

УДК 624.016:624.04

ЗМІНА ВІДНОСНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ВОЛОКОН СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ СХОВИЩ ПІД ЧАС БІСТАДІЙНОЇ ТЕХНОЛОГІЇ ЙОГО ВИГОТОВЛЕННЯ

Доктори техн. наук О. В. Семко, А. В. Гасенко,
канд. техн. наук Л. В. Гасенко, І. В. Мудрий

THE FIBERS OF THE STEEL REINFORCED CONCRETE SLAB STRAIN CHANGE FOR SHELTER OF THE CIVIL PROTECTION DURING THE TWO-STAGE TECHNOLOGY OF SLAB MANUFACTURING

Dr. Sc. (Tehn.) O. V. Semko, Dr. Sc. (Tehn.) A. V. Hasenko,
PhD (Tehn.) L. V. Hasenko, I. V. Mudryy

DOI: <https://doi.org/10.18664/1994-7852.211.2025.327344>



Анотація. У статті проаналізовано причину дволінійного вигляду (розривність лінійного вигляду на межі верхньої полицьки сталевого двотавра та низу бетонної плити) діаграми відносних деформацій у поперечному перерізі сталезалізобетонних перекриттів, утворюваних під час бістадійного їх виготовлення. У процесі експериментальних випробувань фрагмента сталезалізобетонного перекриття за показаннями електротензорезисторів

отримано аналогічну теоретичній діаграму зміни відносних деформацій. Це ще раз доводить різний початковий напружено-деформований стан компонентів композитної конструкції.

Ключові слова: сталезалізобетон, перекриття, поперечний переріз, відносні деформації, дволінійність, теоретичний аналіз, експеримент.

Abstract. There are often no technical specifications and technological maps for the installation of built-in shelters in existing structural and planning schemes of buildings. Atypical architectural and structural solutions for protective structures can be implemented using monolithic or precast concrete and steel-reinforced concrete structures. Due to the two-stage technology for the manufacture of precast steel reinforced concrete slabs, the geometric characteristics of their composite cross-sections change during the manufacturing process. Changes in cross-sections of building structure elements during the manufacturing process are commonly referred to as genetic nonlinearity. At the same time, in most cases, the change (increase due to the monolithic upper concrete shelf) of the cross-section of a steel-reinforced concrete slab element occurs under different deformations in its components: the existing deformations in the steel part from the dead weight of the monolithic concrete slab and the absence of deformations in the monolithic concrete slab. This fact is the reason for the bilinear appearance (discontinuity of the linear appearance at the border of the upper shelf of the steel I-beam and the bottom of the concrete slab) of the diagram of strains in the cross section of steel reinforced concrete slabs. It is possible to avoid the genetic nonlinearity of steel reinforced concrete slabs by installing temporary supports for steel beams during the concreting of the monolithic slab or by constructing the monolithic slab on inventory temporary formwork. By installing the above-mentioned temporary posts, it is possible, on the contrary, to achieve favorable pre-stresses in the components, which can be called self-stressing of such slabs. During the experimental loading of a fragment of a pre-stressing steel-reinforced concrete slab, the increase in relative deformations along the height of the cross-section, taking into account the pre-bending of steel beams, is similar to those predicted during the theoretical analysis of the stress-strain state of such beams. Taking into account the pre-stressing of the steel beams allowed us to reduce their cross-section from a rolled I-beam № 45 to an I-beam № 36 with a strip along the bottom girdle, which reduces steel consumption by 11.1 %.

Keywords: steel reinforced concrete, floor, cross section, strain, bilinearity, theoretical analysis, experiment.

Вступ. В умовах воєнного стану в Україні актуальним є розширення фонду захисних споруд цивільного захисту населення. Одним із рішень є влаштування вбудованих укриттів у наявних конструктивно-планувальних схемах будівель [1]. Для вирішення цієї проблеми інженерам-проектувальникам потрібні індивідуальні нетипові конструктивні рішення і технології влаштування.

