

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ**

УДК 624.014, 624.154

**МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛКОВОЇ КЛІТИНИ, ЩО ЗАЗНАЛА УШКОДЖЕНЬ ВНАСЛІДОК НЕРІВНОМІРНИХ ПРОСІДАНЬ ФУНДАМЕНТІВ, ДЛЯ РОЗРОБЛЕННЯ РАЦІОНАЛЬНИХ ЗАХОДІВ ІЗ ПІДСИЛЕННЯ**

В. О. Попов, Д. М. Байда, К. О. Черноскутова, М.В. Маєвська

*У статті розроблена методика моделювання напружено деформованого стану металевого каркаса балкової клітини під дією статичних та динамічних (сейсмічних) навантажень із врахуванням геометричної нелінійності і різниці позначок баз колон, які змодельовані як можливі нерівномірні просідання фундаментів; засобами “Lira 9.4” розроблені відповідні скінченно-елементні моделі; виявлені найбільш небезпечні з точки зору міцності ділянки, запропоновані рекомендації щодо можливої раціональної конструкції підсилення.*

*В статье разработана методика моделирования напряженно-деформированного состояния металлического каркаса балочной клетки под действием статических и динамических (сейсмических) нагрузок с учетом геометрической нелинейности и разницы отметок баз колон, смоделированных как возможные неравномерные просадки фундаментов; средствами “Lira 9.4” разработаны соответствующие конечно-элементные модели, выявлены наиболее опасные с точки зрения прочности участки, предложены рекомендации по возможной рациональной конструкции усиления.*

*In this article had been developed effective methods of modeling the tensely-strained condition of steel frame of structural stand uploaded static and dynamic (seismic) forces subject to geometrical nonlinearity and non-flatness levels of columns bases, which were simulated as possible irregular subsidence of foundation; had been done adequate super-elements models by Lira 9.4; had been discovered the most loaded part of structural stand, had been offered recommendations to improve the construction of strengthening.*

**Вступ. Аналіз останніх досліджень**

На даний момент на виробничих підприємствах України, особливо на заводах важкої та хімічної промисловості наявна велика кількість об'єктів, що зношені внаслідок тривалої експлуатації та відсутності належного догляду, пов'язаного із скрутною економічною ситуацією в державі. Питаннями реконструкції таких споруд на сьогодні займається низка відомих вчених, а саме, С. І. Білик, О. О. Нілов (КНУБіА, м. Київ), О. І. Голоднов, Е. Ф. Гарф, О. В. Шимановський (УкрНДІ «Проекстальконструкція», м. Київ), Є. В. Горохов (ДНАБіА, м. Макіївка), В. В. Фурсов (ХДТУБіА, м. Харків). Конструкцію, що зазнала пошкоджень, та підсилення такої конструкції прийнято моделювати та розраховувати згідно з вимогами [1 – 5, 10, 11].

Одним з таких об'єктів є балкова клітка розміром в плані 30×6 м, що підтримує деаераторні ємності котельного цеху ВАТ «ОПЗ» (м. Южне, Одеська обл.), зведена у 1977 році за типовим проектом 903-1-77/72, розробленим НДІ «Сантехпроект» Держбуду СРСР. Її конструкція утворена залізобетонною плитою, на яку опираються дві ємності корисним об'ємом відповідно 35 та 15 м<sup>3</sup>, яка опирається на систему поперечних прогонів, які, в свою чергу передають навантаження на головні поздовжні балки, які підтримуються системою колон. Загальна просторова жорсткість споруди забезпечується системою поперечних вертикальних зв'язкових ферм, двох вертикальних порталних зв'язкових блоків та жорстким приєднанням колон до фундаментів. 2005 року спеціалістами технічного нагляду за будівельними конструкціями підприємства виявлено, що внаслідок тривалої експлуатації балкової клітки з'явився суттєвий крен її каркасу вбік від будівлі, причому було виявлено, що він повільно зростає з часом. Наприкінці 2009 року склалися економічні передумови до реконструкції обладнання котельного цеху. В процесі детальних інструментальних обстежень виявлено, що крен (горизонтальне

зміщення елементів споруди) пов'язаний із суттєвою різницею позначок баз колон (рис. 1), що спричинені вимушеними нерівномірними просіданнями фундаментів. Тому фактичний напружено-деформований стан у порівнянні з проектним експлуатаційним значно погіршився, оскільки до напружень від розрахункових навантажень додаються ще й напруження від вимушеного осідання.

