

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 2

Київ – КНУБА – 2018

Зареєстрований Міністерством юстиції України (свідоцтво КВ 22149-12049Р від 23.05.2016).

Матеріали збірника схвалені на засіданні Вченої ради університету і рекомендовані до видання (протокол №11 від 30 березня 2018 р.).

Наведені результати наукових досліджень будівельних конструкцій, методи розрахунку будівельних конструкцій, використання нових прогресивних матеріалів в будівельних конструкціях, методи підсилення будівельних конструкцій, будівель та споруд.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних організацій та виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів навчальних закладів будівельного напрямку.

Редакційна колегія

Журавський О.Д., к.т.н., доцент – відповідальний редактор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Білик С.І.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Бойко І.П.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Клімов Ю.А.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Кріпак В.Д.**, к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Станкевич А.М.**, к.т.н., доцент (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Усаковський С.Б.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Колякова В.М.**, к.т.н., доцент – відповідальний секретар (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Бабич Є.М.**, д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Бамбура А.М.**, д.т.н., професор (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій); **Бліхарський З.Я.**, д.т.н., професор (Національний університет «Львівська політехніка»); **Давиденко О.І.**, д.т.н., професор (Національний університет біоресурсів і природокористування України); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури); **Павліков А.М.**, д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка); **Савицький М.В.**, д.т.н., професор (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Шмуклер В.С.**, д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова).

Адреса редколегії: 03680, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, каб. 104.

ISSN 2522-4182

©Київський національний університет
будівництва і архітектури, 2018

УДК 624.042

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КОТЛОВАНУ ДОВГОБУДУ НА
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН НЕСУЧИХ
КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ, ЩО ЕКСПЛУАТУЄТЬСЯ**

**ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ КОТЛОВАНА ДОЛГОСТРОЯ НА
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ НЕСУЩИХ
КОНСТРУКЦИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ**

**RESEARCH OF INFLUENCE OF UNFINISHED CONSTRUCTION
EXCAVATION ON STRESS-STRAIN STATE OF EXPLOITED
BUILDING BEARING STRUCTURES**

Банах А.В., к.т.н., доц. (Запорізька державна інженерна академія, м. Запоріжжя)

Банах А.В., к.т.н., доц. (Запорожская государственная инженерная академия, г. Запорожье)

Banakh A.V., candidate of technical sciences, docent (Zaporizhzhia State Engineering Academy, Zaporizhzhia)

Наведено результати розрахунку несучих конструкцій будівлі, що експлуатується тривалий час, сумісно з ґрунтовим масивом її основи з урахуванням котловану довгобуду, розташованого поряд.

Приведены результаты расчета несущих конструкций длительно эксплуатируемого здания совместно с ґрунтовым массивом его основания с учетом котлована долгостроя, расположенного рядом.

The results of computation of bearing structures of long-time exploited building together with a soil massif of its foundation base and the nearby located unfinished construction excavation are given.

Ключові слова:

Будівля, конструкція, деформації, напруження, експлуатація, довгобуд, котлован.

Здание, конструкция, деформации, напряжения, эксплуатация, долгострой, котлован.

Building, structure, strains, stresses, exploitation, unfinished construction, excavation.

Вступ. У зв'язку зі складною та нестабільною економічною ситуацією,

а також різким скороченням обсягів інвестицій в будівельну галузь протягом останніх 10 років, в містах України утворилася значна кількість довгобудів багатоповерхових і висотних цивільних будівель, переважно житлових. Будівництва, розпочаті в сприятливий період стрімкого розвитку галузі (навесні-влітку 2008 року), різко припинилися на стадії робіт нульового циклу, а саме – відритого котловану.

Нові житлові будівлі передбачаються багатоповерховими або висотними, що потребує організації відповідної соціальної інфраструктури у їх межах. При цьому автомобільний паркінг раціонально розміщувати на підземних поверхах. Чинні норми щодо влаштування підземних паркінгів вимагають збільшеної будівельної висоти поверху, що призводить до виїмки відповідної товщі ґрунту та значної глибини котловану. Глибина котловану також збільшується за рахунок перерізу залізобетонної фундаментної плити, що здатна сприймати величезні навантаження від конструкцій будівлі.

В більшості випадків нові будівлі проектується серед існуючої забудови (в тому числі щільної), зведеної 40...50 і більше років тому, яка складається з об'єктів висотою 5...7 поверхів. Одним з найважливіших інженерних завдань є забезпечення належного технічного стану будівель протягом їх терміну експлуатації та життєвого циклу, а також надійності та довговічності несучих конструкцій об'єктів. Елементи несучих конструкцій будівель і споруд, що експлуатуються, одержують деформації та напруження, які з часом тільки збільшуються і значення яких залежать від певних умов експлуатації.

Найважливішими умовами майданчику забудови є інженерно-геологічні, в тому числі складні, серед яких виділяються просідаючі ґрунти. Окрім рівномірних осідань будівель, спричинених їх вагою, внаслідок замочування відбуваються нерівномірні, що призводять до надмірних кренів існуючих об'єктів забудови, значних деформацій або руйнування несучих конструкцій та погіршення технічного стану будівлі в цілому.

Одним з чинників, який сприяє замочуванню ґрунтів основ фундаментів існуючих будівель, що експлуатуються поряд з розпочатим новим будівництвом, є незакритий котлован довгобуду, в який потрапляють дощова вода, тала вода від снігу, стікають поверхневі води з прилеглої території. В результаті можливо замочування ґрунту нижче котловану, а також його стінок (відкосів). Крім того, спостерігається загальне ослаблення ґрунтового масиву прилеглої ділянки забудованої території й утворення загрози зсуву.

В контексті наведеного вище завдання важливо дослідити вплив наслідків наявності котловану довгобуду – ослаблення ґрунтового масиву в цілому та додаткове замочування відкосів котловану, що може привести до просідання ґрунту під існуючим об'єктом, – на напружено-деформований стан (НДС) несучих конструкцій будівель, що

експлуатуються поряд.

Стан питання. Актуальність проблеми зумовлена сучасними тенденціями щодо способів реконструкції житлових кварталів, серед яких неабияка увага приділяється ущільненню міської забудови [1]. При цьому суто технічні проблеми, що виникають при зведенні висотних і багатоповерхових об'єктів серед існуючих будівель часто у рази меншої поверховості, не розглядаються, проте згадуються, наприклад, у [2]. Проектувальники будівельних конструкцій, основ і фундаментів концентруються на нових об'єктах будівництва і не переймаються будівлями, що експлуатуються поряд, за відсутності відповідних детальних вказівок, наприклад, у нормативних документах [3], наукових працях [4] та ін. Комплексні заходи, спрямовані на збереження існуючого нерухомого фонду, також відсутні [5].

Проте останнім часом спостерігається підвищення інтерес до забезпечення належного технічного стану будівель, що експлуатуються, насамперед при їх реконструкції. Про необхідність урахування наявних деформацій конструкцій будівель, що експлуатуються, а також про механічні дії на існуючі об'єкти важких будівельних машин і механізмів, що застосовуються при зведенні нових будівель, йдеться у [6]. Необхідність урахування поточного технічного стану об'єктів, що експлуатуються, при їх реконструкції доведена у [7].

У [8] обґрунтовано необхідність урахування при розрахунках будівель і споруд запроектованих навантажень, тобто таких, які виникли в процесі експлуатації та не могли бути враховані при проектуванні об'єктів, однак з певного моменту експлуатації починають діяти. В якості такого запроектованого (додаткового) навантаження на будівлю, що експлуатуються, в даному дослідженні виступають переміщення елементів несучих конструкцій від нерівномірних осідань фундаментів, викликаних просіданням ґрунту основи при його неоднократному замочуванні через відкис котловану довгобуду.

Найбільш небезпечні місця розташування воронки просідання відносно осей будівлі в плані припадають на торцеві та кутові ділянки об'єкту, що визначено в праці [9]. Особливості вибору розрахункової моделі будівлі в залежності від особливостей її експлуатації наведені у [10], але за нормами [11] однозначно має застосовуватися просторова розрахункова модель будівлі сумісно з ґрунтовим масивом її основи.

Постановка мети і завдань дослідження. Метою дослідження є визначення впливу процесів, викликаних тривалою наявністю котловану довгобуду, на НДС несучих конструкцій будівлі, що експлуатується поряд. До згаданих процесів відносяться замочування відкосів котловану, що може привести до просідання ґрунту під існуючим об'єктом, та ослаблення ґрунтового масиву в цілому, що утворює загрозу зсуву.

Завданнями дослідження є: побудова та розрахунок просторової моделі будівлі, що експлуатується, сумісно з ґрунтовим масивом її основи з

урахуванням поточного деформованого стану, але без урахування котловану (для порівняння результатів); побудова та розрахунок просторової моделі будівлі, що експлуатується, сумісно з ґрунтовим масивом її основи з урахуванням поточного деформованого стану та з урахування котловану; порівняння результатів розрахунку двох варіантів моделей між собою (переміщень і напружень); порівняння результатів розрахунку двох варіантів моделей з результатами натурного обстеження будівлі, що експлуатується.

Методика досліджень. Для визначення впливу процесів, викликаних тривалою наявністю котловану довгобуду, на НДС несучих конструкцій будівлі, що експлуатується поряд, обрана ділянка території м. Запоріжжя, забудованої житловими будівлями у два етапи – 5...6-поверховими у середині 60-х рр. XX ст. і 12...14-поверховими в середині 80-х рр. Ділянка має ухил $i = 1:23$ і представлена на рис. 1.



- 1 – котлован довгобуду (межі позначено умовно);
- 2 – 5-поверхова житлова будівля, що досліджується;
- 3 – шпунтова стінка;
- 4 – 12-поверхова існуюча житлова будівля;
- 5 – 14-поверхова існуюча житлова будівля.

Рис. 1. Ситуаційний план розташування будівлі та котловану

Основи складені просідаючими ґрунтами, потужність яких складає 24...27 м. Лише до збудованих пізніше 12...14-поверхівок застосовано весь комплекс конструктивних протипросідаючих заходів, в тому числі палеві фундаменти. В побудованих раніше 5-поверхових будівлях

вляштовано лише монолітні залізобетонні пояси жорсткості.



Рис. 2. Загальний вигляд існуючої будівлі, що досліджується

Будівля, що розглядається, безкаркасна цегляна 5-поверхова з цокольним поверхом. Загальний вигляд показано на рис. 2. Нереалізований проект є житловим комплексом, що складається з п'яти секцій – 24, 24, 20, 16 і 9 поверхів. Загальний вигляд представлений на рис. 3.



Рис. 3. Проект житлового комплексу довгобуду

Перші два поверхи незбудованого житлового комплексу відведені під об'єкти обслуговування мешканців мікрорайону. Автомобільний паркінг

передбачений на двох підземних поверхах під усім комплексом. Конструктивна схема секцій комплексу каркасна, зведення передбачалося з монолітного залізобетону. Житловий комплекс і, відповідно, котлован мають в плані складну форму. Глибина котловану складає 10,5 м. Було передбачено пальовий фундамент з палями-стойками.

Будівництво об'єкту розпочалося навесні та припинилося у вересні 2008 року. За проектом було передбачено одну шпунтову стінку 3 (див. рис. 1), яка б зміцнювала відкіс з боку 12-поверхової будівлі, відстань до якої менша за відстань до існуючої 5-поверхівки і складає близько 15 м.



Рис. 4. Вигляд котловану довгобуду станом на січень 2018 року

Найменша відстань від існуючої 5-поверхівки до краю відкосу складає 20 м. Вигляд котловану станом на січень 2018 року показано на рис. 4.

Деформації 5-поверхової житлової будівлі зареєстровані у 2010 році під час обстеження спеціалістами Запорізького відділення Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» після чисельних звернень мешканців. Напрямок деформацій показано на рис. 1. В результаті влаштовано додаткову шпунтову стінку (рис. 5), яка підсилює відкіс з боку 5-поверхівки, а також виконано роботи зі зміцнення ґрунтів основ методом глибинного змішування способом цементації. Подальші деформації не виявлялися.



Рис. 5. Додаткова шпунтова стінка (вигляд станом на січень 2018 року)

Обчислювальний експеримент проводився із застосуванням програмного комплексу «Ліра» версії 9.6 R8 (ПК), що реалізує метод

скінчених елементів, за просторовими розрахунковими моделями, які включають, окрім існуючої будівлі, що розглядається: модель 1 – масив ґрунту основи; модель 2 – масив ґрунту основи з урахуванням котловану довгобуду й замочування стінок і днища котловану. Модель 1 показана на рис. 6, модель 2 – на рис. 7.