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими та практичними завданнями. Сучасне будівництво наразі охоплює як нові, так і невідкладно необхідні відновлювальні, викликані воєнними діями,

конструктивно-планувальні рішення споруд цивільного захисту на об'єктах громадського та виробничого призначення України. Відповідно будівництво потребує багатофункціональних, інтегрованих у громадський простір планувальних схем і економічних несучих конструкцій із високим рівнем надійності, живучості та ремонтпридатності. Перерахованим вимогам відповідають сталезалізобетонні конструкції [2].

Робота виконана в рамках держбюджетної дослідної теми в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»: «Ресурсоекономні конструкції та

планувальні рішення сталезалізобетонних систем для споруд цивільного захисту в нових та реконструйованих будівлях» (державний реєстраційний номер 0123U102068).

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Найбільшими дослідженнями методів визначення несучої здатності композитних сталезалізобетонних конструкцій на території України займалися вчені наукових шкіл у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Українському державному університеті залізничного транспорту, Національному університеті «Львівська політехніка» та ін. В опублікованих результатах робіт вітчизняних і закордонних наукових шкіл доведено, що класична модель напружено-деформованого стану композитних брусів, яка ґрунтується на класичній моделі напружено-деформованого стану, з достатньою точністю відображує реальні значення несучої здатності та жорсткості сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом і може бути рекомендована для розрахунку таких конструкцій [3, 4]; використано граничні деформації матеріалів для оцінювання міцності конструкційного бетону та залізобетону [5]; вивчено особливості роботи трикомпонентних сталезалізобетонних конструкцій на етапі монтажу [6]; розглянуто методи створення попередніх самонапружень на етапі монтажу у згинаних сталезалізобетонних конструкціях [7]; доведено можливість і ефективність застосування чисельного дослідження композитних конструкцій за допомогою методу скінченних елементів із урахуванням фізичної та конструктивної нелінійностей [8].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Для спрощення проектно-конструкторських робіт у розрахунках несучої здатності композитних сталезалізобетонних перекриттів не завжди

враховують наявність початкового напружено-деформованого стану сталевих балок на момент забезпечення сумісної їхньої роботи з монолітною залізобетонною плитою.

Визначення мети та задачі дослідження: виконати аналіз зміни відносних деформацій у компонентах композитних конструкцій під час бістадійного виготовлення сталезалізобетонних перекриттів, що можуть бути застосовані для будівництва споруд цивільного захисту.

Основна частина дослідження. Як відомо, у сталезалізобетонних конструкціях перекриттів спільна робота монолітної залізобетонної плити зі сталевими несучими балками забезпечена в процесі їх двостадійного створення. Спочатку монтують сталеві балки, а потім влаштовують монолітну залізобетонну полицю. Бетонування монолітної полиці досить часто виконують по профільних листах, що є одночасно незнімною опалубкою та зовнішнім армуванням бетонної полиці (ліва схема на рис. 1). Профільні листи опалубки розкладають по верхньому поясу сталевих балок.

За такою технологією створення сталеві балки самостійно сприймають власну вагу щойно вкладеної бетонної суміші і отримують початковий напружено-деформований стан. Бетон включається в роботу композитного перерізу, змінюючи його жорсткість, після набору міцності. На корисне навантаження працюватиме вже композитний переріз. За рахунок відмінності його жорсткості від жорсткості початкового перерізу напружено-деформований стан балок буде розвиватися вже за іншим законом, що викликатиме двокусково генетичну (родовідну) нелінійність. Цієї генетичної нелінійності можна уникнути шляхом встановлення тимчасових інвентарних стійок під сталеві балки перекриття на період бетонування монолітної полиці (права схема на рис. 1).