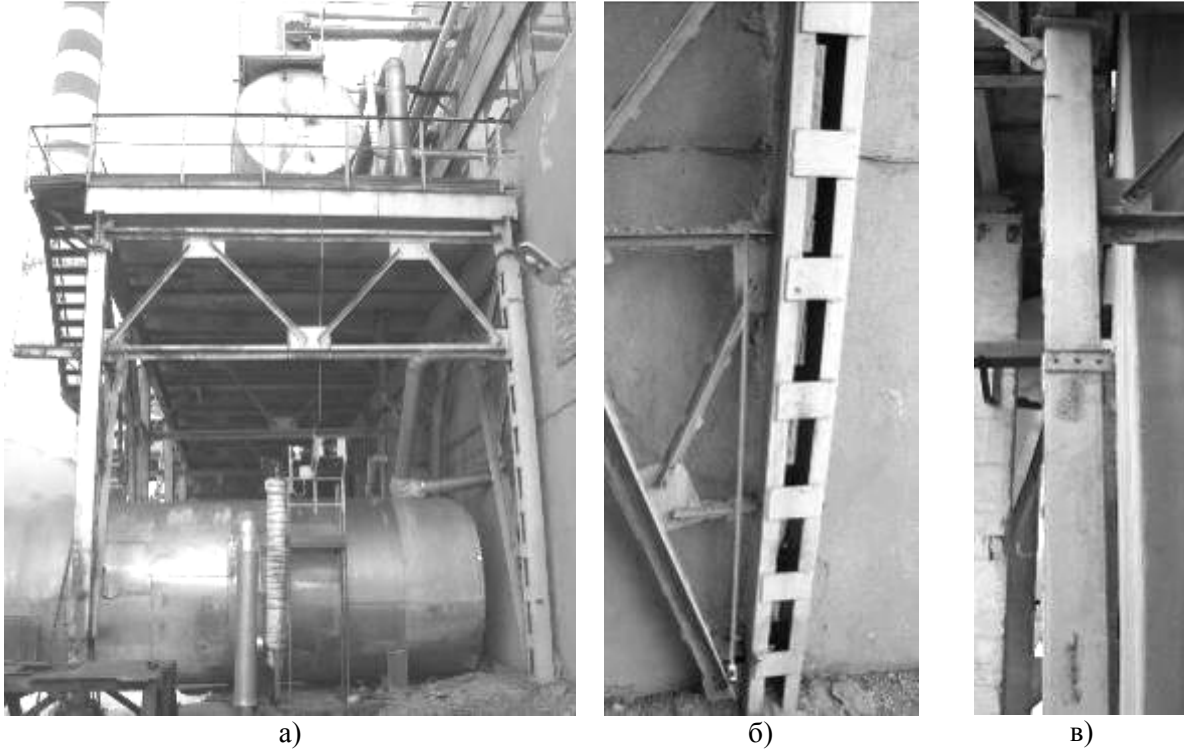


Рис. 1. Балкова клітина: а – загальний вигляд, б – викривлення осі колони з площини рами, в – викривлення осі колони у площині рами.

### Постановка проблеми

Таким чином постає мета дослідження – на основі скінченно-елементного моделювання оцінити можливість подальшої експлуатації балкової клітки із врахуванням виявлених під час обстеження деформацій, та розробити заходи з раціонального підсилення її конструкції. Для цього необхідно виконати комплекс задач, наведених нижче.

- Виконати моделювання балкової клітки як просторової системи з врахуванням результатів визначення фактичного стану конструктивних елементів каркаса. При моделюванні врахувати наявність різниці позначок баз колон та відхилень самих колон від вертикалі, виявлених при обстеженні, що спричинені вимушеними нерівномірними просіданнями фундаментів.
- Виконати збір навантажень на модель для основних та аварійних сполучень навантажень (із врахуванням сейсмічних впливів).
- З розроблених моделей для основного і аварійного сполучення зовнішніх силових факторів отримати комплекс внутрішніх зусиль у колонах, балках, зв'язкових елементах для перевірки несучої здатності відповідно до [4].
- Виявити найбільш навантажені елементи конструкції, оцінити необхідність та раціональну конструкцію їх підсилення для подальшої безпечної експлуатації.

### Основна частина

Моделювання напружено-деформованого стану балкової клітки виконано методом скінченних елементів, реалізованим засобами програмного комплексу «Lira-Window» із врахуванням, з огляду на суттєві деформації, геометричної нелінійності. Розрахункова схема споруди (рис. 2, а) прийнята у вигляді просторової системи, що складається із стрижневих

елементів, які моделюють роботу колон, другорядних балок, зв'язкових елементів. Головні балки змодельовані пластинчастими скінченими елементами. Виходячи з фактичних конструктивних рішень споруди прийнято, що стики між конструктивними елементами споруди – шарнірні, приєднання колон до фундаментів – жорсткі [9]. Довготривалі навантаження від технологічного обладнання прийняті згідно з вихідним проектом із врахуванням діючих норм [1], матеріал основних несучих конструкцій – сталь ВСт2гкп2. Для оцінки стану споруди та її експлуатаційної придатності розглядається два варіанти моделі – вихідна (проектна) конструкція, та фактична – конструкція із виявленими під час обстеження відмінностями позначок баз колон (до 170 мм), що враховані вимушеними просіданнями опор по осі oZ.

Кліматичні навантаження для конструкцій балкової клітки прийняті згідно з чинними нормами [1]. Сейсмічні впливи прийняті згідно з п. 1.1 та додатком Б [3]. Проведений аналіз реальних варіантів одночасної дії різних навантажень і визначено найбільш несприятливі їх сполучення. Перевірка несучої здатності і стійкості конструкції виконана відповідно до [1, 2, 3].

Виявлено, що найбільш несприятливий (аварійний) напружено-деформований стан – у колон споруди при основному (без врахування сейсмічних впливів) сполученні навантажень і для цих колон (К-2, К-4, К-9, К-10 згідно з маркуванням рис. 2, б) в табл. 1 наведені значення внутрішніх силових факторів.