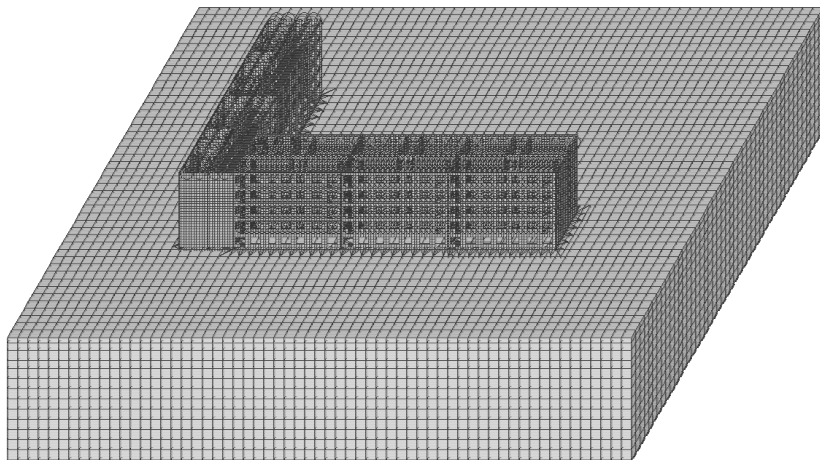


Рис. 6. Розрахункова модель 1 будівлі (без урахування котловану)

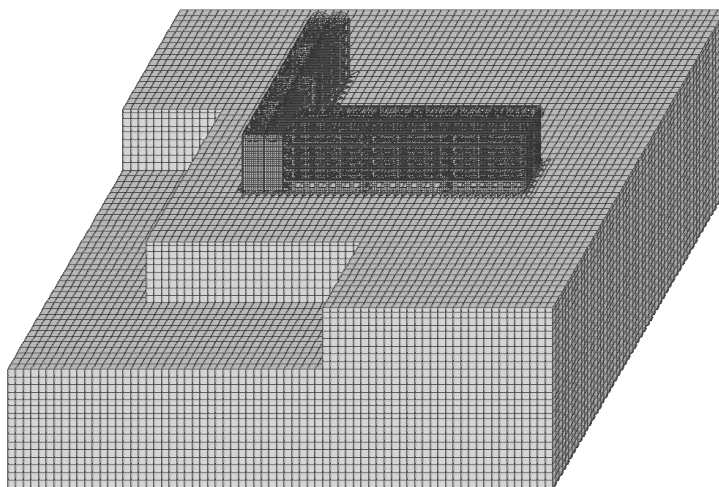


Рис. 7. Розрахункова модель 2 будівлі (з урахуванням котловану)

Елементи ґрунту моделювалися об'ємними скінченими елементами

(СЕ), елементи несучих стін будівлі та її фундаментів – плоскими СЕ, поясів жорсткості та перекриття – стержневими СЕ. Задані в ПК параметри жорсткості СЕ відповідають реальним фізико-механічним характеристикам матеріалу конструктивних елементів, включаючи ґрунти основ. Замочування ґрунту моделювалося виключенням з роботи відповідної сукупності об'ємних СЕ (суттєвим зниженням механічних характеристик).

В розрахунковій моделі враховувалися постійне, корисне, снігове та вітрове навантаження за окремими завантаженнями. Значення навантажень взяте за чинними нормами [12], що також негативно вплинуло на НДС. Навантаження від вітру прикладене з найбільш несприятливого боку будівлі.

В результаті розрахунків одержано значення переміщень вузлів моделей та еквівалентних напружень в елементах за окремими завантаженнями.

Результати досліджень. Сумарні переміщення в найбільш небезпечних ділянках розрахункових моделей визначалися додаванням переміщень відповідних вузлів за окремими завантаженнями. Сумарні еквівалентні напруження в найбільш небезпечних елементах розрахункових моделей визначалися додаванням напружень у відповідних елементах за окремими завантаженнями. Результати розрахунку за моделями 1 і 2, а також відхилення розрахункових параметрів між моделями наведені у табл. 1.

Таблиця 1
Результати розрахунку за моделями 1 і 2 та відхилення розрахункових параметрів

Варіант моделі	Переміщення, мм				Напруження, т/м ²	
	Вісь X		Вісь Y	Вісь Z	N _S	N _E
	max	min	min	min		
1	4,57	-20,24	-21,38	-88,51	-159,681	73,110
2	5,32	-27,78	-30,76	-90,85	-172,348	78,546
Відхилення, %	14,04	27,15	30,49	2,57	7,35	6,92

Максимальне відхилення, одержане для горизонтальних переміщень в напрямку меншої жорсткості будівлі, складає 30,49 % (за окремими завантаженнями горизонтальні переміщення можуть бути більше у декілька разів). Значення переміщень більші за варіантом розрахункової моделі 2 – з урахуванням котловану. Варто зазначити, що значення вертикальних переміщень включають рівномірні осідання будівлі.

Максимальне відхилення еквівалентних напружень складає 7,35 %, причому їх значення також більші за варіантом розрахункової моделі 2 – з урахуванням котловану (за окремими завантаженнями еквівалентні напруження більші на 22,26 %).

Таким чином, при наявності котловану довгобуду з'являються додаткові переміщення та напруження, які погіршують НДС несучих конструкцій та технічний стан будівлі в цілому. У розглянутому випадку ні переміщення, ані напруження не досягли небезпечних величин, але за певних обставин можуть привести до втрати несучої здатності. Треба звернути увагу на те, що відхилення деяких переміщень значні й не могли виникнути лише за рахунок збільшення характеристичних значень навантажень за нормами [12].

Відхилення розрахункових параметрів за варіантом розрахункової моделі 2 – з урахуванням котловану довгобуду – від фактично визначених значень у ході натурного обстеження 2010 року знаходяться в межах 5 % і більші за результатами розрахунку, отже модель, що використовується, можна вважати адекватною реальному НДС несучих конструкцій будівель і споруд.

Висновки.

Одним з чинників, який сприяє замочуванню ґрунтів основ фундаментів існуючих будівель, що експлуатуються поряд з розпочатим новим будівництвом, є незакритий котлован довгобуду, в який потрапляють дощова вода, тала вода від снігу, стікають поверхневі води з прилеглої території. В результаті можливо замочування ґрунту нижче котловану, а також його стінок (відкосів). Крім того, спостерігається загальне ослаблення ґрунтового масиву прилеглої ділянки забудованої території й утворення загрози зсуву. Це призводить до погіршення НДС конструкцій і технічного стану будівель.

В чинній законодавчій та нормативній базі будівництва відсутні детальні вказівки щодо забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, що експлуатуються поряд з новим будівництвом, враховуючи їх фактичний деформований стан і технічний стан в цілому. Розробка таких вимог сприяла б збереженню існуючого житлового фонду.

Результати досліджень останніх років демонструють необхідність урахування при розрахунках конструкцій будівель і споруд поточного технічного стану об'єкту, деформованої схеми, одержаної за результатами натурного обстеження, запроектованих навантажень, що виникають протягом терміну експлуатації будівлі, та не могли бути враховані при проектуванні.

При наявності котловану довгобуду з'являються додаткові переміщення та напруження, які погіршують НДС несучих конструкцій та в цілому технічний стан будівлі, що експлуатується. Значення переміщень і напружень більші за варіантом розрахункової моделі 2 – з урахуванням котловану. Максимальне відхилення еквівалентних напружень складає 30,49 %. Максимальне відхилення еквівалентних напружень складає 7,35 %. Сумарні переміщення та напруження можуть не досягати небезпечних величин, але за певних обставин можуть привести до втрати несучої здатності.

Окрім наявності котловану, при визначенні НДС несучих конструкцій

існуючих будівель в розрахунковій моделі необхідно враховувати інші зовнішні фактори, що виникають в процесі експлуатації об'єкту, зокрема наявність поряд інших будівель і споруд, вплив транспортних потоків, використання важких будівельних машин і механізмів тощо.

Також подальші дослідження можуть проводитись у напрямку визначення залежності НДС конструкцій оточуючих будівель від глибини котловану, куту його відкосів, фізико-механічних характеристик ґрунтів, ухилу поверхні забудованої території, кількості опадів, що потрапляють у котлован на рік, наявності шпунтових стінок та їх стану, розмірів і поверховості будівель, а особливо – від відстані між будівлею, що експлуатується, та межею котловану, що особливо актуально для щільної міської забудови історичних центрів значних і значніших міст.

1. Синий С. В., Линник И. Э., Тихоненко Ю. В. Методы реконструкции жилых кварталов // Комунальне господарство міст : науково-технічний збірник. Харків, 2012. С. 268-272.
2. Осітнянко А. П. Планування розвитку міста. Київ, 2005. 386 с.
3. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ. Київ, 2009. 41 с.
4. Єсипенко А. Д. Наукові основи забезпечення надійності і безпечної експлуатації будівель та споруд : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.08. Київ, 2007. 386 с.
5. Улицкий В. М., Шашкин А. Г., Шашкин К. Г. Геотехническое сопровождение развития городов: практическое пособие проектировщика. Санкт-Петербург, 2010. 551 с.
6. Safety Assessment of Existing Buildings and Structures: monography / Eremin K. I. and others. Stockholm, 2016. 268 p.
7. Федченко А. И., Банах В. А., Банах А. В. Обеспечение надежной эксплуатации жилых зданий массовой застройки в условиях ограниченной информации // Строительство. Материаловедение. Машиностроение : сб. науч. трудов. – Днепропетровск, 2015. Вып. 82. С. 6-13.
8. Ромашкіна М. А. Вплив запроектованих навантажень на напружено-деформований стан конструкцій будівель та споруд : дис. ... к-та техн. наук : 05.23.01. Київ, 2016. 152 с.
9. Шкода В. В., Сьомчина М. В., Шкода А. В. Вплив місця розташування джерела замочування просідаючих ґрунтів основи на зміни напружено-деформованого стану несучих стін будівель // Містобудування та територіальне планування : науково-технічний збірник. Київ, 2017. Вип. 63. С. 509-514.
10. Федченко А. И., Банах В. А., Самойленко Л. Е. Анализ зависимости проверочных расчетов крупнопанельного здания при реконструкции от особенностей его эксплуатации // Мир науки и инноваций : сб. науч. трудов. Иваново, 2015. Вып. 2. Том 3. С. 74-83.
11. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ, 2009. 104 с.
12. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. Киев, 2006. 78 с.

УДК 691.322

**ОСОБЛИВОСТІ ВЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ З
БУРОНАБИВНИХ ПАЛЬ**

**ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ ИЗ
БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ**

FEATURES OF LETTERING OF BURNABOVIC FUEL FUNCTIONS

Петренко Ю.В. к.т.н., доц. (НУ «Львівська політехніка», кафедра
Архітектурного проектування та інженерії, м. Львів)

Петренко Ю.В. к.т.н., доц. (НУ «Львовская политехника», кафедра
Архитектурного проектирования и инженерии, г. Львов)

Petrenko Y.V. phd., candidate of technical sciences, docent (Lviv
Polytechnic National University, Department of Architectural Design and
Engineering, Lviv)

В статті викладені актуальні проблеми по спорудженню будівель в складних інженерно геологічних умовах. Сучасні умови будівництва дозволяють використовувати нові передові методи і технології для спорудження будівель на ділянках, які до цього часу вважалися непридатними для будівництва внаслідок складних інженерно геологічних умов.

В статье изложены актуальные проблемы по сооружению зданий в сложных инженерно геологических условиях. Современные условия строительства позволяют использовать новые передовые методы и технологии для возведения зданий на участках, до сих пор считавшихся непригодными для строительства из за сложных инженерно геологических условий.

In the articles expounded issues of the day are on building of buildings in difficult engineer geological terms. The substantial increase of cost of earth in the Ukrainian cities compels investors and build campaigns to pay a regard to lot lands which to this time was considered useless for building as a result of difficult engineer geological terms. The modern terms of building allow to utilize new front-rank methods and technologies which provide building of buildings on beforeinaccessible areas: in ravines, on bogs, steep slopes, etc.

Ключові слова:

Паля, бетон, ґрунт, фундамент, каркас, арматура, основа, осідання
Свая, бетон, ґрунт, фундамент, каркас, арматура, основа, оседание
Pile, concrete, soil, foundation, frame, fittings, foundation, settling

Постановка проблеми. На сьогоднішній день будівництво в Україні є однією з найбільш потужних галузей промисловості, що розвивається прискореними темпами. Підвищення цін на будівельні матеріали, збільшення вартості земельних ділянок під забудову призводить до зростання вартості будівництва. В той же час інвестори та будівельні компанії зацікавлені в спорудженні об'єктів в місцях найбільш сприятливих для подальшої експлуатації споруд. Це призводить до використання під забудову ділянок, які колись вважалися неперспективними через складність рельєфу, щільність прилеглої забудови, слабкі ґрунти, чи високий рівень ґрунтових вод.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. В останній час використання таких ділянок набуває все більш актуального значення. Водночас будівництво в таких місцях пов'язане з ризиком деформацій чи тріщиноутворення в існуючих будівлях, ризиком підтоплення чи руйнування стінок котлованів. Наприклад спорудження багатопверхових житлових будинків на вільних від забудови ділянках в центральній частині міста зі щільною прилеглою забудовою може призвести і, почасти, призводить до появи наскрізних тріщин в прилеглих житлових будинках, нерівномірних осадок існуючих фундаментів, що тягне за собою численні скарги мешканців призупинення будівництва та судові позови.

Будівництво в таких місцях велося раніше, ведеться і сьогодні. При цьому проектами, як правило, передбачається підсилення фундаментів традиційними методами, шляхом влаштування підбетонки для збільшення ширини підшви фундаменту, влаштування суцільних бетонних плит по периметру капітальних стін щоб звести до мінімуму навантаження на ґрунти основи, що з одного боку призводить до зменшення поверховості, а з іншого – не дає можливості використання земельної ділянки з максимальною ефективністю, наприклад спорудження висотної будівлі. Крім того, влаштування підвальної частини новобудови при наявності прилеглих фундаментів мілкового закладання є проблематичним з точки зору наведених вище ризиків. В сучасних умовах у будівництві є можливість використовувати нові передові методи і технології, які забезпечують спорудження будівель на раніше недоступних ділянках: в ярах, на болотах, крутих схилах, в системі щільної рядової забудови і т. ін.