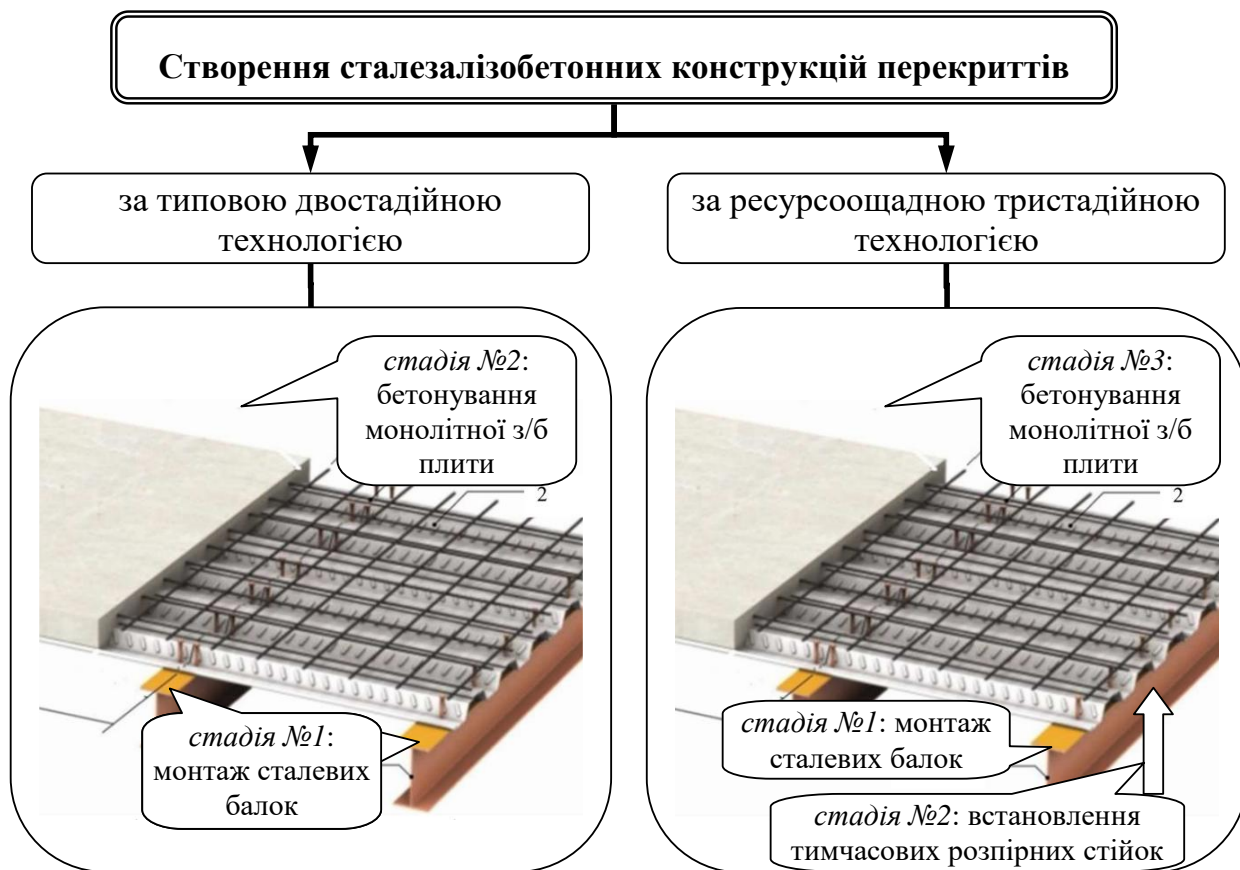


Рис. 1. Багатостадійна технологія створення сталезалізобетонних перекриттів

За типової технології виготовлення сталезалізобетонних перекриттів досить часто лише нижня частина перерізу сталевих несучих балок працюватиме на розтяг. Відповідно верхня частина сталевих балок працюватиме на стиск, що приводить до неефективного використання несучої здатності сталевих, значно дорожчого за бетон, стиснутого перерізу. Якщо попереднім натягом встановлених інвентарних стійок створити протилежний експлуатаційному вигин сталевих балок перекриття, буде досягнуто їхнє попереднє напруження. Тоді буде реалізовано вдаль використання фізико-механічних властивостей використаних матеріалів: зусилля стиску сприйматиме монолітний бетон, а зусилля розтягу – уся частина перерізу сталевих балок.