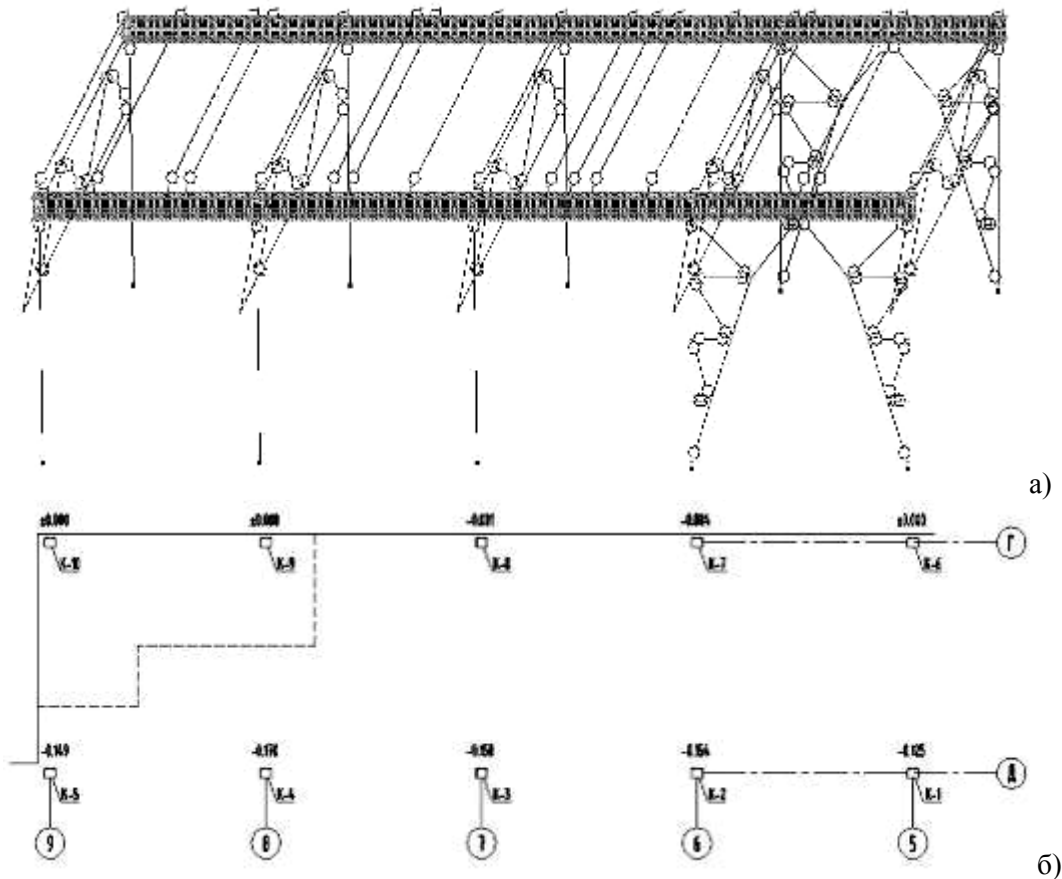


Рис. 2. Модель балкової клітини: а – скінченно-елементна схема, б – схема маркування колон із значеннями вимушених просідань фундаментів, визначених за результатами нівелювання (значення переміщень наведені в метрах).

З огляду на наведені у табл. 1 дані можна зробити висновок про суттєве збільшення згинальних моментів в перерізах ствола колони, розташованих, в основному, нижче зв'язкової ферми і, особливо, в зоні примикання ствола до бази, що виникли внаслідок вимушеного нерівномірного просідання фундаментів.

**Внутрішні силові фактори в найбільш навантажених колонах при основних сполученнях навантажень (без врахування сейсмічних впливів)**

Схема	Марка колони	$N_{\max}$ , кН	$M_y$ , кНм	$M_z$ , кНм
Проектна модель	К-4	346.45	1.29	0.863
	К-9	358.82	1.19	0.029
Фактична модель із врахуванням можливих вимушених просідань (max 170 мм)	К-2	110.82	99.54	49.34
	К-4	245.64	43.75	64.50
	К-9	377.96	6.90	60.51
	К-10	132.1	5.58	94.21

Для прикладу нижче наведено методику розрахунку колони К-4, модель якої зображена на рис. 3.

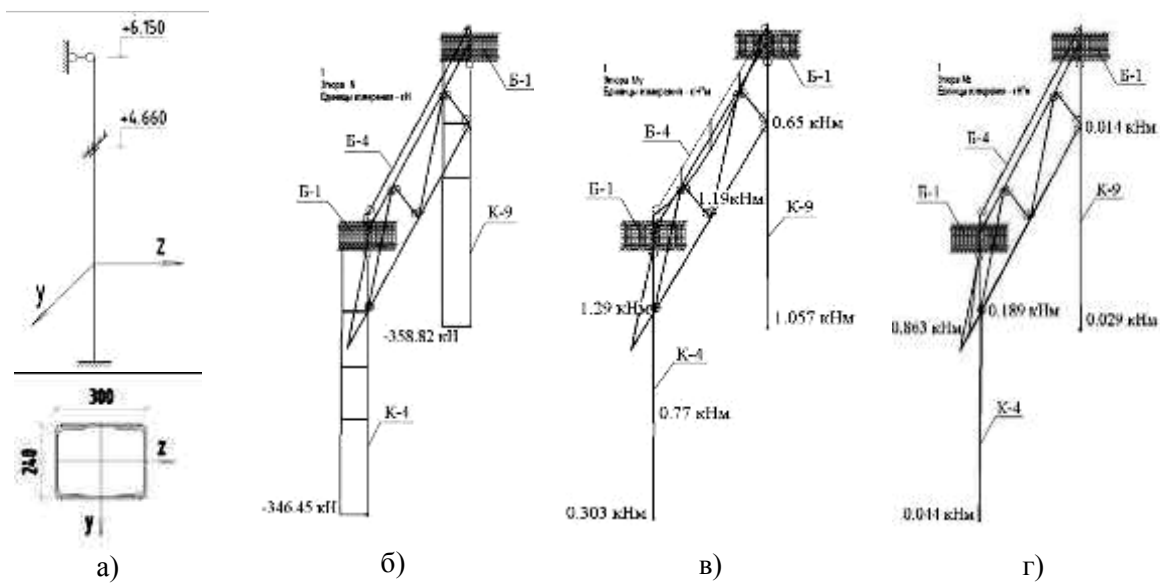


Рис. 3. Колонна К-4: а – розрахункова схема та розрахунковий переріз; епюри основних силових факторів у колонах поперечної рами по осі «8» проектної моделі: б –  $N$ , в –  $M_y$ , г –  $M_z$ .

