а також обґрунтування доцільності застосування певних типів покрівель залежно від геометричних параметрів резервуарів.

Конструктивні системи стаціонарних каркасних покриттів вертикальних циліндричних резервуарів. Стаціонарне каркасне покриття вертикальних сталевих резервуарів може мати конічну або сферичну форму.

Каркас конічної покрівлі проектується у вигляді системи радіальних балок, які спираються на центральне кільце або стійку та об'язувальне опорне кільце. Зверху вкладаються прогони та настил у вигляді щитів з листової сталі (рис. 1-а). Якщо центральна стійка не передбачена, щитова покрівля є розпірною конструкцією. Розпір викликає зусилля стиску в радіальних балках і сприймається опорним кільцем.

Основними конструктивними елементами покриття резервуара у вигляді ребристого склепіння є радіальні ребра-арки, які аналогічно попередньо описаному варіанту, спираються на зовнішнє та внутрішнє опорні кільця (рис. 1-б). Проміжні кільця та прогони спираються на радіальні ребра. Тонколистовий настил приварюється зверху несучих елементів каркасу. Відповідно норм [15] каркасні покриття конічної форми рекомендовані для резервуарів діаметром до 25 м, а сферичної – від 25 м і більше.

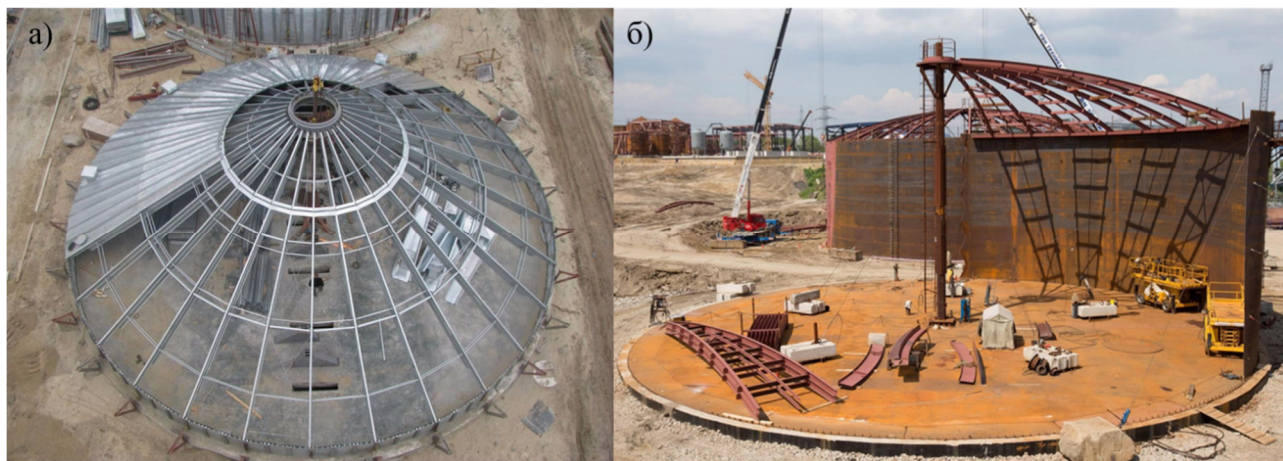


Рис. 1. Каркасна покрівля резервуару: а – конічна; б – сферична

Аналітичний розрахунок стаціонарних каркасних покриттів.

Навантаження та їх комбінації. Одним із найбільш навантажених конструктивних елементів резервуару є його покрівля. При розрахунку покрівель враховують дві комбінації навантажень: розрахункові навантаження, що діють на покриття зверху вниз $p_{\downarrow}$ (власна вага конструкції покриття з обладнанням g_{df} , теплоізоляція g_t , розрахункове значення снігового навантаження S_m , вакуум p_v) та знизу вгору $p_{\uparrow}$ (внутрішній надлишковий тиск у пароповітряному середовищі p_0 , вітрове відсмоктування W_m)

$$p_{\downarrow} = g_{df} \cdot \gamma_{f,st} + g_t \cdot \gamma_{f,t} + \psi(S_m + p_v \cdot \gamma_{f,v}), \quad (1)$$

$$p_{\uparrow} = \psi \cdot (p_0 \cdot \gamma_{f,p} + W_m) - g_{df} \cdot \gamma_{f,st} - g_t \cdot \gamma_{f,t}, \quad (2)$$

де $\psi = 0,9$ коефіцієнт сполучення зусиль; $\gamma_{f,st}$, $\gamma_{f,t}$, $\gamma_{f,v}$, $\gamma_{f,p}$ коефіцієнти надійності за навантаженням відповідно від власної ваги металлоконструкцій покрівлі, від ваги теплоізоляції, від тиску вакууму, від надлишкового тиску пароповітряної суміші.