Для підтвердження описаних теоретичних викладок проведено

експериментальні дослідження на сталезалізобетонних балках довжиною 8700 мм, що склалися зі сталевих балок складеного перерізу (прокатний двотавр № 36 із підсиленою нижньою полицкою смугою 12×100 мм) і залізобетонної монолітної плити товщиною 120 мм проектного класу міцності С16/20 (рис. 2, а). Коефіцієнт армування перерізу дорівнює 5,8 %. Вказані балки – несучі балки монолітного сталезалізобетонного перекриття житлової будівлі, влаштовані з кроком 3 м. Сталеві балки шарнірно спиралися на наявні залізобетонні колони будівлі. У розрахунках використана ефективна ширина монолітної залізобетонної полицки, визначена залежно від прогону сталеві балки і точок розташування нульових моментів вздовж осі балки на епюрі внутрішніх зусиль. Армування монолітної залізобетонної плити виконано двома арматурними сітками із

стрижнів Ø10 мм класу міцності А500С з кроком 200×200 мм. Сумісна робота сталевій двотавровій балки та монолітній залізобетонній плити забезпечена за

допомогою S-подібних анкерів довжиною 400 мм із стрижнів Ø12 мм класу А500С, приварених до верхньої полицки сталевих двотаврів із кроком 400 мм у два ряди.

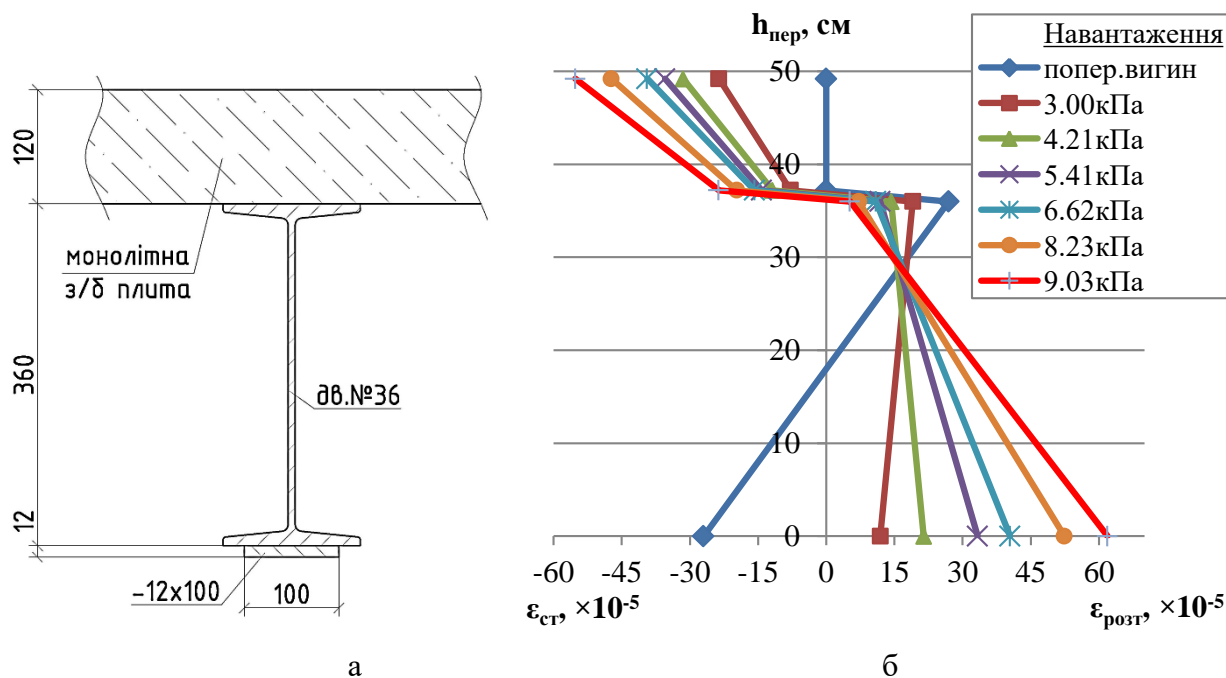


Рис. 2. Зміна відносних деформацій по висоті перерізу балки експериментально випробуваного СЗБ перекриття на кожному етапі навантаження:
а – поперечний переріз (конструкція) перекриття; б – зміна відносних деформацій