Характеристики складеного перерізу колони (рис. 3, а):  $A = 61.2 \text{ см}^2$ ,  $W_y = 648.324 \text{ см}^3$ ,  $W_z = 485 \text{ см}^3$ ,  $i_y = 12.606 \text{ см}$ ,  $i_z = 9.752 \text{ см}$ ;  $R_y = 200 \text{ МПа}$ . Виходячи з умов закріплення  $\mu_y = 0.7$ ,  $\mu_z = 1$ , розрахункова довжина  $l_{ef,y} = l_y \cdot \mu_y = 430.5 \text{ (см)}$ ;  $l_{ef,z} = l_z \cdot \mu_z = 466 \text{ (см)}$ , гнучкість  $\lambda_z = l_{ef,z} / i_z = 47.8 < \lambda_{\max} = 150$ . Визначимо гнучкість відносно осі оУ згідно з [4, п. 5.6] за схемою на рис. 4,а). Відношення лінійних жорсткостей гілок на ділянці між планками і самих планок:  $n = I_b \cdot b_0 / (I_s \cdot l_b)$ , де  $l_b = 60 \text{ см}$ ,  $b_0 = 25.16 \text{ см}$ ,  $I_b = 208 \text{ см}^4$ ;  $I_s = t_s \cdot d_s^3 / 12 = 666.7 (\text{н} \cdot \text{м}^3)$ , де  $t_s = 1 \text{ н} \cdot \text{м}$ ,  $d_s = 20 \text{ н} \cdot \text{м}$ , звідки  $n = 0.13 < 0.2$  – планки достатньо жорсткі, тому  $\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$ ,  $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 34.2$ ,  $\lambda_1 = l_1 / i_1 = 15.4$ , де  $l_1 = 40 \text{ см}$ ,  $i_1 = 2.6 \text{ см}$ ,  $\lambda_{ef,y} = \sqrt{34.2^2 + 15.4^2} = 37.5 < \lambda_{\max} = 150$ , умову виконано. Умовні гнучкості  $\bar{\lambda}_z = \lambda_{ef,z} \sqrt{R_y / E} = 1.45$ ,  $\bar{\lambda}_y = \lambda_{ef,y} \sqrt{R_y / E} = 1.17$ .

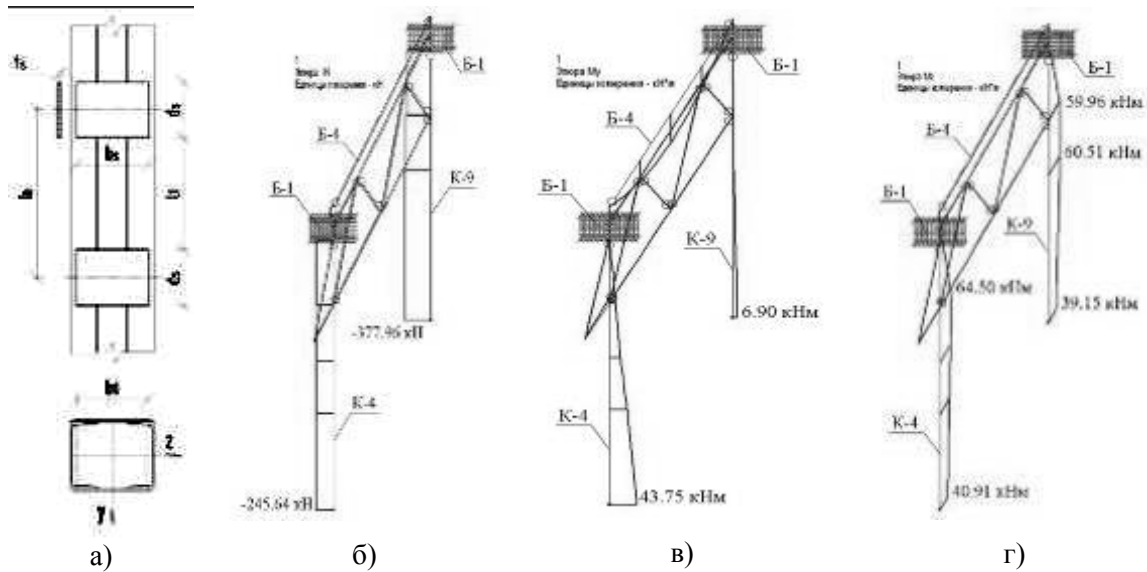


Рис. 4. Колонна К-4: а – схема до розрахунку приведеної гнучкості; епюри основних силових факторів у колоннах поперечної рами по осі «8» фактичної моделі: б –  $N$ , в –  $M_y$ , г –  $M_z$ .

**Розрахунок проектної моделі.** За табл. 1:  $N = -346.45 \text{ кН}$ ,  $M_z = 0.863 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ,  $M_y = 1.29 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Оскільки моменти  $M_z$  та  $M_y$  у колоні К-4 проектної моделі на два порядки менші стискаючого зусилля  $N$ , колону, відповідно до [7, 8], розраховуємо як центрально-стиснуту.

Умова стійкості центрально-стиснутих елементів [4, п. 5.3, 7, 8]:  $N / (\varphi \cdot A) \leq R_y \cdot \gamma_c$ , де  $\gamma_c = 0.95$ . При  $0 < (\bar{\lambda} = 1.17) < 2.5$ :  $\varphi = 1 - (0.073 - 5.53 \cdot R_y / E) \cdot \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}}$ , тому  $\varphi_z = 0.882$ ;  $\varphi_y = 0.914$ .

Умова стійкості відносно осі  $oZ$ :

$$\left( \frac{346.45 \cdot 10^{-3}}{0.882 \cdot 61.2 \cdot 10^{-4}} = 64.2 \text{ МПа} \right) < (200 \cdot 0.95 = 190) \text{ МПа}. \text{ Умову виконано.}$$

Умова стійкості відносно осі  $oY$ :

$$\left( \frac{346.45 \cdot 10^{-3}}{0.914 \cdot 61.2 \cdot 10^{-4}} = 61.9 \text{ МПа} \right) < (200 \cdot 0.95 = 190 \text{ МПа}). \text{ Умову виконано.}$$

Отже, стійкість колони К-4 проектної моделі балкової клітки (без врахування можливих вимушених просідань) відносно осей  $oZ$  та  $oY$  забезпечена. Коефіцієнт використання перерізу  $k = 0.34$ .