В разі виконання перевірки жорсткості несучих елементів покриття використовують експлуатаційні значення

$$p_{\uparrow,e} = \psi \cdot (p_0 + W_m \cdot \gamma_{fe} / \gamma_{fm}) - g_{df} - g_t, \quad (3)$$

$$p_{\uparrow,e} = (p_0 + W_m \cdot \gamma_{fe} / \gamma_{fm}) \psi - g_{df} - g_t, \quad (4)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового та вітрового навантаження.

Розрахунок покрівлі. В даному дослідженні розглядалися варіанти покрівель без центральної стійки. Відповідно до чинних норм проєктування [15] при розрахунку покриття вертикального циліндричного резервуара необхідно враховувати сумісну роботу елементів каркасу і листового настилу. Проте при аналітичному підході виконується окремий розрахунок кожного елемента покрівлі: радіальних ребер, поперечних ребер, настилу та опорного кільця.

Для конічної покрівлі, несучі радіальні балки двох діаметрально протилежних щитів розглядаються як одна ламана балка, що спирається кінцями на стінку резервуара. Задача полягає у розв'язанні один раз статично невизначеної системи. На рис. 2 наведені розрахункова схема балки, основна система та епюри моментів від одиничних навантажень.

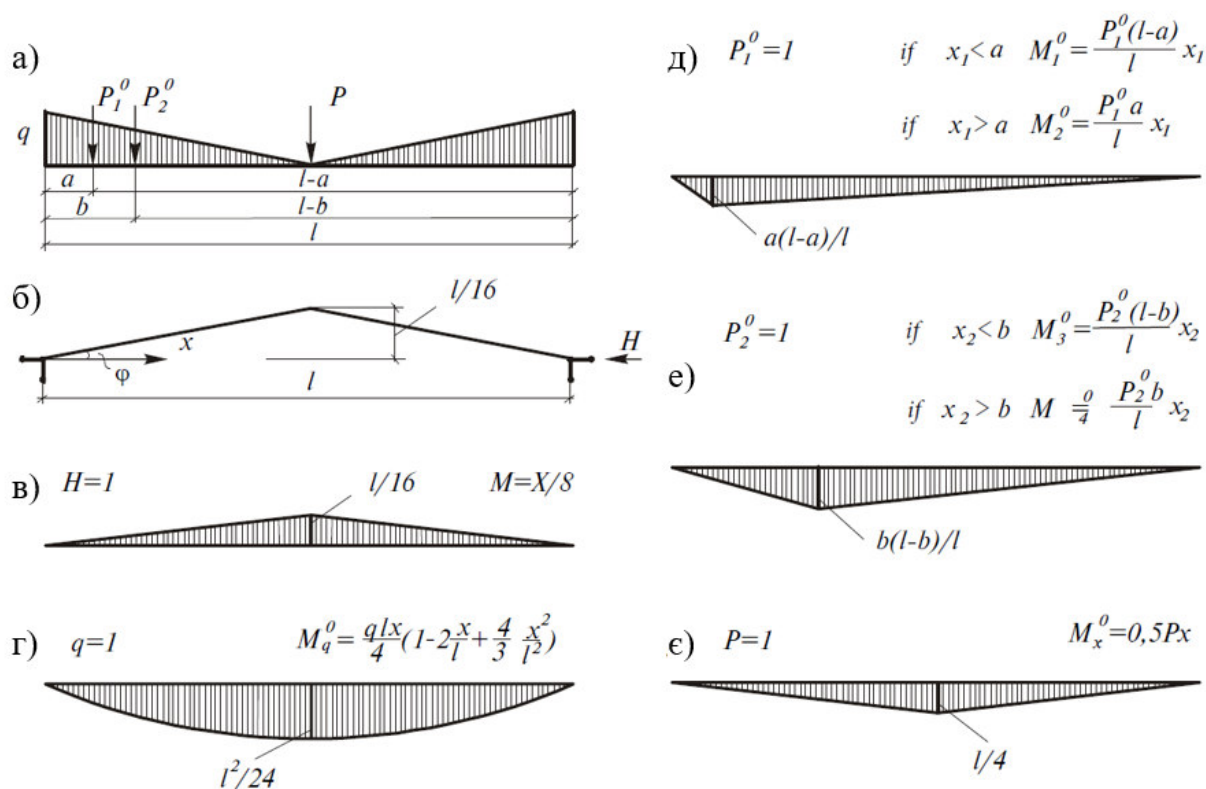


Рис. 2. Розрахункова схема ламаної балки: а, б – основна система; в-є – епюри моментів

Невідомий розпір $H = X_1$ визначається із співвідношення

$$X_1 = -\Delta_{1p} / \delta_{11}, \quad (5)$$

де δ_{11} – сума одиничних переміщень від усіх навантажень; Δ_{1p} – вантажний член від усіх навантажень.