Формулювання цілі статті. В даній статті детально розкривається один з методів влаштування фундаментів з буро набивних палей за новітніми технологіями. Подається принципова технологічна схема та заходи по забезпеченню контролю якості виконання робіт.

Виклад основного матеріалу. Влаштування такого типу фундаментів не лімітує навантаження на новобудову. Можливість влаштування буро набивних паль впритул до існуючих споруд забезпечує їх міцність і тріщиностійкість. Здатність паль сприймати горизонтальні навантаження дає можливість використовувати їх як несучі елементи підпірних стін котлованів.

Для забезпечення високої якості виконання робіт, влаштування фундаментів з буро набивних паль можна розбити на наступні етапи:

1. Підготовчі операції

1.1. На території будівельного майданчика повинне бути виконане вертикальне планування і внутрішні під'їзні шляхи, необхідні для безперешкодного пересування самохідної бурової і будівельної техніки (виконується Замовником).

1.2. У разі слабких несучих властивостей ґрунтів, що залягають поблизу денної поверхні, при влаштуванні котловану повинна бути здійснена підготовка підоснови котловану шляхом укладання з пошаровим трамбуванням щебеню або цегляного бою по геотекстильному полотну типу «Дорніт», «Тайпар» (виконується Замовником) і пандус з ухилом 5—7° для з'їзду бурової установки в котлован.

1.3. На будівельному майданчику повинно бути здійснено винесення осей будівлі, що будується, для подальшої геодезичної розбивки палевого поля (виконується Замовником).

1.4. Установка і підключення допоміжних агрегатів для забезпечення процесу буріння і бетонування паль включає: монтаж бурової установки з вежею; підключення силових агрегатів; пристрій ділянки електрогазоварювальних робіт, перевірка працездатності комплексу механізмів.

2. Підготовка обсадної бурової труби (бетоноводу)

2.1. Сталеві товстостінні труби (товщина стінки 16...20 мм) поставляються на склад будівельного майданчика ланками завдовжки до 12м.

2.2. Труби зварюються до необхідної довжини палі в горизонтальному положенні на спеціальному стенді. На один кінець труби приварюється спеціальний конектор (з'єднувач) із зовнішнім діаметром, відповідним діаметру палі, що служить для приєднання до бурового наконечника через наявне штикове з'єднання.

2.3. Підготовлена бурова труба з привареним конектором підіймається лебідкою бурового агрегату і фіксується в двох точках: нижній кінець - в отворі бурового столу, верхній кінець - спеціальним обхватом до направляючої (Рис.1)

3. Занурення палі

3.1. Бурова установка переміщається на точку занурення палі і труба встановлюється вертикально в двох площинах за допомогою гідравлічної системи щогли бурової установки.

3.2. П'ятою майбутньої палі служить чавунний гвинтовий наконечник проектного діаметру, який виставляється робітниками в заданій точці поверхні основи будівельного майданчика перед установкою труби, що залишається в ґрунті (після витягання обсадної бурової труби). Потім до наконечника за допомогою штикового з'єднання через гідроізолюючу м'яку прокладку кріпиться нижній кінець обсадної бурової труби.



Рис.1. Зовнішній вигляд установки типу «Kasagrande» для влаштування буронабивних палей

3.3. Забій для майбутньої палі створюється шляхом обертально-вдавлюючого занурення системи «наконечник-бурова труба» до заданої відмітки п'яти палі. (з максимальним обертальним моментом M об. макс. = 400 кНм і постійним вдавлюючим зусиллям $P_{const}^* = 200$ кН). В процесі занурення системи в основу ґрунт розсувається в радіальному напрямі і одночасно ущільнюється. Тим самим забезпечується більш тісний

контакт бетону, з циліндричною ґрунтовою поверхнею забою. У середині труби залишається вільний повітряний простір. Відсутність води в порожнині труби забезпечується герметичною прокладкою, що встановлюється в зоні з'єднання коннектора і бурового наконечника.

3.4. Контроль глибини пробурених свердловин і показників тиску на манометрах гідравлічної системи силового модуля бурової установки здійснюється буровим майстром. Глибина занурення палі фіксується в журналі виготовлення буронабивних палей.

4. Армвання палі і бетонування

4.1. Арматурний каркас палі виготовляється на будівельному майданчику способом електродугової зварки, згідно проекту, із стрижньової арматури класу АШІ з фіксацією стрижнів в робочому положенні за допомогою спіралевидної обмотки (Рис.2).

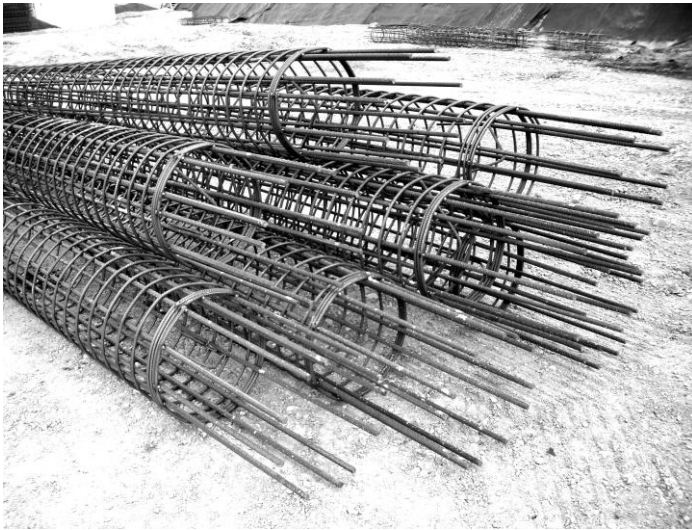


Рис.2. Зовнішній вигляд просторових арматурних каркасів

4.2. Готовий арматурний каркас занурюється у внутрішню порожнину бурової труби на проектну відмітку і фіксується на ній за допомогою лебідки з маневровою стрілою, що знаходиться на буровій установці.

4.3. Бетонна суміш з параметрами, відповідними проекту, доставляється із заводу виготовлювача на будівельний майданчик автобетонозмішувачем. Заповнення бурової труби, яка одночасно виконує функцію бетоноводу, бетонною сумішшю здійснюється через приймальну воронку, за допомогою бункера із замочним механізмом, що піднімається лебідкою з маневровою стрілою.

4.4. Після первинного заповнення зануреної до проектної відмітки бурової труби і приймальної воронки бетонною сумішшю, проводиться витягання труби з ґрунту основи, шляхом регульованого в межах $\pm 180^\circ$ знакозмінного обертання, з одночасним додаванням витягаючого осьового зусилля.

4.5. У міру витягання бурової труби відбувається укладання бетонної суміші в тілі палі, з формуванням контактної зони паля-ґрунт (Рис.3). Додаткова подача бетонної суміші в порожнину бурової труби проводиться у необхідній кількості, у міру її витягання. Рівень бетонної суміші контролюється робочим-копровщиком візуально.



Рис.3. Зовнішній вигляд свердловини, щойно заповненої бетоном

5. *Контроль якості палі*

5.1. Під час виготовлення палі і після нього контролюються наступні параметри:

5.1.1. Вертикальність палі в двох площинах - за допомогою рівня.

5.1.2. Герметичність порожнини бурової труби - візуально.

5.1.3. Опір ґрунту під час занурення обсадної бурової труби – манометром на буровій установці (можна зробити висновки про передбачувану несучу здатність палі).

5.1.4. Якість бетонної суміші - відбором зразків бетонної суміші і подальшими лабораторними випробуваннями з визначенням міцності бетону.

Однорідність бетонного заповнення (каверни, тріщини) — неруйнуючим методом звукового імпульсу Intrgrity Sonic Test (IFCO IT System).

5.1.5. Випробування контрольних паль статичним навантаженням для визначення фактичної несучої здатності паль.

5.2. Всі роботи по бурінню, заповненню бетоном свердловин, відбору контрольних зразків бетону, та результати їх випробувань записують у відповідних журналах, складених спеціально для робіт з палями, що виготовляються на устаткуванні ІНС Fundex Equipr (і бланках актів прихованих робіт).

5.3. Перевірку несучої здатності паль слід проводити після набору міцності бетону не менше 80% від проектного класу і відпочинку паль після бетонування відповідно до ГОСТ 5686-94.

6. Виконавча документація

6.1. Акти приймання прихованих робіт.

6.2. Журнал влаштування набивних паль

6.3. Геодезична виконавча схема.

6.4. Звіт про результати випробувань паль на несучу здатність статичним навантаженням.

6.5. Звіт про результати тестування паль на однорідність за матеріалом методом Integrity Sonic Test приладом неруйнуючого контролю якості паль фірми Profound (Нідерланди).

6.6. Протоколи тестування міцності зразків бетонних кубів.

6.7. Паспорти на товарний бетон.

6.8. Паспорти на арматуру і акти приймання арматурних каркасів паль.

7. Заходи щодо геомоніторингу

7.1. У ході проведення робіт силами спеціалізованої організації необхідно вести нагляд за динамікою осідань сусідніх будівель, що знаходяться в зоні можливого впливу бурових робіт (виконується Замовником).

8. Додаткові заходи при бетонуванні паль в зимовий час

8.1. Необхідність проведення додаткових заходів щодо захисту від промерзання матеріалу палі (бетону), з метою забезпечення умов набору бетонною сумішшю необхідної конструкційної міцності до моменту заморожування, виникає в період від'ємних температур в зимовий час.

8.2. Як додаткові заходи щодо захисту бетону від промерзання використовуються:

8.2.1. Ізотермія (підтримка постійної позитивної температури) бетону за рахунок природних теплових реакцій в процесі твердіння бетонної суміші.

8.2.2. Вживання протиморозних добавок у складі бетонної суміші, що забезпечують механізм твердіння при від'ємній температурі.

8.3. Виконання перерахованих нижче умов, необхідних для позитивної ізотермії бетону, в поєднанні із застосуванням протиморозних добавок, дозволяє забезпечити необхідний набір міцності бетонною сумішшю до моменту заморожування:

8.3.1. Поставка для пристрою палі бетону з введенням протиморозних добавок (наприклад Лігнопан Б-4), що дозволяють забезпечити твердіння бетонної суміші при від'ємній температурі до мінус 5⁰С із забезпеченням міцності на стиснення не менше 50% до передбачуваного моменту заморожування.

8.3.2. Постачання на об'єкт бетонної суміші з початковою температурою при завантаженні на бетонному заводі не менше плюс 50⁰С .

8.3.3. Влаштування термоса в зоні оголовка палі відразу після завершення процесу бетонування палі, за допомогою укриття оголовка мінераловатними плитами товщиною не менше 50мм, з фіксацією їх в зоні оголовка з метою обмеження притоку холодного повітря під укладене мінераловатне покриття.

8.3.4. Як альтернативний, допускається варіант установки на зону оголовка палі дерев'яного короба з дошки завтовшки 25 мм, квадратної форми розміром 0,5 x 0,5 м, заввишки не менше 0,25 м, з подальшим заповненням внутрішньої частини короба дерев'яною тирсою і укриттям короба поліетиленовою плівкою.

Висновок

Дотримання наведених вище вимог дасть можливість якісного влаштування фундаментів з буро набивних палі, що в свою чергу забезпечить максимально ефективно використання ділянки під забудову зі складними інженерно геологічними умовами і зведе до мінімуму ризик пошкодження прилеглих будівель в процесі ведення будівельно монтажних робіт.

1. Горбунов-Посадов М. И. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов. – Москва: Стройиздат, 1985. – 480 с. 2. Руководство по выбору проектных решений фундаментов / НИИОСП им. Н. М. Герсванова – Москва: Стройиздат, 1984. – 207 с. 3. Руководство по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н.М.Герсванова. – Москва: Стройиздат, 1980. – 151 с. 4. Свайные фундаменты: СНиП 2.02.03 - 85 М., 1985.

УДК 624.012.26

ПОРІВНЯННЯ ВЕЛИЧИНИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТРУБОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА РІЗНИМИ НОРМАМИ

СРАВНЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАЗНЫМ НОРМАМ

COMPARISON OF THE ULTIMATE LOAD CAPACITY OF CONCRETE FILLED CIRCULAR HOLLOW SECTIONS ACCORDING TO THE VARIOUS DESIGN CODES

Скорук Л.М. к.т.н., доц., Подлюк Т.М., магістр (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Скорук Л.Н. к.т.н., доц., Подлюк Т.Н., магистр (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Skoruk L.M., candidate of technical sciences, docent, Podlyuk T.M. , master's degree (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Проведений аналіз визначення величини несучої здатності труобетонних елементів за різними нормами, а також порівняльний чисельний розрахунок.

Проведенный анализ определения величины несущей способности труобетонных элементов по разным нормам, а также сравнительный численный расчет.

The analysis of ultimate load capacity calculation of concrete filled circle hollow sections according to the various design codes has been conducted. Comparative numerical calculations for such structural sections has been also performed and described by the paper.