**Розрахунок фактичної моделі.** За результатами розрахунку:  $N = -245.64 \text{ кН}$ ,  $M_z = 64.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ,  $M_y = 43.75 \text{ кН} \cdot \text{м}$  (рис. 5). Оскільки згинальні моменти та стискальна сила одного порядку, колону, відповідно до [7, 8], слід розраховувати як стиснуто-зігнуту. Умова міцності стиснуто-зігнутих елементів [4, п. 5.25\*, 7, 8]:

$$\left( \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{W_y} \pm \frac{M_z}{W_z} = \frac{245.64 \cdot 10^{-3}}{61.2 \cdot 10^{-4}} + \frac{43.75 \cdot 10^{-3}}{648.324 \cdot 10^{-6}} + \frac{64.5 \cdot 10^{-3}}{485 \cdot 10^{-6}} = 240.6 \text{ МПа} \right) > (R_y \cdot \gamma_c = 190 \text{ МПа}).$$

Умова не виконується.

Отже, міцність колони К-4 фактичної моделі (з врахуванням можливих вимушених просідань) не забезпечена. Коефіцієнт використання перерізу  $k = 1.27$ .

За аналогічною методикою виконано перевірку несучої здатності інших колон споруди. Виявлено, що міцність і стійкість більшості з них (К-1, К-2, К-4, К-5, К-9, К-10) при дії основного сполучення навантажень не забезпечена, коефіцієнт використання перерізу  $k = 1,01...1,44$ ; міцність і стійкість окремих колон моделі (К-1, К-2, К-4, К-5) при дії аварійного сполучення навантажень не забезпечена, коефіцієнт використання перерізу  $k = 1,02...1,21$ .

### Розрахунок загальної жорсткості балкової клітини

Чисельне моделювання засобами програмного комплексу «Lira-Windows» довело, що вихідне (проектне) рішення (без врахування можливих вимушених просідань фундаментів) моделі балкової клітки відповідає вимогам чинних норм за другою групою граничних станів, таким чином жорсткість балкової клітки як споруди в цілому від дії аварійного сполучення навантажень забезпечена. Аналіз результатів розрахунку фактичної моделі, де враховано вимушене нерівномірне просідання фундаментів по осі «Д», показав, що дане просідання призводить до появи горизонтальних переміщень верхівок колон (рис. 5), близьких за значеннями до виявлених при обстеженні, що опосередковано підтверджує адекватність прийнятої моделі.

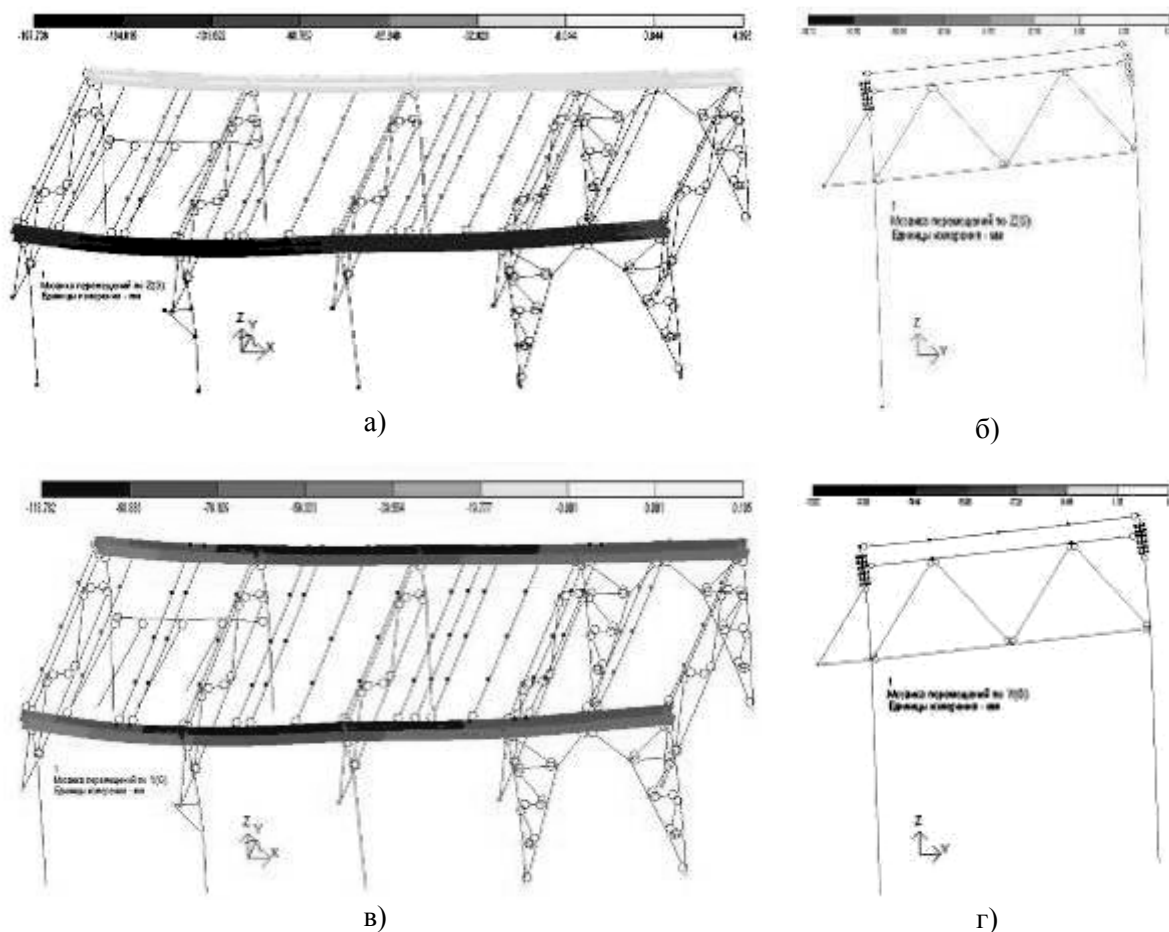


Рис. 5. Деформована схема та значення переміщень від дії основного сполучення навантажень фактичної моделі та її рами по осі «7»: а, б – вертикальних (вздовж глобальної осі Z), в, г – горизонтальних (вздовж глобальної осі Y)