Переміщення визначаються за відомими формулами будівельної механіки у вигляді

$$EI_x \delta_{11} = \int_0^l M_{\Sigma 1}^2(x) dx, \quad EI_x \Delta_{1p} = \int_0^l M_{\Sigma 1}(x) M_{\Sigma p}(x) dx, \quad (6)$$

де $M_{\Sigma 1}(x) = M_q^0(x) + M_{p1}^0(x) + M_{p2}^0(x) + M_p^0(x)$ – сумарний балковий момент від усіх одиничних навантажень; I_x – момент інерції перерізу балки; $M_{\Sigma 2}(x) = M_q(x) + M_{p1}(x) + M_{p2}(x) + M_p(x)$ – сумарний балковий момент від усіх зовнішніх навантажень.

У частковому випадку, коли на балку діє тільки розподілене навантаження інтенсивністю $q = p_{\downarrow} \cdot b_{\ell}$, формули для визначення невідомих переміщень δ_{11} та Δ_{1p} набувають вигляду

$$EI_x \delta_{11} = 1/4 \int_0^{\ell/2} x dx = \frac{\ell^3}{1536}, \quad EI_x \Delta_{1p} = \frac{-3q\ell^4}{5120}. \quad (7)$$

Значення розпору, відповідно становитиме

$$H \cong 0.9 \cdot q \cdot \ell. \quad (8)$$

Умова міцності на дію поздовжньої сили та згинального моменту

$$\sigma = -\frac{M_x}{W_x} - \frac{N_x}{A_x} \leq \gamma_c R_y, \quad (9)$$

де W_x та A_x відповідно момент опору та площа поперечного перерізу балки; $\gamma_c = 1$ коефіцієнт умов роботи; N_x та M_x – відповідно поздовжня сила і максимальний згинальний момент у перерізі балки

$$N_x = H, \quad M_x = \frac{0.7q\ell^2}{48}. \quad (10)$$

Навантаження $p_{\uparrow}$, що діє зверху вниз на покриття резервуара не залучається до розгляду в цьому випадкові внаслідок того, що створює зусилля розтягу в радіальній балці. Крім того, максимальний згинальний момент також має додатне значення (за абсолютною величиною поздовжня сила й згинальний момент при дії навантажень $p_{\downarrow}$ та $p_{\uparrow}$ однакові)

Перевірка жорсткості радіальної балки виконується за формулою

$$\frac{f}{\ell} = \frac{3}{5120} \frac{q_{p,e} \ell^3}{EI_x} \leq \left[\frac{f_u}{\ell} \right] \quad (11)$$

Для сферичної покрівлі у вигляді ребристої оболонки характерне шарнірне спирання ребра-арки на зовнішнє кільце. В результаті вважається, що зовнішнє кільце обмежує тільки горизонтальні переміщення ребер-арок, а значить і всього зовнішнього контуру оболонки (стінка резервуара служить нерухомою опорою у вертикальному напрямі). У вузлі виникають горизонтальна (розпір) та вертикальна реакції.

Спирання ребер-арок на внутрішнє кільце може вирішуватися в двох варіантах: або ребра-арки приварюються до внутрішнього кільця і тоді це з'єднання прийнято вважати жорстким, або вони кріпляться до внутрішнього кільця болтами і тоді це з'єднання вважають шарнірним. Вважаючи розподіл зовнішніх навантажень p_p рівномірним, розрахунок ребристої оболонки зводиться до розрахунку окремих арок (ребра оболонки) із зовнішньою затяжкою (зовнішнє кільце арки). При цьому залежно від прийнятого варіанта спирання ребер на внутрішнє кільце арка розглядається як двох- або трьохшарнірна.