Ключові слова:

Труобетон, товщина стінки труби, несуча здатність.

Труобетон, толщина стенки трубы, несущая способность.

Concrete filled circular hollow sections, thickness of circular hollow section, ultimate load capacity.

Останнім часом все більш перспективними стають комбіновані конструкції, що поєднують у собі різні по властивостям матеріали, зокрема представником таких конструкцій є труобетон. Труобетон, завдяки

включенню бетону в сталеву трубу, будь-якого поперечного перерізу, являє собою особливу сполуку бетону і сталі. При цьому сталеві труби виконують роль незнімної опалубки при бетонуванні, забезпечуючи як поздовжнє так і поперечне армування.

Робота трубобетонних конструкцій під навантаженням значно відрізняється від роботи сталевих та залізобетонних конструкцій. Метал, працюючи у зв'язці з бетоном, у закритій конструкції, забезпечує набагато більшу стійкість, ніж у конструкціях з армованим відкритим бетоном. Так в останньому випадку у бетону з часом з'являються тріщини, які мають тенденцію розширюватися. У трубобетоні силових тріщин практично не буває. Боковий тиск труби опирається інтенсивному розвитку мікротріщин в бетонному осерді, яке в умовах всебічного тиску витримує напруження що значно перевищують призову міцність.

Трубобетонні конструкції можна розраховувати як залізобетонні конструкції з жорстким армуванням [3], як залізобетонні конструкції з непрямим армуванням [1], як сталеві конструкції з приведенням бетону до сталі [2] і згідно Eurocode 4 [5-9]. Розрахунок таких комбінованих конструкцій дещо відрізняється в залежності від норм проектування.

Для порівняння величини несучої здатності трубобетонних елементів за різними нормами проектування і для отримання кількісної картини зміни зазначеного фактору було виконано чисельний розрахунок, що складався із декількох серій. Був розглянутий комбінований трубобетонний переріз, що складався із круглої труби діаметром $D = 478$ мм, заповнений бетоном.

Розрахунки виконувались за методиками і нормами Eurocode 4 та СНиП. У першій серії розрахунків змінною величиною був клас міцності бетону з C12/25 до C35/45 для товщини стінки труби від 6-12 мм. В розрахунках за Eurocode 4 для товщини стінки 6 мм несуча здатність збільшилась у 2 рази, для елемента з товщиною стінки 12 мм несуча здатність збільшилась на 65 %.

І навпаки, при змінній величині товщини стінки труби з 6 мм до 12 мм для класу міцності бетону C12/15 несуча здатність трубобетонного елемента збільшилась на 46%, для класу міцності бетону C35/45 – на 20%.

В розрахунках за СНиП при зміні класу міцності бетону несуча здатність елемента збільшилась на 58% для елемента з товщиною стінки 6 мм, і на 30% для елемента з товщиною стінки 12 мм. При зміні товщини стінки з 6 мм до 12мм для класу міцності бетону C12/15 несуча здатність трубобетонного елемента збільшилась на 73% для товщини стінки 6 мм, і на 43% для товщини стінки 12 мм.

Порівнюючи розрахунки за двома нормами впливає, що за Eurocode 4 несуча здатність в більшій мірі залежить від класу міцності бетону, коефіцієнт армування не впливає на бетонну складову перерізу, а за СНиП міцність трубобетону залежить в більшій мірі від коефіцієнту армування, при тому при збільшенні коефіцієнту армування збільшується несуча

здатність не тільки сталевій складовій але й бетону, що дає майже рівноцінний результат як при зміні класу міцності бетону так і при зміні товщини стінки труби.

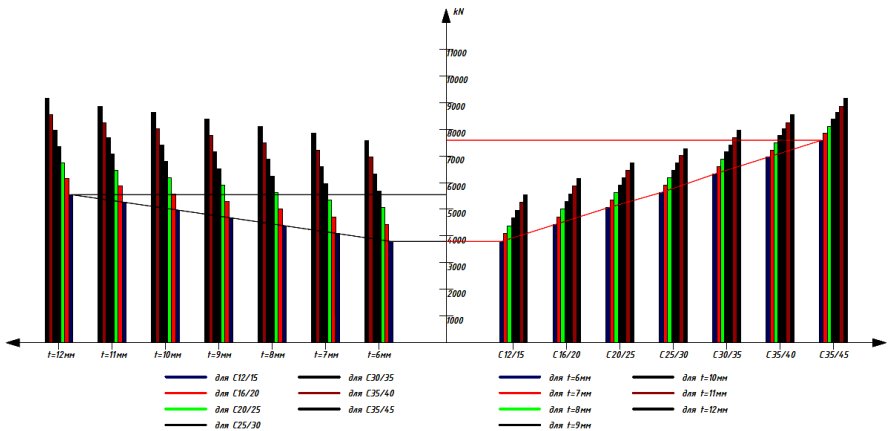


Рис. 1. Порівняння збільшення несучої здатності при зміні класу міцності бетону та збільшенні товщини стінки труби за Eurocode 4.

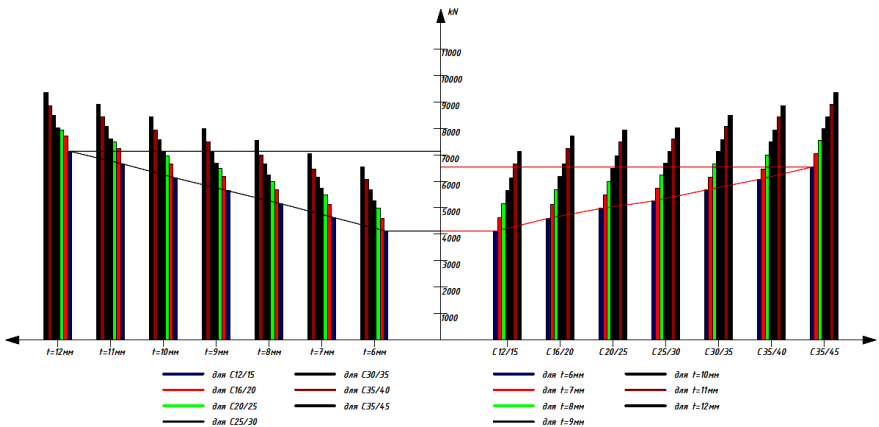


Рис. 2. Порівняння збільшення несучої здатності при зміні класу міцності бетону та збільшенні товщини стінки труби за СНиП.

Розбіжність у значеннях міцності трубобетону при розрахунку за Eurocode 4 та СНиП сягає 8% для найменш армованого елемента з найменшим класом міцності бетону до 14% для найбільшого класу міцності бетону, що використовувався в розрахунках.

У другій серії розрахунків було порівняно збільшення несучої здатності при збільшенні класу міцності сталі з C235 до C325 (зі сталою міцністю

бетону та товщиною стінки труби) та при зміні класу міцності бетону (зі сталюю міцністю сталі та товщиною стінки труби).

За Eurocode 4 несуча здатність трубобетону при зміні класу міцності сталі збільшилась на 15%, а при зміні класу міцності бетону на 47 %. При розрахунку за нормами СНиП несуча здатність трубобетону при зміні класу міцності сталі збільшилась на 17%, а при зміні класу міцності бетону на 28 %.

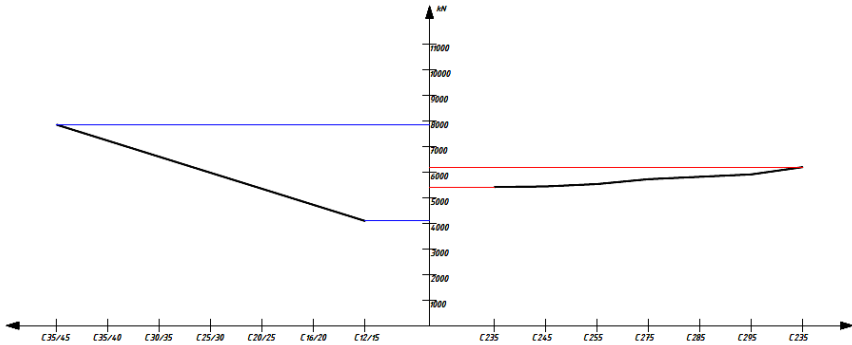


Рис. 3. Порівняння збільшення несучої здатності при зміні класу міцності бетону та збільшенні класу міцності сталі за Eurocode 4.

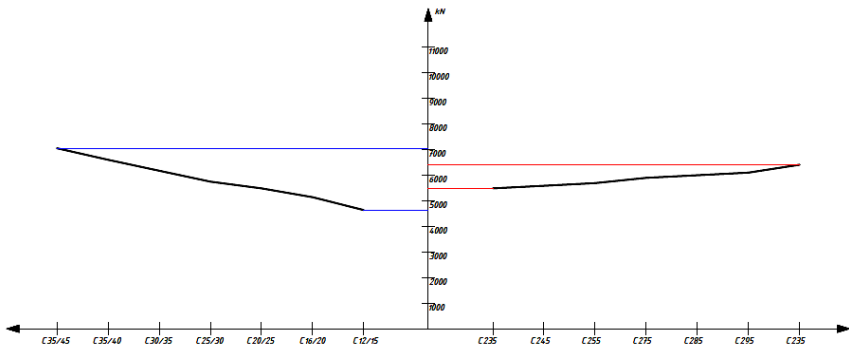


Рис. 4. Порівняння збільшення несучої здатності при зміні класу міцності бетону та збільшенні класу міцності сталі за СНиП.

Звідси випливає що за Eurocode 4 так і за СНиП збільшення класу міцності бетону приводить до більш суттєвого збільшення несучої здатності елемента ніж збільшення класу міцності сталі.

У третій серії розрахунків сталими величинами був клас міцності сталі та клас міцності бетону, змінною величиною – діаметр сталеві труби з 377 мм до 630 мм. За графіками видно, що збільшення поперечного перерізу труби в обох випадках у відсотках більше ніж збільшення несучої здатності.

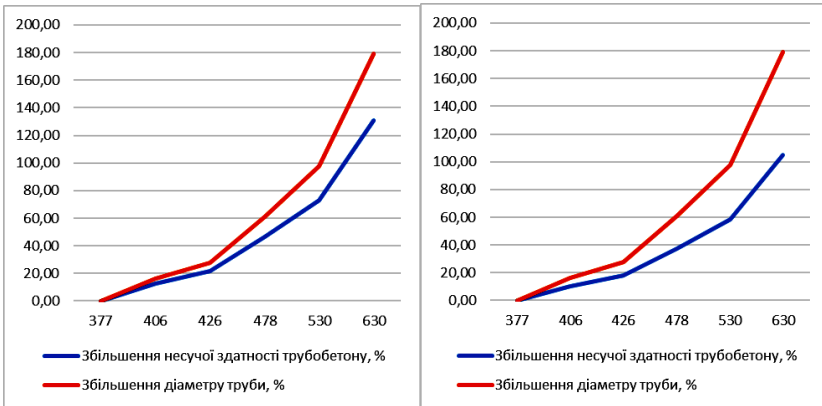


Рис. 5. Порівняння збільшення несучої здатності труробетону при зміні діаметру труби, збільшення діаметру сталеві труби за нормами Eurocode 4 та СНиП.

Аналіз показує, що труробетонні елементи ефективніше залізобетонних і сталевих конструкцій. При заміні залізобетонних конструкцій на труробетонні значно зменшується витрата бетону і металу, майже вдвічі знижуються трудовитрати. Зменшується вага конструкцій. Застосування труробетонних конструкцій особливо ефективно при великих навантаженнях в центрально стиснутих і позакентрово-стиснутих елементах з малими ексцентриситетами.

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. 2. СНиП П 23 81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1981. 3. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жёсткой арматурой / НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. – М.: Стройиздат, 1978. – 54 с. 4. ДБН В.2.6-160:2010. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. 5. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. 6. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. 7. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. 8. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. 9. Eurocode 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила для зданий: Пер. с нем. – Полтава: ПНТУ, 1997. – 180 с.

УДК 624.014

РОЗРАХУНОК СТАЛЕВИХ БАЛОК З УРАХУВАННЯМ РОЗВИТКУ ПІДВИЩЕНИХ ПЛАСТИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ

CALCULATION OF STEEL BEAM WITH ACCOUNT OF DEVELOPMENT OF INCREASED PLASTIC DEFORMATION

Білик А.С. к.т.н., доц. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Билык А.С. к.т.н., доц. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Bilyk A.S. candidate of technical sciences, docent (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

У статті приведено узагальнені рішення ряду задач з пластичного деформування сталевих елементів. Визначено приведені значення модуля деформації перерізу при розвитку підвищених пластичних деформацій. Показано взаємозв'язок між підвищеними пластичними деформаціями і радіусом кривини балки.

В статье приведены обобщенные решения ряда задач пластического деформирования стальных элементов. Определено приведенное значение модуля деформации сечения при развитии повышенных пластических деформаций. Показана взаимосвязь между повышенными пластическими деформациями и радиусом кривизны балки.

In the article the generalized solutions of a number of tasks on plastic deformation of steel elements are given. The reduced value of the total deformation module of the cross section due to the development of increased plastic deformations is determined. The relationship between elevated plastic deformations of the cross section and radius of curvilinear beam is shown.