Максимальні горизонтальні переміщення верхівки каркаса споруди від дії основної комбінації навантажень з врахуванням можливих нерівномірних просідань фундаментів вздовж розрахункової осі оУ на позначці 6.685 м (позначка верху головної балки) дорівнюють 118.8 мм

(рис. 5), що складає 1/56 загальної висоти каркаса споруди та більше ніж допустиме значення – 1/250 висоти відповідно до [2], таким чином жорсткість балкової клітки як споруди в цілому від дії основного сполучення навантажень не забезпечена.

Отже, з огляду на високі значення перенапружень у колонах фактичної моделі балкової клітки та на недостатність її жорсткості як споруди в цілому, її стан – аварійний відповідно до чинних нормативних документів [10]. Враховуючи нерозрізний характер роботи поперечних рам споруди [9], цікавою є супутня задача знаходження значення просідання ґрунтів під колонами, при яких система неминуче зруйнується, та знаходження просідання ґрунтів з використанням методики викладеної у [12]. Докладне розв’язання даної задачі буде детально описане в іншій науковій праці. Знайдене значення у 220 мм лише на 50 мм (тобто на 30 %) перевищує виявлене при обстеженні, що додатково свідчить про загрозований стан споруди.

Аналіз причин появи ознак аварійності показав, що суттєве збільшення напружень пов’язано, насамперед, з нерівномірними просіданнями основ під фундаментами. З огляду на це відповідно до [11] можливими є три раціональних способи підсилення, кожний з яких повинен включати обов’язкове максимальне розвантаження балкової клітки шляхом спустошення деаераторних ємностей:

1-й – збільшення несучої здатності фундаментів для уникнення подальших просідань + вирівнювання конструкції до проектного стану + встановлення додаткових зв’язкових блоків на вирівняній конструкції для забезпечення вимог чинних норм (рис. 6).

2-й – збільшення несучої здатності фундаментів + влаштування додаткових несучих елементів (контрфорсів) – рис. 7.

3-й – збільшення несучої здатності фундаментів + нарощування перерізу перевантажених колон + встановлення додаткових зв’язкових блоків на вирівняній конструкції (рис. 8).

В даній праці розглянуто лише методи підсилення надземної частини та оцінено їх позитивні та негативні риси.

Вирівнювання (1-й варіант) потребує наявності п’яти гвинтових домкратів та десяти дерев’яних тимчасових опор, високої кваліфікації та технологічної дисципліни робітників, суворого дотримання розроблених технологічних карт, однак немає потреби у стрілових кранах.

Влаштування контрфорсів (2-й варіант) потребує вільного простору та може загроможувати проїзди, окрім цього для їх монтажу виникає потреба у вантажопіднімальному устаткуванні.

Нарощування перерізу перевантажених елементів разом із введенням додаткових зв’язкових елементів (3-й варіант) потребує великого об’єму зварювання, наявності стрілового крана та значних витрат металу.

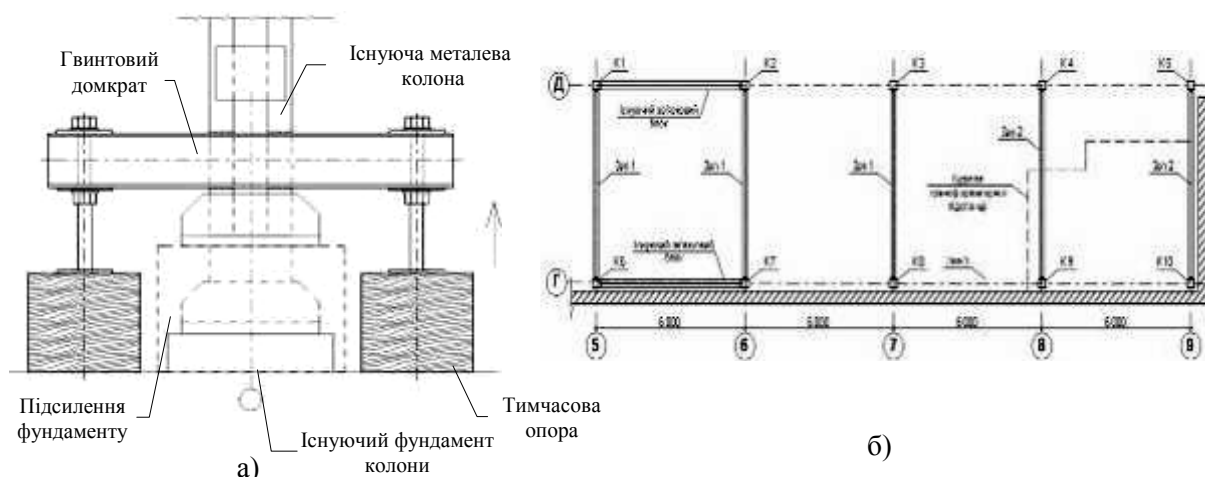


Рис. 6. Підсилення споруди шляхом вирівнювання: а – схема влаштування гвинтового домкрату; б – схема встановлення додаткових зв’язкових блоків на позначці +3,660 м.