Чисельний розрахунок стаціонарних каркасних покриттів. Для виконання чисельного розрахунку необхідно розробити скінченну модель покрівлі (резервуара) з використанням програмного комплексу. З цією метою була застосована програма міцнісного аналізу SCAD. Комп'ютерна модель розроблялася для вертикальних циліндричних силосів діаметрами 15180 мм та 18980 мм з двома варіантами конструктивних схем покрівлі – конічного (К) та сферичного (С) обрису (рис. 3). При цьому типи К1 та С1 відповідали спрощеним схемам каркасних моделей без насилу, а К2 і С2 відповідно враховували його.

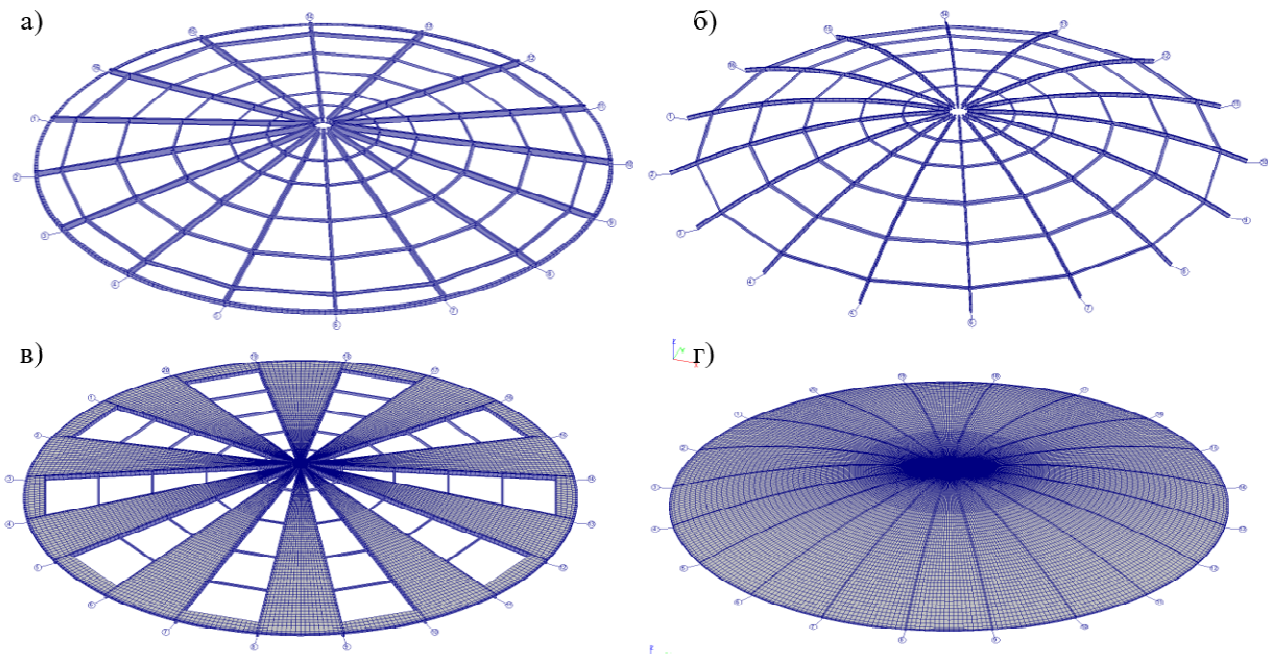


Рис.3. Моделі каркасу покрівлі резервуару: а – конічна (K1), б – сферична (C1), в – конічна (K2), г – сферична (C2)

Геометричні характеристики приймалися наступні: номінальний кут нахилу конічної покрівлі 10° ; діаметр центрального кільця – 530 мм; кількість головних радіальних балок – 16; загальна висота конічної покрівлі 1292 мм. Геометрія перерізів наведені в таблицях 1 і 2.

Таблиця 1.

Критичні фактори елементів конічної покрівлі

D = 15180 мм				D = 18980 мм				
Елемент	Переріз	Коефіцієнт запасу		Переріз	Коефіцієнт запасу для моделі			
		K1	K2		K1		K2	
					міцність	стійкість	міцність	стійкість
Радіальні балки	двотавр №16	0.91	0.33	двотавр №18	0.87	1.19	0.47	0.32
Кільцеві балки 1-го ярусу	швелер №10	2.53	0.34	швелер №12	0.69	3.05	0.42	0.38
Кільцеві балки 2-го ярусу	кутник 70х5	0.99	0.23	швелер №10	0.04	-	0.16	0.55
Кільцеві балки 3-го ярусу	кутник 70х5	0.99	0.23	швелер №10	0.47	1.09	0.51	1.17
Кільцеві балки 4-го ярусу	кутник 50х5	1.08	0.12	швелер №8	0.61	1.03	0.68	1.14
Кільцеві балки 5-го ярусу	кутник 50х5	1.08	0.12	кутник 75х6	0.51	0.56	0.88	0.57
Кільце в основі покрівлі	кутник 90х8	2.1	0.42	кутник 75х8	2.56	-	0.88	-

Загальний вигляд скінченно-елементних моделей резервуарів з конічною покрівлею змодельованою за спрощеною схемою без врахування листового настилу покрівлі (K1) та повної моделі K2 наведені на рис.4.