Ключові слова:

Пластичні деформації, сталеві елементи, балка, шарнір пластичності, трилінійна діаграма розтягу, пластичний момент опору.

Пластические деформации, стальные элементы, балка, шарнир пластичности, трилинейная диаграмма растяжения, пластичный момент сопротивления.

Steel element, elevated plastic deformation, increased plastic deformation, plastic deformation, hinge of plasticity, plastic moment of resistance, plastic limit analysis of structural members subjected to bending.

Актуальність роботи. Живучість конструкцій обумовлена здатністю конструкції виконувати основні функції незважаючи на отримані пошкодження. В цьому відношенні визначення максимальної несучої спроможності сталевих елементів з урахуванням розвитку надмірних пластичних деформацій є актуальною науково-технічною проблемою.

Аналіз основних досліджень і публікацій. В статті розглянуто роботу балок з урахуванням розвитку надмірних пластичних деформацій.

В нормативних документах з проектування металевих конструкцій надана можливість проектувати сталеві конструкції з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій [1,2,3]. А при певних умовах визначати несучу спроможність сталевих балок з урахуванням утворення шарніра пластичності [2,3]. Перші теоретичні положення розрахунку складних конструкцій з урахуванням пластичних деформацій були обґрунтовані в роботах [4,5,6]. В подальшому розвиток аналітичних підходів до розрахунку конструкцій з урахуванням пластичних деформацій набув у відомих дослідженнях [7,8,9,10,11]. Але для використання запасів несучої спроможності сталевих конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій необхідно було розробити принципи двох граничних станів, тому важливим етапом стали дослідження і формулювання принципів розрахунку сталевих конструкцій з урахуванням обмежених пластичних деформацій. Теоретичні основи такого нормативного підходу закладені у відомих роботах [12,13,14,15]. В подальших дослідженнях розрахунок сталевих конструкцій з урахуванням обмежених пластичних деформацій був розповсюджений на широкому класі металевих конструкцій [16,17,18]. Надалі дослідження проводять у напрямку використання більш складних апроксимацій діаграми розтягу сталі при розрахунках розвитку обмежених пластичних деформацій [19,20,21]. Також важливим напрямком є розрахунок тонкостінних конструкцій з урахуванням впливу розвитку пластичних деформацій [22,23,24], а також в балках з гнучкою стінкою постійного і змінного перерізів [1,2,3,25]. Розрахунок рам з урахуванням розвитку шарнірів пластичності з метою визначення максимального можливого граничного стану набув у роботах [26-30].

Постановка задачі. Визначити закономірності роботи балок при розвитку підвищених пластичних деформацій.

Мета і задача досліджень, методика досліджень. Узагальнити дослідження ряду задач пластичного деформування балок з позицій розвитку надмірних пластичних деформацій. В роботі застосовуються аналітичні теоретичні методи і підходи розвитку пластичних деформацій по висоті перерізу балок.

Результати дослідження.

Основні гіпотези і положення. Висота перерізу балки в п'ять разів більша за довжину балки, вірна гіпотези плоских перерізів. Це дає змогу прийняти, що деформації по висоті перерізу змінюються за лінійним законом. Це підтверджено експериментальними дослідженнями. У дослідженнях прийнята діаграма Прандтля для залежності між деформаціями і напруженнями при пружних і пластичних деформаціях.

Приймається Декартова система координат з центром, розташованими у центрі ваги площі перерізу. Приймається лінійна аналітична залежність за законом Гука між деформаціями і напруженнями:

$$\sigma = E\varepsilon. \quad (1)$$

Кривизна стержня, виходячи з гіпотези плоских перерізів, пов'язана з деформаціями і відстанню від нейтральної осі (y).

$$\frac{dz}{\rho} = \frac{\Delta_z}{y} \rightarrow \frac{y}{\rho} = \frac{\Delta_z}{dz} \rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta_z}{dz} \rightarrow \varepsilon = \frac{y}{\rho} \quad (2)$$

Відповідно закон Гука може бути записаний так:

$$\sigma = E\varepsilon = E \frac{y}{\rho} \quad (3)$$

При згині балок умовою рівноваги в перерізі, де виникають зовнішні згинальні моменти M_x , необхідною умовою є рівність (урівноваження) згинального моменту інтегральній сумі всіх моментів внутрішніх напружень по площі перерізу.

$$M_x = \int_A \sigma_x y dA, \quad (4)$$

де dA – площа елементарної площадки; y – прийнята відстань від нейтральної осі OX до елементарної площадки, на яку діє елементарне зусилля, створюючи напруження.

Таким чином, прийнята формула теорії опору матеріалів при об'єднанні формул (3) і (4).

$$M_x = \frac{1}{\rho} \int_A E y^2 dA, \quad I_x = \int_A y^2 dA, \rightarrow \frac{1}{\rho} = \frac{M_x}{\int_A E y^2 dA}. \quad (5)$$

Відомо, що $I_x = \int_A y^2 dA$ – це прийнято момент інерції перерізу, а

пружний момент опору перерізу $W_x = I_x / y$.

Якщо повернутись до напружень (3), то маємо:

$$\sigma = E \frac{y}{\rho} = \frac{EM_x}{\int_A Ey^2 dA} y \quad (6)$$

При **пружній роботі** сталі при $E = \text{const}$ з (6) випливає відома формула

для обчислення напружень: $\sigma = \frac{M_x}{I_x} y \rightarrow \sigma = \frac{M_x}{W_x}$.

При **пластичній роботі сталі** й утворенню шарніра пластичності або при розвитку обмежених пластичних деформаціях на певну висоту перерізу від крайніх фібрових волокон до нейтральної лінії приходять до пластичного моменту опору перерізу при максимальних напруженнях, рівних межі текучості сталі: $\sigma_x = \sigma_R = R_y$. З рівняння (4) маємо для складеного перерізу пластичний момент опору перерізу (W_{xpl}):

$$M_x = \sigma_R W_{xpl}, \quad W_{xpl} = \left[\sum_{n_1}^{n_2} \int_{y_j}^{y_{j+1}} t_j y dy + \frac{E}{\sigma_R} \sum_0^{n_1} \int_{y_i}^{y_{i+1}} t_i y^2 \right] \quad (7)$$

Відношення пластичного опору перерізу до пружного опору перерізу позначають через відповідний коефіцієнт (c_x) – коефіцієнт збільшення пружного опору перерізу при урахуванні розвитку обмежених пластичних

деформацій [1]: $c_x = \frac{W_{xpl}}{W_x}$.

Для поточного перерізу, де діє не максимальний згинальний момент, введено позначення поточного пластичного моменту опору перерізу $W_{xplz} = W_{xplj}$. Відповідний коефіцієнт збільшення пружного опору поточного перерізу (j) з координатою (z) при розрахунку з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій позначено через $c_{xz} = c_{xj}$.

Задача 1. Визначити узагальнено кривизну балки при розвитку пластичних деформацій.

При вірності гіпотези плоских перерізів слід записати формулу для балки висотою (h_0) та інтегральному значенні приведенного модуля пластичності перерізу (E_{pl}):

$$\sigma_R = \frac{M_x}{W_{pl}} = E_{pl} \frac{h_0 / 2}{\rho_{pl}} \rightarrow \frac{1}{\rho_{pl}} = \frac{M_x}{(h_0 / 2) E_{pl} W_{pl}} \quad (8)$$

Задача 2. Визначити значення максимальних пластичних деформацій при розвитку обмежених пластичних деформацій в залежності від пружної зони в центрі перерізу. Розглянути балку складеного перерізу. Прийняти, що пластичний момент опору якого визначається за (6). Приймаємо, що пружне ядро займає певну частину перерізу висотою ($y_a = \mathcal{G}_\varepsilon (h_0 / 2)$). Максимальні деформації, які будуть виникати в крайніх фібрових волокнах в перерізі розвитку пластичних деформацій будуть залежати від відношення висоти перерізу і висоти пружного ядра при умові, що в іншій частині перерізу будуть виникати пластичні деформації при напруженнях, рівних границі текучості сталі за діаграмою Прандтля. Так, на границі пружної роботи сталі і пластичної, на висоті $(h_0 / 2) = \mathcal{G}_\varepsilon y_a$ відносні деформації будуть дорівнювати максимальним деформаціям пружної роботи сталі $\varepsilon_a = \varepsilon_y$. З другого боку, деформації крайніх фібрових волокон перерізу ($\varepsilon_{h_0/2} = \varepsilon_{pl}$) будуть значно більшими (9).

$$\varepsilon_{pl} = \mathcal{G}_\varepsilon \varepsilon_y. \quad \varepsilon_{pl} = \frac{(h_0 / 2)}{y_a} \varepsilon_y. \quad (9)$$

Таким чином, якщо задати допустимі максимальні значення ε_{pl} , тоді можна визначити розміри пружної зони ядра перерізу за (10). Або задають розміри пружної зони ядра перерізу і визначають максимальні пластичні деформації за (9).

$$y_a = \frac{(h_0)}{2} \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{pl}}. \quad (10)$$

Максимальні пластичні деформації зв'язані з кривизною балки згідно гіпотези плоских перерізів аналогічно (2).

$$\varepsilon_{pl} = \frac{h_0 / 2}{\rho_{pl}} \rightarrow \frac{1}{\rho_{pl}} = \frac{\varepsilon_{pl}}{h_0 / 2} \quad (11)$$

Задача 3. Визначити значення приведенного модуля пластичності перерізу (E_{pl}). У перерізі балки, де діє максимальний згинальний момент, допускається розвиток обмежених пластичних деформацій за умовами задач, де наведено формули: (2, 8, 9, 11). Постановка задачі важлива для розрахунку балкових систем і визначення прогинів балок, в яких допускається розвиток обмежених пластичних деформацій.

$$E_{pl} = \frac{\sigma_R W_{pl}}{\varepsilon_{pl} \int_A y^2 dA} h_0 / 2 \quad (12)$$

Остаточно маємо при коефіцієнтах: $\varepsilon_{pl} = \mathcal{G}_\varepsilon \varepsilon_y$, $c_x = \frac{W_{pl}}{W_x}$.

$$E_{pl} = \frac{\sigma_R}{\varepsilon_{pl}} \frac{W_{pl}}{W_x}, \quad E_{pl} = E \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{pl}} \frac{W_{pl}}{W_x}, \quad E_{pl} = \frac{c_x}{\mathcal{G}_\varepsilon} E \quad (13)$$

Приклад. Якщо $\mathcal{G}_\varepsilon = 3$, а відношення пластичного моменту опору перерізу до пружного моменту опору перерізу $c_x = 1,12$, то приведенне значення пластичного модуля деформації слід прийняти

$$E_{pl} = \frac{c_x}{\mathcal{G}_\varepsilon} E = 1,12/3 = 0,373E.$$

Задача 4. Порівняти кривину сталеві балки при пружній роботі сталі ($\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_y}{h_0 / 2}$), і при розвитку обмежених пластичних деформацій при

$$\varepsilon_{pl} = \mathcal{G}_\varepsilon \varepsilon_y.$$

Кривина балки в місті розвитку обмежених пластичних деформацій буде:

$$\frac{1}{\rho_{pl}} = \frac{\varepsilon_{pl}}{h_0/2} = \frac{\mathcal{G}_\varepsilon \varepsilon_y}{h_0/2} \rightarrow \frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_y}{h_0/2} \rightarrow \frac{1}{\rho_{pl}} = \frac{\mathcal{G}_\varepsilon}{\rho} \quad (14)$$

Таким чином, кривина балки в місті утворення розвитку обмежених пластичних деформацій в \mathcal{G}_ε раз більше ніж при пружній роботі сталі.

Висновки. Виконані дослідження проказують можливість розрахунку прогинів балок з урахуванням розвитку надмірних пластичних деформацій, як блок зі змінним модулем деформацій по довжині балки.

1. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування», Мінрегіонбуд, 2014, К.: Видавництво «Сталь», 2014, 199 с. **2.** ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2012 "Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT)". **3.** Нілов О.О. Металеві конструкції. Загальний курс / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І. Білик, Л.І. Лавриненко, І.Д. Белов, В.О. Володимирський // підручник – К.: Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с. **4.** Жудин Н.Д. Расчет стальных конструкций с учетом пластических деформаций / Н.Д. Жудин // сб. тр. Киевского строительного института. – Киев: ГНТИ Украины, 1935. – Вып. 2. – С. 19-70. **5.** Патон Е.О. Стальные мосты. / Е.О. Патон, Б.Н. Горбунов // Харьков; Киев: Гос. науч. изд-во Украины. 1935. **6.** Блей Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. – М.: Госиздат физ-мат литературы, 1959. – 544 с. **7.** Ильющин А.А. Пластичность / А. А. Ильющин – М.: Гостехиздат, 1948. – 376 с. **8.** Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н.И. Безухов – М.: Высш. шк., 1968. – 512 с. **9.** Биргер И.А. Общие алгоритмы решения задач теории упругости, пластичности и ползучести / И.А. Биргер // Успехи механики деформируемых сред. №2, 1975. С. 51–73. **10.** Timoshenko S.P. and Gere J.M: Theory of Elastic Stability / Timoshenko S.P. and Gere J.M // McGraw Hill Kogakusha Ltd., New York. 1961. **11.** Себешев В.Г. Определение несущей способности стержней и стержневых систем из упругопластического материала / В.Г. Себешев // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. 1976. № 9. С. 49–57. **12.** Балдин В.А. Основные положения расчета стальных конструкций по предельным состояниям / В.А. Балдин, Г.Е. Вельский // Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1980. – № 11. – С.3–21. **13.** Стрелецкий Н.Н. Расчет элементов стальных конструкций по критерию предельных пластических деформаций / Стрелецкий Н.Н., Бельский Г.Е., Любаров Б.И., Чернов А.Л. // Промышленное строительство, 1978 – №6 – с. 7–11. **14.** Чувикин Г.М. Об устойчивости за пределом упругости внецентренно-сжатых тонкостенных стержней открытого профиля / Г.М. Чувикин // В кн.: Исследования по стальным конструкциям. – М.: Госстройиздат, 1982, – с. 70–159. **15.** Чаплинский И.А. Расчёт конструкций, работающих за пределом упругости / И.А. Чаплинский, В.Г. Себешев, Г.И. Коротеев // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура.,1980. – № 7. – С. 38–46. **16.** Шибанін В.С. Аналітичні залежності розрахунку прогинів стержнів при складному опорі за межею пружності / В.С. Шибанін, І.І. Хилько Металеві конструкції. – 2003, – Т.6.№1 – С.31–33. **17.** Шимановський А.В. Некоторые вопросы устойчивости плоской формы деформирования нитей конечной жесткости за пределами

упругости / А.В Шимановский // Проблемы прочности. – 1992. – № 4. – С. 43-49.

18. Себешев В.Г. Несущая способность упругопластических арок с учётом конечных перемещений / В.Г. Себешев, А.В. Мищенко // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. 1987. – № 1 – С. 23–28. **19.** Білик С.І. Апроксимація діаграми розтягу сталі степеневою функцією / С.І. Білик, А.С. Білик, М..В. Усенко // Современные строительные конструкции из металла и древесины // Сб. науч. тр. № 15, часть 3 Одеса. МОН України, ОДАБУ, 2011 – С.3–9. **20.** Білик С.І. Пластичний момент опору перерізу балок з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій при використанні трилінійної апроксимації діаграми розтягу сталі / С.І. Білик //36. наук. пр. Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Вип.14 – К.: Вид-во «Сталь», 2014. – С. 37-40. **21.** Рудых О.Л. Практические вопросы аппроксимации экспериментальных кривых степенными и мелко-линейными функциями / О.Л. Рудых // Вестник ТГАСУ. Хабаровск, 2010, №1 – с. 110–122. **22.** Білик С.І. Про стійкість центрально-стиснутого гнучого швелера з урахуванням розвитку пластичних деформацій / С.І. Білик, М.В. Усенко // 36. наук. пр. Вип. 21. – Рівне. МОН України, НУВГП, 2011. – С. 136–143. **23.** Білик С.І. Стійкість холодногнутих швелерів з урахуванням пластичних властивостей мало вуглецевих сталей / С.І. Білик, А.С. Білик, М..В. Усенко, О.Є. Золотопольський // 36. наук. пр. Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Вип. 7. – К. : Вид-во «Сталь», 2010. – С. 26–35. **24.** Білик С.І. Рациональні рамні каркаси постійного та змінного двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки / С.І. Білик, І.О. Склярів // 36. наук. пр. Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Вип. 7. – К. : Вид-во «Сталь», 2010. – С. 19–209. **25.** Chiorean C.G., Barsan G.M. (2005) Large deflection distributed plasticity analysis of 3D steel frameworks. *Comput Struct* 83:1555–1571. **26.** Cocchetti G, Maier G (2003) Elastic-plastic and limit-state analysis of frames with softening plastic-hinge models by mathematical programming. *Int J Solids Struct* 40:7219–7244. **27.** Cuong NH, Kim SE, Oh JR (2006) Nonlinear analysis of space frames using fibre plastic hinge concept. *Eng Struct* 29:649–657 Google Scholar. **28.** Hoang-Van L, Nguyen-Dang H (2008) Local buckling check according to Eurocode-3 for plastic-hinge analysis of 3-D steel frames. *Eng Struct* 30:3105–3513. View Article Google Scholar. **29.** Van-Long Hoang, Hung Nguyen Dang An overview of the plastic-hinge analysis of 3D steel frames// *Asia Pacific Journal on Computational Engineering* 2015 2:4, (38 p.) DOI 10.1186

УДК 624.072.23

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ МАЛО
ЦИКЛОВИХ ПОВТОРНИХ І ЗНАКОЗМІННИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА
РОЗВИТОК ПРОГИНІВ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК**

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ
МАЛОЦИКЛОВЫХ ПОВТОРНЫХ И ЗНАКОПЕРЕМЕННЫХ
НАГРУЖЕНИЙ НА РАЗВИТИЕ ПРОГИБОВ НЕРАЗРЕЗНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК**

**EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF LOW-
CYCLE REPEATED AND SIGNIFICANT LOADS ON THE
DEVELOPMENT OF THE PROBLEMS OF NON-SEPARABLE
REINFORCED CONCRETE BEAMS**

Масюк Г.Х., к.т.н., проф., Ющук О.В., асп. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Масюк Г.Х., к.т.н., проф., Ющук А.В., асп. (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

Masyuk G.Kh., Ph.D, prof., Yushchuk O.V., post-graduate student
(National University of Water management and nature resources use, Rivne)

Наведені результати експериментальних досліджень впливу малоциклових повторних і знакозмінних навантажень на прогини нерозрізних залізобетонних балок і виконаний порівняльний аналіз прогинів балок за різних режимів завантажень.

Приведенные результаты экспериментальных исследований влияния малоцикловых повторных и знакопеременных нагрузений на прогибы неразрезных железобетонных балок и выполнен сравнительный анализ прогибов балок при различных режимах загрузки.

The results of experimental studies of the influence of small cyclic repetitive and sign-loaded loads on the deflections of non-separable reinforced concrete beams are presented and a comparative analysis of beams deflections in different load modes is performed.

Ключові слова:

Малоциклові знакозмінні навантаження, нерозрізні балки, прогини, цикли.

Малоцикловые знакопеременные нагрузки, неразрезные балки, прогибы, циклы.
Low-cycle sign-load loads, non-separable beams, deflections, cycles.

Вступ. Надійність в роботі залізобетонних конструкцій забезпечується не тільки несучою їх здатністю, а й допустимими параметрами – другої групи граничних станів – шириною розкриття тріщин, прогинами і т.п. Конструкції нерозрізних залізобетонних балок досить широко використовуються при зведенні різних будівель і споруд. На сьогоднішній день напружено-деформований стан і робота в цілому нерозрізних залізобетонних балок за дії мало циклових повторних і знакозмінних навантажень вивчені недостатньо. Виходячи з цього дослідження роботи таких конструкцій, в т.ч. і розвиток прогинів, за дії вище вказаних навантажень є питанням актуальним.

Аналіз останніх досліджень. Значна кількість науковців як вітчизняних так і зарубіжних досліджували напружено-деформований стан нерозрізних балок за однозначних статичних навантажень. Такі дослідження висвітлені в роботах [4-6]. Робота нерозрізних залізобетонних балок за дії мало циклових повторних навантажень досліджувалась у роботах [1-3]. У вище вказаних працях науковці досліджували різні параметри роботи нерозрізних балок такі як: несучу здатність, міцність нормальних і похилих перерізів, тріщиностійкість і деформативність, ширину розкриття нормальних і похилих тріщин, прогини і ін. Що ж стосується дослідження роботи нерозрізних залізобетонних балок за дії мало циклових знакозмінних навантажень, то такі дослідження взагалі відсутні.

Мета і задачі досліджень. На основі експериментальних досліджень проаналізували вплив мало циклових повторних і знакозмінних навантажень на результат прогинів нерозрізних залізобетонних балок.

Основна частина тексту. Для дослідження поставленої мети авторами проведені експериментальні дослідження напружено-деформованого стану і роботи двохпролітних нерозрізних балок за дії мало циклових повторних і знакозмінних навантажень. Виготовлення балок було із бетону класу С25/30. Армування здійснювалось двома зварними каркасами. В якості робочої арматури використана арматура класу А400 діаметром 12 мм, поперечна арматура із класу А240, діаметром 6 мм. Армування балок подвійне симетричне – по два поздовжніх стержні знизу і зверху перерізу балки. Крок поперечних стержнів на при опорних ділянках 100 мм, в прольотах – 200мм. Нерозрізні двох пролітні балки з однаковими прольотами по 1500мм і розмірами поперечного перерізу 100x160 мм, були випробувані за допомогою спеціальної силової траверси з

використанням гідравлічного преса ПГ-200. Завантаження балок здійснювалось чотирма зосередженими силами, по дві сили в кожному прольоті, які прикладалися за схемою, показаною на рис. 1, де також показано розташування вимірювальних приладів.

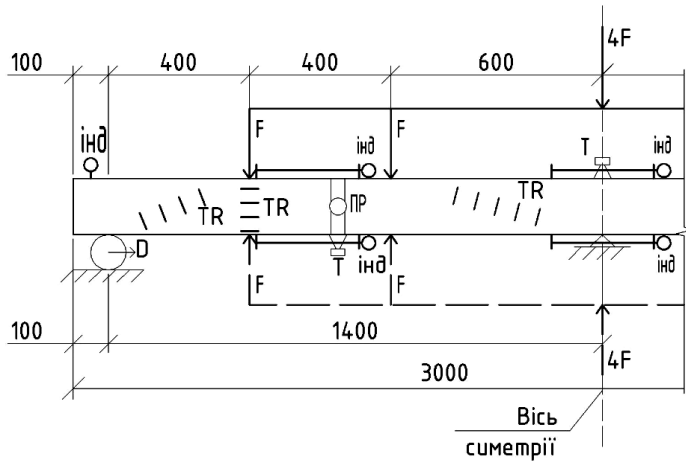


Рис. 1. Схема прикладання сил і розташування вимірювальних приладів.

Схема випробування балок в спеціальній силовій установці з використанням преса ПГ-200 показана на рис. 2.

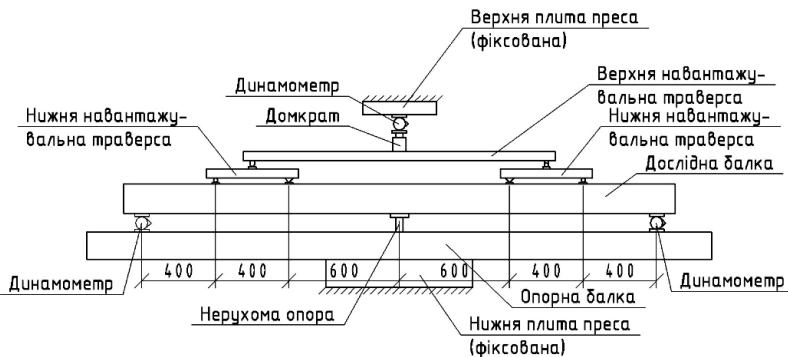


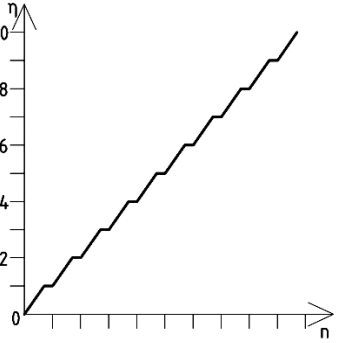
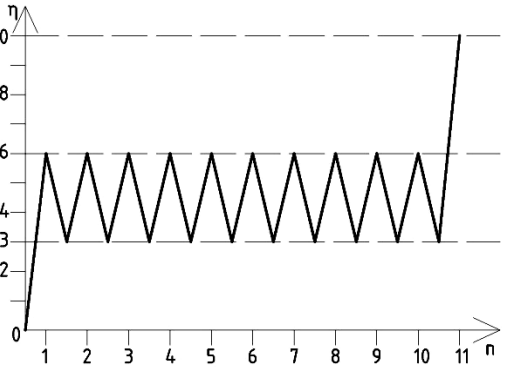
Рис. 2. Схема випробування двох пролітних балок

Випробування дослідних зразків здійснювалось за такими режимами завантажень: одноразовим статичним навантаженням до руйнування для визначення рівнів навантажень; мало цикловим повторним навантаженням з верхнім рівнем 0,6 і нижнім - 0,3; мало цикловим знакозмінним