Попередні напруження сталевих балок експериментально досліджених сталезалізобетонних конструкцій створювали за допомогою тимчасових стійок опалубки (рис. 3), встановлених у натяг вздовж балки згідно з правою конструктивною схемою на рис. 1. Очікуваний вплив від попереднього напруження сталевих балок – зменшення прогинів перекриття і можливість зменшення поперечного перерізу самих сталевих балок.

Навантажували ділянку перекриття вантажем у вигляді газоблоків у шість етапів. Для вимірювання відносних деформацій сталезалізобетонного перекриття в зоні дії максимальних згинальних моментів (рис. 4) використо-

ували дротяні електротензорезистори 2ПКБ-20-200ХБ з базою 20 мм. Для контролю визначення деформацій використано тензометри Гугенберґера з базою 20 мм (ціна поділки 5×10^{-5}).

На рис. 5 показано розвиток відносних деформацій, отриманих за результатами вимірювання опору електротензорезисторів, наклеєних у крайніх за висотою точках перерізу сталезалізобетонного перекриття, із збільшенням зовнішнього навантаження. Зміна відносних деформацій нижньої полицки двотавра балки, отримана за показаннями електротензорезистора Т1 і тензометра Гугенберґера, має ідентичний характер (максимальна розбіжність склала 16,7 %, що пояснюють різною ціною

поділки вказаних вимірювальних приладів) і свідчить про достатню точність і якість вимірювань під час натурального експерименту.

На отриманому в результаті проведення експериментальних випробувань графіку зміни відносних деформацій за висотою перерізу

сталезалізобетонного перекриття на кожному етапі навантаження (рис. 2, б) спостерігали стрибок деформацій на межі верхньої полицьки сталевих двотавра та низу бетонної плити. Це ще раз доводить про різний початковий напружено-деформований стан шарів конструкції.



Рис. 3. Вигляд на СЗБ перекриття:
а – зверху; б – знизу зі встановленою інвентарною опалубкою