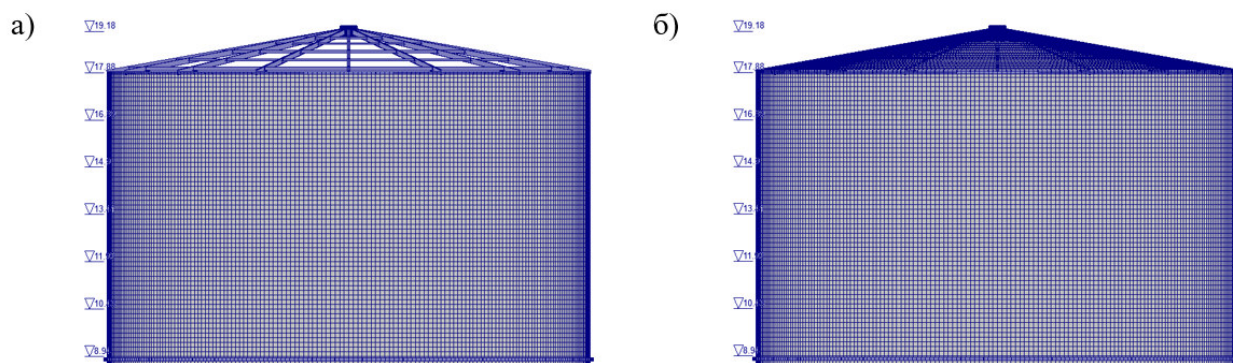


Рис.4. Розрахункова схема скінченно-елементних моделей для резервуару $D=15180$ мм; а – модель K1, б – модель K2

При розрахунку виконувався аналіз вертикальних переміщень вузлів каркасу покрівлі при розрахунковій комбінації навантажень зверху вниз та знизу вгору. Результати числового розрахунку представлені на рис. 5-6. В кількісному вираженні критичних факторів елементів, результати розрахунку наведені в таблиці 1.

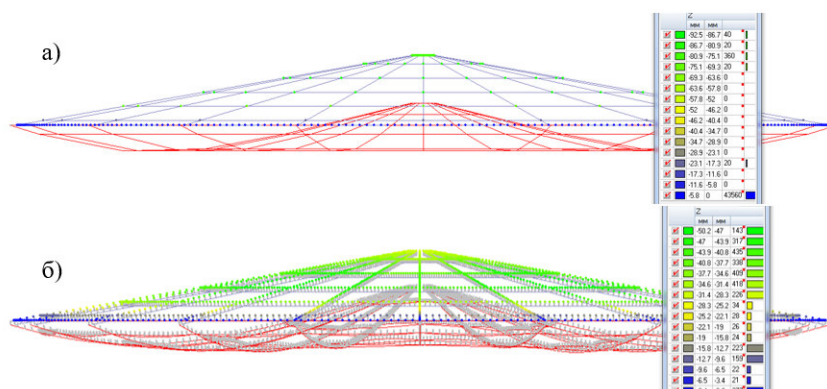


Рис. 5. Вертикальні переміщення вузлів каркасу покрівлі резервуару $D = 18980$ мм при розрахунковій комбінації навантажень зверху-вниз: а – модель K1, б – модель K2