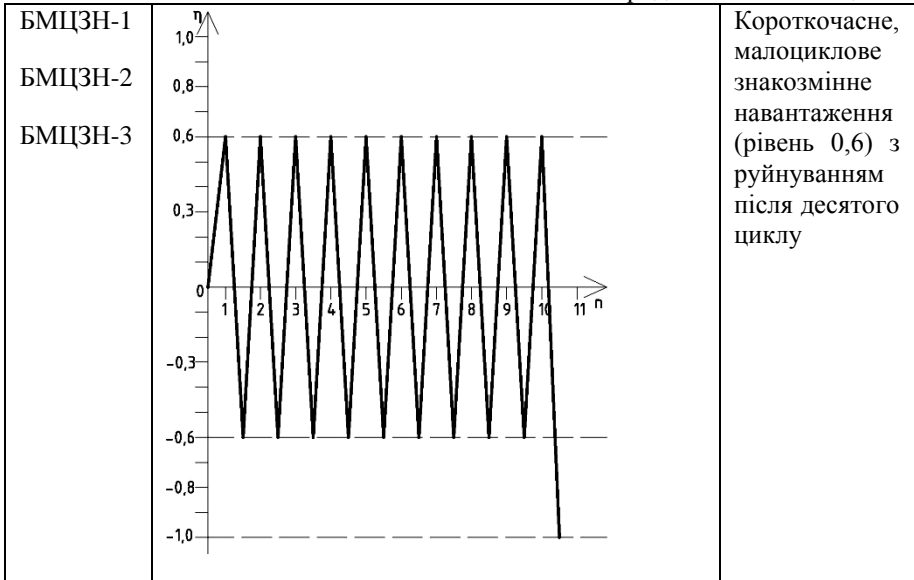
навантаженням з рівнем 0,6. Кількість циклів мало циклових навантажень прийнято десять. Після десяти циклів мало циклових навантажень балки доводились до руйнування. Схеми режимів навантажень експериментальних зразків наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Схеми режимів навантаження балок

Шифр балок	Режими навантажень	Вид навантаження
БОС-1 БОС-2 БОС-3		Одноразове короткочасне, ступінчасте до руйнування
БМЦП-1 БМЦП-2 БМЦП-3		Короткочасне, малоциклове повторне навантаження рівень (0,3-0,6) з руйнуванням після десяти циклів

Продовження Таблиці 1



В процесі випробування балок вимірювались деформації бетону і арматури, прогини і можливе переміщення крайніх опор. Деформації бетону вимірювались індикаторами годинникового типу з ціною поділок 0,002 мм на базі 200 мм і тензорезисторами з базою 50 мм, наклеєних ланцюжками в прольотах де виникали максимальні згинальні моменти під першою силою від крайньої опори і максимальні від'ємні моменти над центральною опорою, а також в похилих перерізах від опори до місць прикладання сил на балку. Деформації арматури вимірювались за допомогою тензометрів Гугенбергера на базі 20 мм з ціною поділки 0,001 мм та тензорезисторів на базі 20 мм, які наклеювались на арматурні стержні в місцях виникнення максимальних зусиль. Прогини балок вимірювались прогиномірами типу 6 ПАО ЛИСИ з ціною поділок 0,01 мм. За індикаторами годинникового типу визначали переміщення крайніх опор.

Використання даної методики проведення експериментальних досліджень роботи балок з розробленим устаткуванням і використанням сучасних вимірювальних приладів дозволило дослідити за дії вище зазначених навантажень реальний напружено-деформований стан нормальних і похилих перерізів балок і його зміну в процесі випробування.

Механізм деформування, тріщиноутворення та руйнування нерозрізних балок відрізняється від роботи однопролітних залізобетонних згинальних

елементів навіть при однозначному статичному навантаженні (на першому півциклі). При подальших циклічних навантаженнях з кожним циклом напружено-деформований стан балок змінювався. Якщо порівнювати напружено-деформований стан балок за дії мало циклових повторних і мало циклових знакозмінних навантажень, то тут також є суттєва відмінність. Також прогини балок в залежності від характеру навантажень за своїми значеннями відрізнялись. Результати значень прогинів досліджувались на кожному напівциклі і на кожному циклі. Нижче наведений аналіз результатів прогинів. В експериментальних зразках за однозначного статичного навантаження прогини під час руйнування склали такі величини: БОС-1 – 2,27 см, БОС-2 – 2,24 см, БОС-3 – 2,26 см.

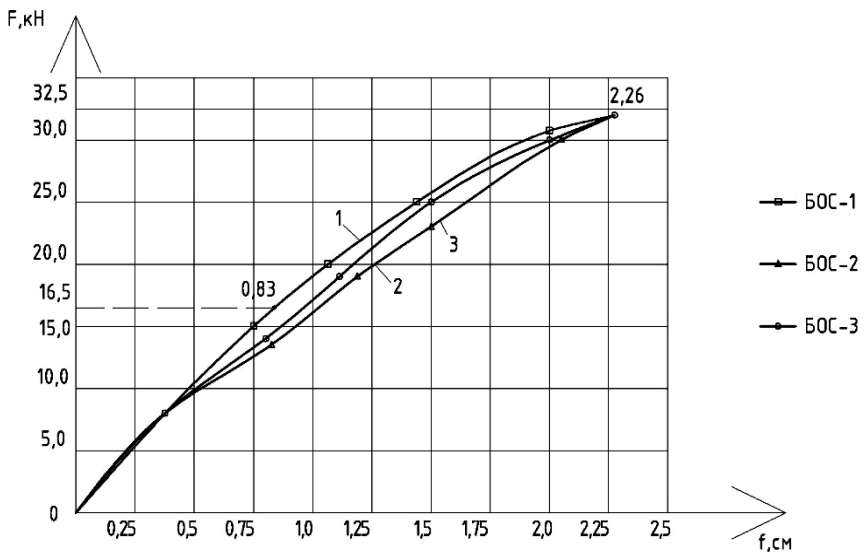


Рис. 3. Результати прогинів в балках за дії однозначного статичного навантаження

Вплив малоциклових повторних навантажень на розвиток прогинів балок вивчався на балках БМЦП-1,2,3. Прогини вимірювались під першою силою від крайньої опори в місцях найбільших прольотних згинальних моментів. Характер розвитку прогинів вивчався на вище вказаних балках і зміна їх середніх значень показана на рис. 4.

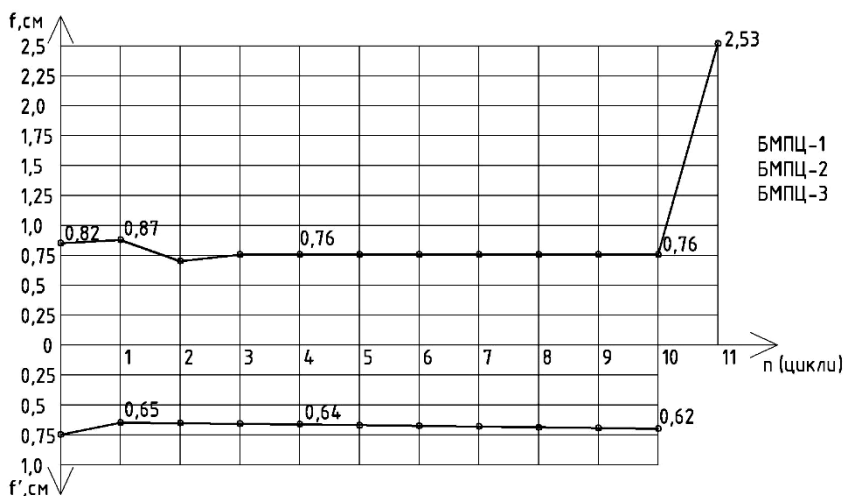


Рис. 4. Зміна прогинів балок при повторному навантаженні до рівня $\eta = 0,6$ і розвантаженні до рівня $\eta = 0,3$. ($f_{(cm)}$ - прогини при рівні $\eta = 0,6$, (середні значення 3-х балок) $f'_{(cm)}$ - прогини при рівні $\eta = 0,3$)

При завантаженні балок мало цикловими повторними навантаженнями до верхнього рівня $\eta = 0,6$, що відповідає силі $F=16,5$ кН, і розвантаження до нижчого рівня $\eta = 0,3$, що відповідає силі $F=8,5$ кН, як видно із графіка (рис. 4) від циклу до циклу зміна прогинів, що на верхньому рівні, що на нижньому була незначною. Так при завантаженні до верхнього рівня на першому циклі прогин був рівним $0,82$ см, на другому – $0,87$ см, на третьому – $0,74$ см і з четвертого по десятий цикл прогини були в межах $0,75 \dots 0,76$ см. Що стосується нижчого рівня (розвантаження балок до $\eta = 0,3$), то тут також особливих змін прогинів від циклу до циклу не відбувалось. Так на першому циклі прогин балок $0,75$ см, на другому – $0,65$ см, на третьому, четвертому і п'ятому прогин також був рівним $0,64$ см, а з шостого по десятий – $0,62$ см. Аналізуючи графіки зміни прогинів за дії мало циклових повторних навантажень можна констатувати, що прогини при невисоких рівнях навантажень практично стабільні. При чому якщо порівняти прогини при однозначному статичному навантаженні і при мало цикловому повторному навантаженні при однаковому рівні навантажень різниця не значна. Так при силі рівній $16,5$ кН прогини при статичному навантаженні був $0,83$ см, а при повторному – максимальний прогин був $0,87$ см. Збільшення прогинів при цьому викликано зменшенням жорсткості балок, по-скільки за дії циклових навантажень тріщини які виникли в розтягнутій зоні балок на першому циклі

розвивались на наступних циклах. Порівнюючи значення прогинів при руйнуючих зусиллях, то за дії статичного однозначного навантаження в балках були 2,24 см, 2,27 см і 2,26 см, в балках що зазнавали дії мало циклових повторних навантажень – відповідно 2,51 см, 2,53 см і 2,53 см. Як бачимо, розкид значень прогинів незначний, що говорить про однакові міцнісні і деформативні характеристики балок. Руйнуючі зусилля балок були відповідно при одноразових – 32,5 кН; 32,53 кН; 32,51 кН і при повторних 30,0 кН; 30,02 кН і 30,0 кН.

Значний інтерес представляє вивчення прогинів і їх зміна за дії малоциклових знакозмінних навантажень в нерозрізних двохпролітних балках. Графік зміни значень прогинів за дії мало циклових знакозмінних навантажень в напівциклах «а» і «б» показаний на рис. 5.

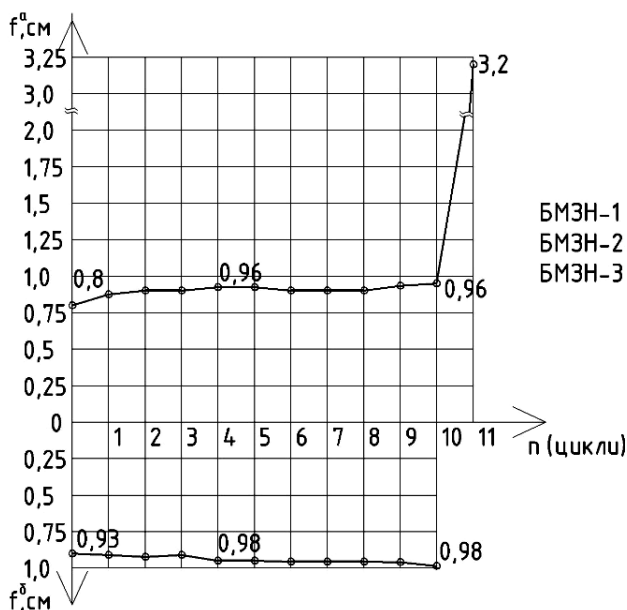


Рис. 5. Зміна прогинів балок за дії знакозмінних навантажень при рівні $\eta = 0,6$ (середні значення 3-х балок). ($f_{(cm)}^{(a)}$ - прогин на пів циклі «а», $f_{(cm)}^{(b)}$ - прогин на пів циклі «б»)

Аналіз графіків зміни прогинів за дії мало циклових знакозмінних навантажень показав, що значення прогинів в напівциклах «б» дещо більші. На першому напівциклі «а» прогин склав -0,8 см, а в напівциклі

«б» - 0,93 см, а на п'ятому – відповідно 0,96 см і 0,98 см. Починаючи з п'ятого циклу прогин практично на обох напівциклах стабілізувались. При руйнуванні за навантаження $F=27,5$ кН прогини склали – 3,2 см (середнє значення по 3-х балках).

Висновки. На основі проведених експериментальних досліджень роботи двохпрілітних залізобетонних балок за дії мало циклових повторних і знакозмінних навантажень слід зазначити що вище зазначені навантаження суттєво впливають на напружено-деформований стан балок і на величину прогинів. За дії мало циклових навантажень за рівня $\eta = 0,6$ прогини збільшились на 10%, а при руйнуванні прогини збільшились на 12%, а за дії знакозмінних відповідно на 13% - і на 40% в порівнянні з однозначним. Всі ці зміни прогинів необхідно враховувати в конструкціях, які в процесі експлуатації зазнають таких навантажень, хоча для цього необхідно провести додаткові дослідження для подальшого накопичення експериментальних даних.

1. Масюк Г.Х. Експериментальні дослідження перерозподілу зусиль в двох прілітних нерозрізних залізобетонних балках при повторних навантаженнях / Г.Х. Масюк, В.Є. Бабич // Вісник Українського державного університету водного господарства та природокористування: зб. наук. пр. – Рівне, УДУВГП, 2002, вип. 4 (17). – с. 165-173. 2. Савицький В.В. Експериментальні дослідження прогинів та ширини розкриття тріщин у збірно-монолітних нерозрізних балках при дії повторних навантажень / В.В. савицький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне, УДУВГП, 2003, вип. 9, - с. 303-310. 3. Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при мало цикловому стисненні / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне, УДУВГП, 2003, вип. 9. – с. 166-173. 4. Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская // Одесса: Эвен, 2010. – 175с. 5. Дорофеев В.С. Деформативность материалов неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская, А.М. Бреднёв // Вісник ОДАБА, вип. 38. – Одеса, 2010. – с. 246-254. 6. Дорофеев В.С. Расчет прогибов неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – вип. 20. – Рівне, НУВГП, 2010. – с. 193-204.