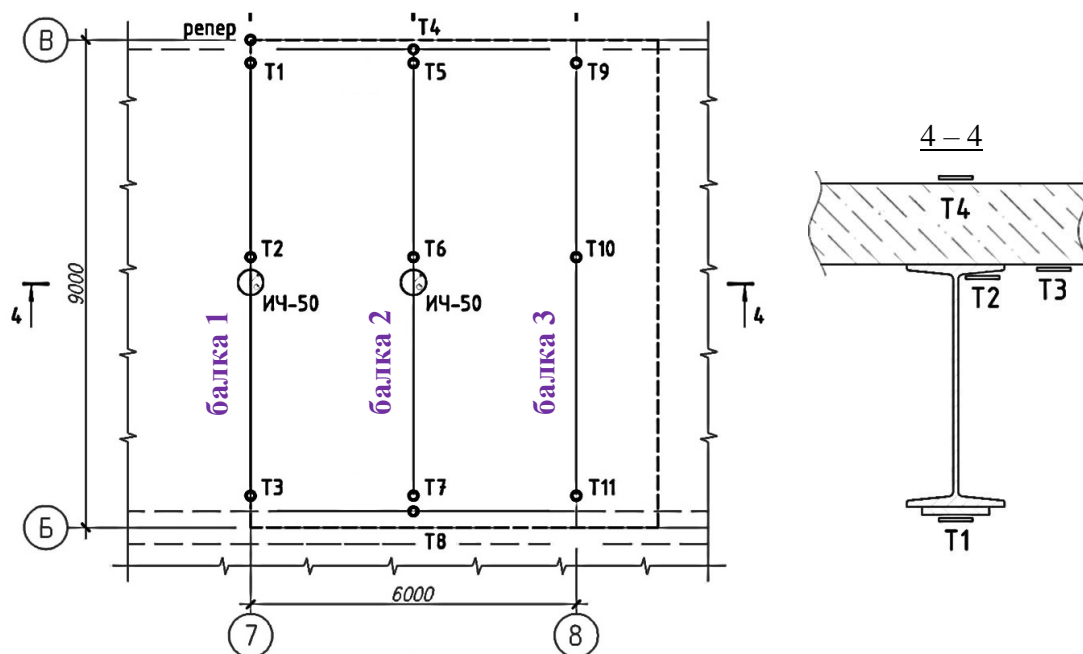


Рис. 4. Схема розміщення електротензорезисторів у перерізі СЗБ балок

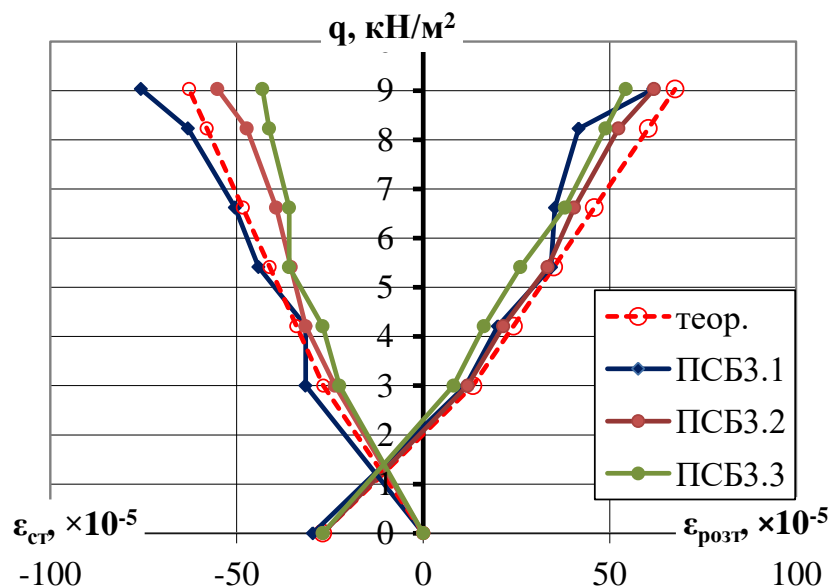


Рис. 5. Приріст відносних деформацій найбільш стиснутого та розтягнутого волокон перерізу сталезалізобетонних балок

Висновки з дослідження і перспективи, подальший розвиток у даному напрямку. Розривність лінійного вигляду на межі верхньої полицки сталевих двотавра та низу бетонної плити діаграми відносних деформацій у поперечному перерізі сталезалізобетонних перекриттів можна пояснити бістадійною технологією його виготовлення: на першій стадії в більшості випадків влаштовують сталеві несучі балки, що самостійно сприймають вагу свіжо вкладеної бетонної суміші, а на другому етапі сталезалізобетонне перекриття працює сумісно на експлуатаційне навантаження. Уникнути бістадійної роботи сталезалізобетонних перекриттів можна установленням на час бетонування монолітної плити тимчасових стійок під сталеві балки або влаштуванням

монолітної плити по інвентарній тимчасовій опалубці. Під час експериментального навантаження фрагмента сталезалізобетонного перекриття збільшення відносних деформацій за висотою поперечного перерізу з урахуванням попереднього вигину сталевих балок аналогічні тим, які були передбачені під час теоретичного аналізу напружено-деформованого стану таких балок. Урахування попереднього напруження сталевих балок дало змогу зменшити їхній переріз із прокатного двотавра № 45 на двотавр № 36 зі смугою по нижньому поясу, що зменшує витрати сталі на 11,1 %. Забезпечення сумісної роботи двотавра з монолітною залізобетонною плитою дало змогу зменшити переріз балок із двотавра № 50, що зменшує витрати сталі на 24,4 %.