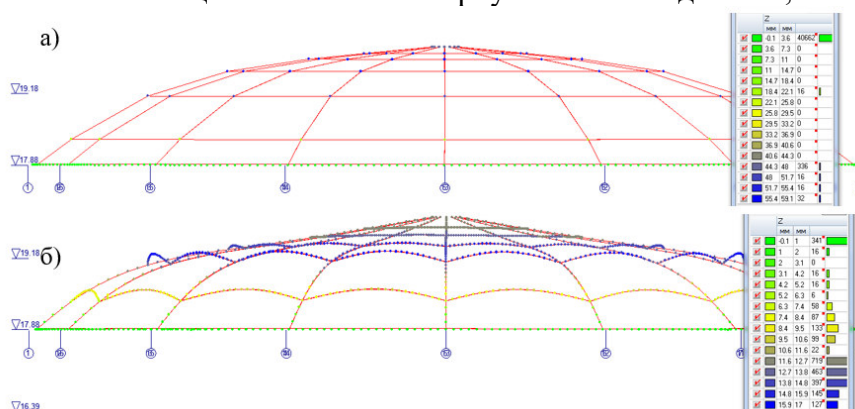


Рис. 6. Вертикальні переміщення вузлів каркасу покрівлі резервуару $D = 15180$ мм при розрахунковій комбінації навантажень знизу-вгору: а – модель K1, б – модель K2

Аналогічні розрахунки були проведені для покрівлі іншого типу. Отримані наступні результати для вертикальних та радіальних переміщень (рис. 7) та кількісні значення коефіцієнтів запасу для елементів (табл. 2).

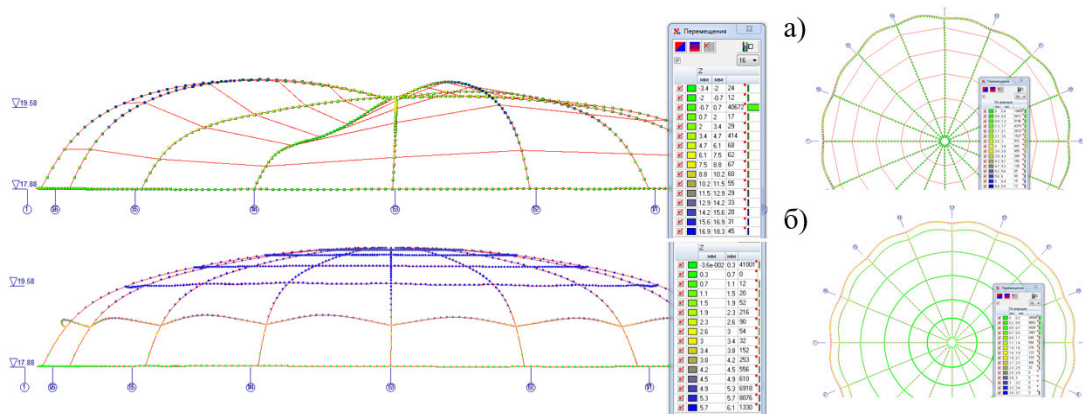


Рис. 7. Вертикальні та радіальні переміщення вузлів каркасу сферичної покрівлі (D=15180 мм) при розрахунковій комбінації навантажень знизу-вгору:

а – модель C1, б – модель C2

Таблиця 2.

Критичні фактори елементів конічної покрівлі

D = 15180 мм				D = 18980 мм				
Елемент	Переріз	Модель		Переріз	Модель			
		C1	C2		C1		C2	
					міцність	стійкість	міцність	стійкість
Радіальні балки	двотавр №10	0.42	0.24	двотавр №12	0.56	0.59	0.22	0.19
Кільце в основі покрівлі	швелер №8	0.84	0.63	кутник 75x8	1.77	-	0.62	-

Відповідно до розрахунку, прогини конструкцій покрівель для різних схем наведені в табл. 3. Гранично допустимий прогин 1/200 прольоту радіальної балки, тобто 46.8 мм

Таблиця 3.

Прогини від розрахункових навантажень (D = 18980 мм)

Тип навантаження	Максимальне вертикальне переміщення (мм) для типу			
	K1	K2	C1	C2
Власна вага каркасу	23.6 ↓	13.9 ↓	4.9 ↓	2.1 ↓
Навантаження від вакууму	8.9 ↓	4.7 ↓	2.5 ↓	0.9 ↓
Надлишковий тиск	88.5 ↑	46.9 ↑	24.6 ↑	8.8 ↑
Снігове навантаження	60.2 ↓	31.6 ↓	17.4 ↓	6.2 ↓
Вітровий тиск на покрівлю	20.2 ↑	10.7 ↑	5.6 ↑	2.0 ↑
Сумарний прогин	92.7 ↓ 85.1 ↑	50.2 ↓ 43.7 ↑	24.8 ↓ 25.3 ↑	9.2 ↓ 8.7 ↑

Висновок. З аналізу значень таблиць 1 і 2 видно, що неврахування в розрахункових моделях скінченно-елементного аналізу листового настилу покрівлі веде до суттєвого завищення внутрішніх зусиль в елементах та деформацій каркасу. Так, наприклад, розрахунок показує, що для конічної покрівлі (K1) резервуару діаметром 18980 мм, кільцеві ребра 3-го та 4-го ярусів (швелер №10 та №8 відповідно) необхідно додатково розкріплювати настилом (хоча б частково посередині прольоту). Міцність їх достатня, але критичний фактор на стійкість більше за 1,0.