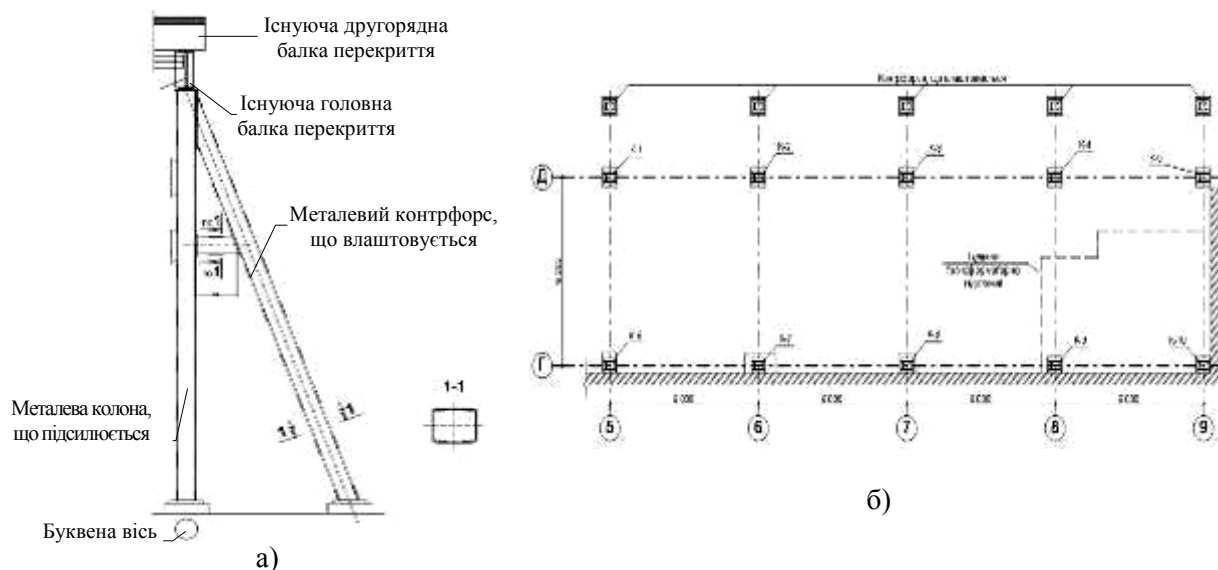


Рис. 7. Підсилення споруди шляхом вирівнювання конструкцій: а – схема влаштування контрфорсу; б – схема розташування контрфорсів на позначці ±0,000.

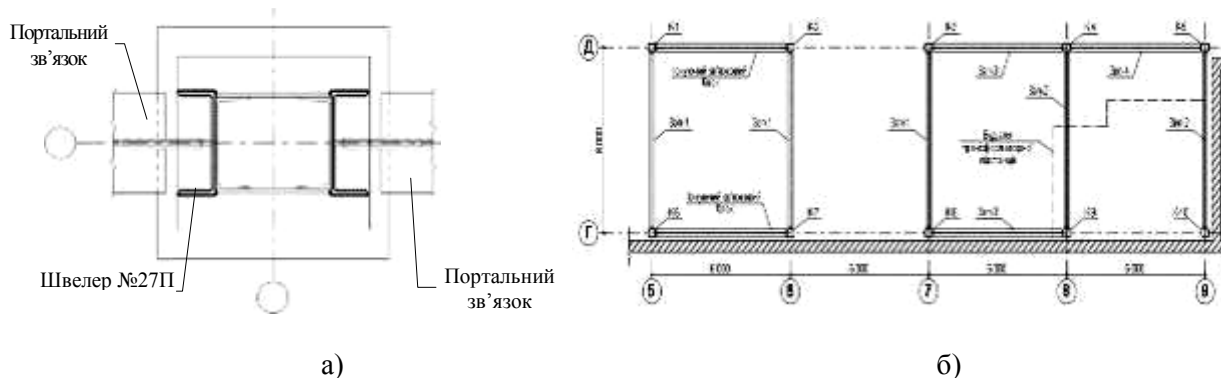


Рис. 8. Підсилення споруди шляхом вирівнювання конструкцій: а – схема нарощування перерізу колон К-1...К-8; б – схема встановлення додаткових зв'язкових блоків на позначці +3.660 м.

Таблиця 2

**Порівняння запропонованих методів підсилення**

Варіант підсилення	Металомісткість, кг	Трудомісткість, люд-год	Кошторисна вартість, грн
Варіант підсилення, що пов'язаний з вирівнюванням конструкцій	2163,5	24	16614
Варіант підсилення, що пов'язаний з фіксацією конструкції в фактичному положенні нарощуванням перерізів з додатковими зв'язковими блоками	3871,6	64	31097
Варіант підсилення, що пов'язаний з влаштуванням контрфорсів	5016,31	272	52114

Порівняння кошторисної вартості варіантів підсилення наведено на рис. 9. Аналізуючи дані можна зробити висновок, що за всіма показниками оптимальним з наведених вище варіантів підсилення надземної частини є варіант, що передбачає вирівнювання конструкції металеві балкової клітки до вихідного (проектного) стану.