Список використаних джерел

1. Філіпчук С. В., Налєпа О. І., Голуб А. О., Баран Д. Я. Аналіз існуючих архітектурно-конструктивних рішень захисних фортифікаційних споруд. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*. Рівне: НУВГтаП, 2023. Вип. 43. С. 228–237. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i43.25>.

2. Гасенко А. В., Новицький О. П., Пенц В. Ф. Реконструкція багатоповерхових промислових будівель під доступне житло із використанням ресурсозберувальних конструктивних рішень. *Зб. наук. праць Вісник НУВГП. Серія «Технічні науки»*. Рівне: НУВГтаП, 2021. Вип. 2(94). С. 27–40. <https://doi.org/10.31713/vt220214>.
3. Павліков А. М., Гарькава О. В. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В. 2.6-98: 2009): навч. посіб. Полтава: ПолтНТУ, 2012. 85 с.
4. Su Y. Y. Gao X. L. Analytical model for adhesively bonded composite panel-flange joints based on the Timoshenko beam theory. *Composite Structures*. 2014. Vol. 107. P. 112–118.
5. Шмуклер В. С., Лучковський І. Я. Врахування повної діаграми «σ–ε» в алгоритмі розрахунку залізобетонних елементів. *Будівельні конструкції*. Київ: Будівельник, 2003. Вип. 59. С. 143–150.
6. Савицький М. В., Нікіфорова Т. Д., Фролов М. О. Напружено-деформований стан сталезалізобетонних конструкцій перекриття на етапі зведення споруд. *Український журнал будівництва та архітектури*. Дніпро: ПДАБА, 2021. № 3(003). С. 101–106. <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.010721.101.772>.
7. Гасенко А. В. Огляд методів створення попередніх самонапружень у згинаних просторових сталезалізобетонних конструкціях. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*. Рівне: НУВГтаП, 2022. Вип. 41. С. 110–118. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.12>.
8. Гасенко А. В., Кириченко В. А., Крупченко О. А. Чисельні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних ребристих плит покриття. *Зб. наук. праць. Серія «Галузеве машинобудування, будівництво»*. Полтава: ПолтНТУ, 2013. Вип. 4(39). С. 78–83.

Семко Олександр Володимирович, доктор технічних наук, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії, Навчально-науковий інститут архітектури, будівництва та землеустрою, Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». ORCID iD: 0000-0002-2455-752X. Тел.: +38 (050) 305-09-70. E-mail: al.vl.semko@gmail.com.

Гасенко Антон Васильович, доктор технічних наук, професор кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою, Навчально-науковий інститут архітектури, будівництва та землеустрою, Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». ORCID iD: 0000-0003-1045-8077. Тел.: +38 (050) 404-64-88. E-mail: gasentk@gmail.com.

Гасенко Ліна Володимирівна, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівництва, архітектури та дизайну, Херсонський державний аграрно-економічний університет. ORCID iD: 0000-0002-1310-914X. Тел.: +38 (095) 663-21-46. E-mail: lin02011@meta.ua.

Мудрий Іван Володимирович, студент групи 601-БП, Навчально-науковий інститут архітектури, будівництва та землеустрою, Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка».

Semko Oleksandr, Dr. Sc. (Tech.), Head of the Department of Construction and Civil Engineering of the Educational and Scientific, Institute of Architecture, Construction and Land Management, National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic». ORCID iD: 0000-0002-2455-752X. E-mail: al.vl.semko@gmail.com.

Hasenko Anton, Dr. Sc. (Tech.), Professor of the Department of Highways, Geodesy and Land Management of the Educational and Scientific, Institute of Architecture, Construction and Land Management, National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic». ORCID iD: 0000-0003-1045-8077. E-mail: gasentk@gmail.com.

Hasenko Lina, PhD (Tech.), Associate Professor of the Department of Construction, Architecture and Design, Kherson State agrarian and economic University. ORCID iD: 0000-0002-1310-914X. E-mail: lin02011@meta.ua.

Mudryu Ivan, student group 601-BP of the Educational and Scientific Institute of Architecture, Construction and Land Management, National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic».

Статтю прийнято 27.03.2025 р.