При діаметрах резервуара 19 м і більше оптимізація радіальних балок стає менш ефективною. Це пояснюється тим, що головним фактором, який визначає висоту балок, стає не міцність, а деформативність. Для цього слід застосовувати балки із розвинутою висотою, наприклад, з перфорацією стінки. Інший варіант – перехід до сферичних покрівель.

Література

1. Ефективні конструктивно-технологічні рішення об'єктів зберігання нафти і нафтопродуктів у складних інженерно-геологічних умовах: Монографія / В.О. Онищенко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко та ін. Полтава: ФОП Пусан А.Ф., 2019. 233 с.
2. Стороженко Л.І., Махінко А.В. Сталеві циліндричні резервуари: навч. посібник. Полтава: ПолтНТУ, 2012. 213 с.
3. Махінко А.В., Махінко Н.О. Сталеві ємності для зберігання зерна. К.: Сталь, 2021.
4. Burgos C.A., Batista-Abreu J.C., Calabro, H.D., Jaca R.C., Godoy L.A. 2015 Buckling estimates for oil storage tanks: Effect of simplified modeling of the roof and wind girder. Thin-Walled Structures. Vol. 91. P.29-37.
5. Lu S., Wang W. 2012 Dynamic response of fixed-roof oil-storage tank structure under blast loading. Journal of Southeast University (English Edition). Vol. 28, Issue 1, P. 58-63.
6. Sun X., Liu Y., Wang J., Cen Z. 2008 Stress and deflection analyses of floating roofs based on a load-modifying method. International Journal of Pressure Vessels. Vol. 85, Issue 10. P. 728-738.
7. Rasiulis K., Šapalas A., Vadluga R., Samofalov M. 2006 Stress/strain state investigations for extreme points of thin wall cylindrical tanks. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 62, Issue 12, P. 1232-1237.
8. Zeybek Ö., Topkaya C., Rotter J.M. 2015 Strength and stiffness requirements for intermediate ring stiffeners on discretely supported cylindrical shells. Thin-Walled Structures. Vol. 96. P. 64-74.
9. Makhinko A., Makhinko N., Karpov V., Krayushkina K., Kordun O. 2024 New Sustainable and Economical Tank Shapes for the Oil and Gas Transport Infrastructure of Ukraine. Lecture Notes in Intelligent Transportation and Infrastructure. Vol. Part F2296. P. 379-385
10. Lopes M., Soeiro F., Silva J. G. 2024 Assessment of the dynamic structural behaviour of storage steel tanks. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 221. 108936.
11. Tomovic R., Dizdar S., Isic S., Tuka S., Karabegovic I. 2021. FEM analysis of inspection manhole on large steel tanks. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part E: Journal of Process Mechanical Engineering. Vol. 235, Issue 4, P. 1235-1247.
12. Chiang Y-C., Guzey S. 2019 Dynamic analysis of aboveground open-top steel tanks subjected to wind loading. Engineering Structures Volume 198. 109496.
13. Kildashti K., Mirzadeh N., Samali B. 2017 Seismic vulnerability assessment of a case study anchored liquid storage tank by considering fixed and flexible base restraints. Thin-Walled Structures. Vol.123, P. 382-394.
14. Elansary A., El D.A. 2024 Seismic analysis of liquid storage composite conical tanks. Engineering Structures, Vol. 159. P 128- 140.
15. ДСТУ Б В.2.6-183:2011 Резервуари вертикальні циліндричні сталеві для нафти та нафтопродуктів. Загальні технічні умови. К.: Мінрегіон України, 2012. 87 с.