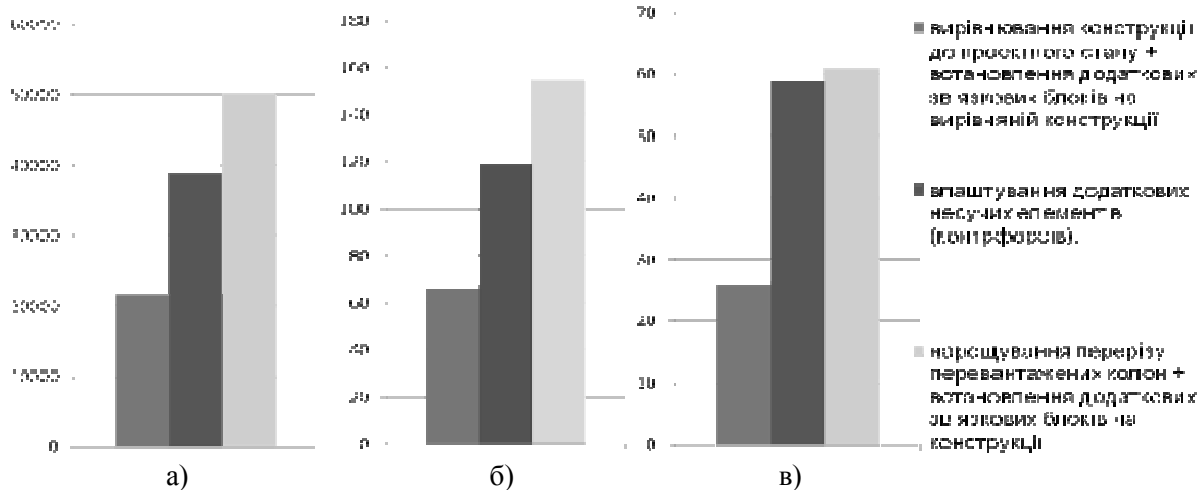


Рис. 9. Порівняння варіантів підсилення балкової клітки: а – металомісткість, кг; б – трудомісткість, люд-год; в – кошторисна вартість, тис. грн.

### Висновки

Виходячи з результатів досліджень напружено-деформованого стану моделі балкової клітки, що зазнала пошкоджень внаслідок нерівномірних просідань основ під фундаментами, та моделей, що враховують різні способи підсилення споруди можна зробити такі висновки:

1. Набув подальшого розвитку метод аналізу напружено-деформованого стану металевих балкових кліток, що працюють спільно з фундаментами, при реконструкції. Більш повно висвітлено моделювання стану таких споруд із врахуванням залишкових напружень та деформацій при підсиленні надземної частини.

2. Запропоновані практичні рекомендації для проектування реконструкції таких споруд:

- можливі три раціональні варіанти підсилення, що пов'язані з вирівнюванням конструкції, фіксацією конструкції в фактичному положенні нарощуванням перерізів з додатковими зв'язковими блоками та зміною розрахункової схеми шляхом влаштування контрфорсів, причому для знаходження оптимального рішення в умовах конкретного виробництва слід зважити на їх позитивні якості та негативні наслідки підсилення;
- найбільш раціональним за інтегральним критерієм кошторисної вартості є варіант підсилення із вирівнюванням споруди до проектного стану;
- вирівнювання споруди слід здійснювати з влаштуванням тимчасових зв'язкових елементів, що унеможливають горизонтальне зміщення баз колон і, як наслідок, страхують від руйнування та дотриманням правил техніки безпеки;
- для вирівнювання слід закріпити до колон, фундаменти під якими зазнали нерівномірного просідання, гвинтові домкрати на тимчасових опорних елементах за схемою, наведеною на рис. 6, та здійснити одночасне піднімання їх баз до проектною позначки з наступною фіксацією до підсилених фундаментів.

3. Виявлено, що при будь-якому варіанті підсилення в першу чергу слід підсилити існуючі або звести додаткові фундаменти.

### Список літератури

1. 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).
2. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. [На заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85]. [Чинний від 2007-01-01] – К. : Мінбуд України, 2006. – 10 с. – (Національний стандарт України).
3. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво в сейсмічних районах України. ДБН В.1.1.12:2006. [На заміну СНиП П-7-81\*].

- [Чинний від 2007-01-02] – К. : Мінбуд України, 2006. – 77 с. – (Державні будівельні норми України).
4. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции. Нормы проектирования : СНиП II-23-81\*. / Госстрой СССР. – взамен СНиП II-в.3-72; СНиП II-и.9-62; СН 376-67. [введ. 1982-01-01]. – ЦИТП Госстроя СССР. 1991. – 96 с. – (Строительные нормы и правила).
  5. Строительные нормы и правила. Сооружения промышленных предприятий. СНиП 2.09.03-85. – Взамен СНиП II-91-77, СН 302-65, СН 471-75. [Введ. 1987-01-01]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1986. – 58 с. – (Строительные нормы и правила).
  6. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования : СНиП 2.03.01-84\*. / Госстрой СССР. – Взамен СНиП II-21-75 и СН 511-78. [Введ. 1986-01-01]. Переиздание с изменениями на 1 января 1989 г. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1986. – 77 с. – (Строительные нормы и правила).
  7. Металеві конструкції : підручник. Ч. 1 / [Свердлов В. Д., Середюк І. П., Середюк В. Ф., Жарко Л. О.] – Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263 с.
  8. Писаренко Г. С. Справочник по сопротивлению материалов. / Г. С. Писаренко, А. П. Яковлев, В. В. Матвеев – К.: Наукова думка, 1975. – 705 с.
  9. Строительная механика : учебник для вузов / под ред. А. В. Даркова. М.: «Высшая школа», 1976. – 600 с.
  10. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації. ДБН 362-93. – К.: Держ. Комітет України в справах архіт., буд-ва та охорони історик. Середовища, 1995. – 93 с. – (Державні будівельні норми України).
  11. Ремонт та підсилення несучих і огорожувальних конструкцій і основ промислових будівель та споруд. ДБН В.3.1-1-2002. – К.: Держ. України в справах архіт., 2003. – 82 с. – (Державні будівельні норми України).
  12. Федоровский В. Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В. Г. Федоровский В. Г., Безволев С. Г. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №4. – С. 10–18.

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

**Байда Денис Миколайович** – к.т.н., доцент кафедри промислового та цивільного будівництва Вінницького національного технічного університету.

**Чорноскутова Катерина Олександрівна** – бакалавр будівництва, студент 5-го курсу Вінницького національного технічного університету.

**Маєвська Марія Вікторівна** – студентка Вінницького національного технічного університету.