References

- [1]. Onishchenko V.O., Vynnykov Yu.L., Zotsenko M.L., et al. Effective Structural and Technological Solutions for Oil and Petroleum Products Storage Facilities in Complex Engineering and Geological Conditions: Monograph. Poltava: FOP Pusan A.F., 2019. 233 p.
- [2]. Storozhenko L.I., Makhinko A.V. Steel Cylindrical Tanks: Textbook. Poltava: PoltNTU, 2012. 213 p.
- [3]. Makhinko A.V., Makhinko N.O. Steel Containers for Grain Storage. Kyiv: Stal, 2021.
- [4]. Burgos C.A., Batista-Abreu J.C., Calabro, H.D., Jaca R.C., Godoy L.A. 2015 Buckling estimates for oil storage tanks: Effect of simplified modeling of the roof and wind girder. Thin-Walled Structures. Vol. 91. P.29-37.
- [5]. Lu S., Wang W. 2012 Dynamic response of fixed-roof oil-storage tank structure under blast loading. Journal of Southeast University (English Edition). Vol. 28, Issue 1, P. 58-63.
- [6]. Sun X., Liu Y., Wang J., Cen Z. 2008 Stress and deflection analyses of floating roofs based on a load-modifying method. International Journal of Pressure Vessels. Vol. 85, Issue 10. P. 728-738.
- [7]. Rasiulis K., Šapalas A., Vadluga R., Samofalov M. 2006 Stress/strain state investigations for extreme points of thin wall cylindrical tanks. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 62, Issue 12, P. 1232-1237.

- [8]. Zeybek Ö., Topkaya C., Rotter J.M. 2015 Strength and stiffness requirements for intermediate ring stiffeners on discretely supported cylindrical shells. *Thin-Walled Structures*. Vol. 96. P. 64-74.
- [9]. Makhinko A., Makhinko N., Karpov V., Krayushkina K., Kordun O. 2024 New Sustainable and Economical Tank Shapes for the Oil and Gas Transport Infrastructure of Ukraine. *Lecture Notes in Intelligent Transportation and Infrastructure*. Vol. Part F2296. P. 379 - 385
- [10]. Lopes M., Soeiro F., Silva J. G. 2024 Assessment of the dynamic structural behaviour of storage steel tanks. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 221. 108936.
- [11]. Tomovic R., Dizdar S., Isic S., Tuka S., Karabegovic I. 2021. FEM analysis of inspection manhole on large steel tanks. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part E: Journal of Process Mechanical Engineering*. Vol. 235, Issue 4, P. 1235-1247.
- [12]. Chiang Y-C., Guzey S. 2019 Dynamic analysis of aboveground open-top steel tanks subjected to wind loading. *Engineering Structures* Volume 198. 109496.
- [13]. Kildashti K., Mirzadeh N., Samali B. 2017 Seismic vulnerability assessment of a case study anchored liquid storage tank by considering fixed and flexible base restraints. *Thin-Walled Structures*. Vol. 123, P. 382-394.
- [14]. Elansary A., El D.A. 2024 Seismic analysis of liquid storage composite conical tanks. *Engineering Structures*, Vol. 159. P 128-140.
- [15]. DSTU B V.2.6-183:2011 Vertical Cylindrical Steel Tanks for Oil and Petroleum Products. General Technical Specifications. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2012. 87 p.

UDK 624.953

**NUMERICAL MODELING OF STRESS-STRAIN BEHAVIOR IN FRAME
ROOFS OF VERTICAL STEEL TANKS**

Makhinko A., ScD, Professor

makhinko.anton@npp.kai.edu.ua ORCID 0000-0002-9147-7087

Rulov D., PhD student

7012132@stud.kai.edu.ua, ORCID 0009-0005-5887-4290

State University "Kyiv Aviation Institute"

Abstract. The article presents the results of numerical modeling and stress-strain state analysis of frame roofs of vertical cylindrical tanks with conical and spherical geometries. A comparative analysis of the efficiency of various structural solutions was carried out, considering both the presence and absence of the roof sheathing in finite element models.

Analytical calculation methods are complex, labor-intensive, and not always suitable for practical application. On the contrary, quite often, in convenient numerical calculation tools, models are simplified, which leads to unreliable results: underestimation or overestimation of stresses and deformations in load-bearing elements of coatings. In view of this, there is a need to study the impact of such simplifications on the accuracy of calculations and to justify their feasibility.

This study looked at roofing options without a central support. According to current design standards, when calculating the covering of a vertical cylindrical tank, it's important to consider how the frame elements and sheet flooring work together.

It was found that simplification of calculation schemes without modeling the sheathing leads to a significant overestimation of internal forces and deformations in the frame elements. Critical factors were identified for the main load-bearing components depending on the tank diameter, which allows substantiating the choice of roof type and rational structural solutions to improve the reliability and efficiency of steel tanks. The obtained results can be used to improve engineering calculation methods and optimize structural schemes of frame roofs in the design of large-diameter tanks.

Keywords. Stress-strain state, vertical cylindrical tank, roof, finite element model.