УДК 624.012.24

**СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИЙ КАРКАС ДЛЯ БАГАТОЯРУСНОЇ
АВТОМОБІЛЬНОЇ СТОЯНКИ**

**СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ КАРКАС ДЛЯ МНОГОУРОВНЕВОЙ
АВТОМОБИЛЬНОЙ СТОЯНКИ**

**STEEL REINFORCED CONCRETE FOR MULTILEVEL PARKING
PARKING**

Рищенко Т.Д. к.т.н., проф., Нижник О.В д.т.н., с.н.с., Івасенко В.В. к.т.н., ст. викладач (Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова)

Рыщенко Т.Д. к.т.н., проф., Нижник А.В д.т.н., с.н.с., Ивасенко В.В. к.т.н., ст. преподаватель (Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова)

Ryshchenko T.D. PhD, professor, Nyzhnyk O.V., doctor of technical sciences senior researcher, Ivashenko V.V. PhD, senior lecturer (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv)

У статті розглянуті особливості та подані пропозиції щодо використання сталезалізобетонного каркасу для будівництва багатоярусної автомобільної стоянки.

В статье рассмотрены особенности и представлены предложения по использованию сталезалізобетонного каркаса для строительства многоярусной автомобильной стоянки.

The article deals with the features and suggestions for the use of steel reinforced concrete frame for the construction of multi-tiered parking lot.

Ключові слова:

**Трубобетон, сталезалізобетон, перекриття.
Трубобетон, сталезалізобетон, перекрытие
Piping, steel reinforced concrete, floor.**

Вступ. Однією з головних проблем сучасних міст являється перенавантаженість автомобілями, кількість яких збільшується з кожним роком. У свою чергу, в містобудівному плані проблема збереження автомобілей – одна з найменш вивчених. Дефіцит паркувального простору висуває задачу комплексного вирішення управління парковками. Останнім

часом для збереження автотранспорту, особливо в крупних містах, будують багаторівневі стоянки, які являються зручніші за паркувальні майданчики та за своєю площею займають значно менші території [1, 2]. Такі об'єкти мають досить естетичний вигляд порівняно зі своїми попередниками – гаражними масивами. Однак, вибір оптимального типу багаторівневої стоянки повинен задовольняти містобудівним вимогам, транспортним, санітарно-гігієнічним, експлуатаційним та економічним вимогам. Об'ємно-просторове та образне рішення таких стоянок повинно поєднуватися з архітектурою адміністративно-торгових центрів, житлових комплексів, транспортно-комунікаційних вузлів та бути органічно вписаними в транспортну інфраструктуру місцевості.

Аналіз останніх досліджень. Конструктивні рішення багаторівневої стоянки включає велику кількість однакових елементів й дозволяє отримати економічну несучу систему при розробці типових елементів з єдиним кроком основних конструкцій. Найбільш важливим планувально-конструктивним параметром багаторівневих стоянок являється крок колон, довжина головних балок або ферм. Частіше за все, при зведенні окремих багаторівневих стоянок використовують залізобетонний каркас [3]. У свою чергу, залізобетонний каркас може бути виконаний в збірному, монолітному або збірно-монолітному варіантах. Перевагою монолітного залізобетону є те, що будівля може бути вписана в складну форму ділянки для будівництва. В окремих випадках при регулярній схемі будівлі з металевим каркасом можна отримати більш економічні рішення [4, 5].

Постановка мети і задач дослідження. Сучасний розвиток будівельних конструкцій характеризується пошуком нових видів сполучень бетону й сталі для їх раціональної спільної роботи. Водночас, такі конструкції повинні задовольняти вимогам зменшення витрат матеріалів, маси, як окремих несучих конструкцій, так і будівель цілому, зниження трудомісткості виготовлення та монтажу із забезпеченням необхідної несучої здатності. Цим вимогам відповідають комплексні сталезалізобетонні конструкції, до складу яких входять прокатні профілі, стрижнева арматура та бетон [6–8]. Сталезалізобетонні конструкції, маючи велику відносну жорсткість у порівнянні із залізобетонними, дозволяють збільшити прольоти і покращити функціональні якості будівлі, значно розширюють можливість трансформації внутрішнього простору. На основі проведеного аналізу відомих об'ємно-планувальних й конструктивних рішень було поставлено завдання запропонувати раціональну конструктивну схему для багатоярусної автомобільної стоянки

Основний матеріал. Враховуючи вищезазначене авторами запропоноване рішення з використанням сталезалізобетонного каркасу для п'ятиповерхової автомобільної стоянки з розмірами у плані 40×60 м (рис. 1).

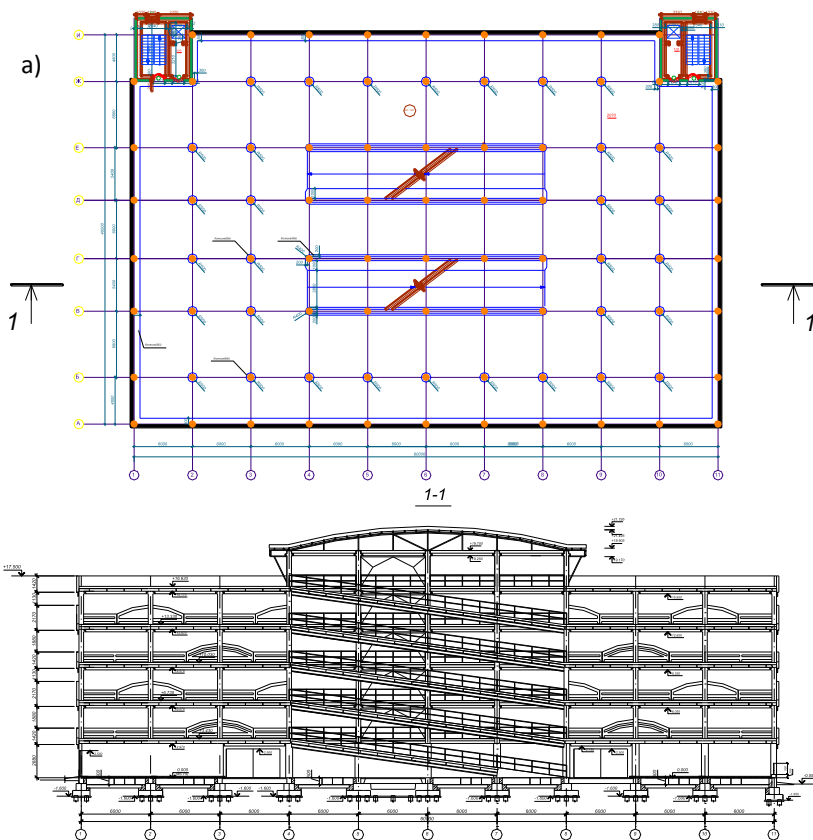


Рис. 1. План типового поверху (а) та розріз 1-1 (б)
багаторівневої автомобільної стоянки

Такий каркас включає в себе трубобетонні колони та сталезалізобетонні плити, котрі складаються із залізобетонної полиці й поздовжніх сталевих труб, що виконують роль жорсткої арматури та працюють сумісно із залізобетонною складовою. Трубобетонна калона являє собою зовнішню сталеву оболонку (сталеву трубу), заповнену бетоном, що утворює внутрішнє осердя. Сталева оболонка використовується не тільки в якості опалубки, вона також утворює ідеальні умови для роботи бетонного осердя під навантаженням. Важливою особливістю трубобетонних колон являється їх підвищена жорсткість, що пояснюється збільшенням приведенного модуля пружності за рахунок значної жорсткості металу обійми [9]. При цьому немає необхідності розробки складних вузлів сполучення з перекриттям.

У випадку, коли виникає необхідність влаштувати перекриття під великі прольоти та значні навантаження, доцільним є використання конструкцій перекриттів із винесеним армуванням. Тому для багаторівневої стоянки запропоноване перекриття з окремих плит, що складаються із залізобетонної полиці та поздовжніх сталевих труб, які виконують роль жорсткої арматури й працюють сумісно із залізобетонною складовою. Зовнішні сталеві труби виконують роль винесеної жорсткої арматури. Труба з'єднується із залізобетонною плитою за допомогою сталевих трубок [10, 11].

До складу перекриття входять міжколонні та пролітні плити рис. 2.

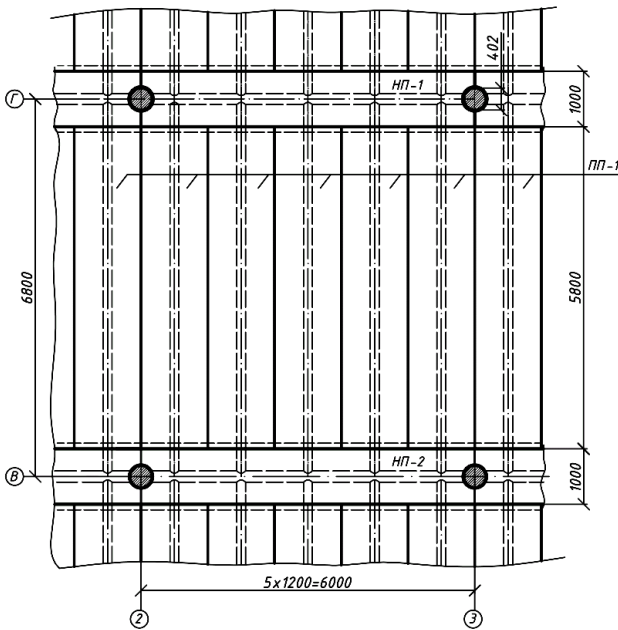


Рис. 2. Фрагмент перекриття:

НП – міжколонна плита; ПП – пролітна плита

Виготовлення плит може відбуватись безпосередньо на будівельному майданчику без застосування додаткової опалубки. Залізобетонна плита бетонується перевернутою в горизонтальному положенні. У якості опалубки слугує сталеве обрамлення із кутиків. В залежності від призначення плит полицьки кутиків виносять назовні або всередину конструкції. Міжколонні плити мають сталеве обрамлення з кутиків із винесеними гранями назовні. Таким чином утворюється площина для обпирання пролітних плит. Поперечний переріз міжколонної плити наведений на рис. 3.

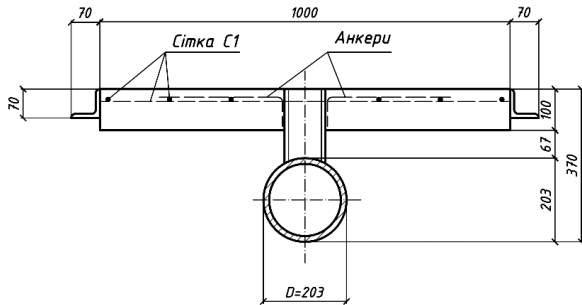


Рис. 3. Поперечний переріз міжколонної плити НП-1

Під час монтажу пролітні плити встановлюються на висаджені полицки сталевих рам міжколонних плит, після чого проводяться зварювальні роботи закладних деталей для досягнення необхідної жорсткості конструкції перекриття в цілому та заповнення швів цементним розчином.

Проектування запропонованих конструкцій засноване на управлінні напружено-деформованим станом, що призводить до економічних рішень. За рахунок об'єднання систем сталевих балок із залізобетонною складовою витрати металу і бетону здебільшого не перевищують витрат аналогічних залізобетонних конструкцій.

При проектуванні сталезалізобетонного каркасу прийнято до уваги, що бетонна складова працює сумісно з металевою, а метал, у свою чергу, порівняно рівномірно розподіляється по поверхні перекриття. Ефект сталезалізобетонного перекриття полягає в надійній сумісній роботі сталеві та бетонної складових. Залізобетонна плита повністю включена в роботу як стиснений елемент, причому ефективно використовується бетон, що майже не працює на розтяг. Кожна складова конструкції використовується за призначенням, підвищується жорсткість системи як у площині перекриття, так і в поперечному напрямку. У такій конструкції можуть бути поєднані основні позитивні якості збірних і монолітних конструкцій. Сталезалізобетонне перекриття із зовнішнім армуванням трубами дає змогу ефективніше використовувати матеріали, а в окремих випадках застосовувати попереднє напруження із регулюванням зусиль під час монтажу. Використання запропонованого сталезалізобетонного каркасу для багатоповерхової автомобільної стоянки передбачає збільшення швидкості зведення без втрати якості, зниження матеріальних витрат й трудомісткості монтажу, енергозбереження. В цілому, збирання каркасу зі сталезалізобетонним каркасом виражається в з'єднанні окремих його елементів між собою. Всі з'єднання відносно прості, зрозумілі й не являються трудомісткими.

Висновок. Запропонована конструкція сталезалізобетонного каркасу здатна сприймати значні навантаження та має суттєві переваги як з точки зору роботи, так і за техніко-економічними показниками.

Важливим є і те, що при використанні сталезалізобетонного каркасу для даного об'єкту з'являється можливість відмовитись від дорогої опалубки, додаткових підтримуючих засобів, спеціальної техніки, а також більш раціонально використовувати час на зведення конструкцій, при цьому виконувати роботи з їх виготовлення та монтажу потоковим методом, що призводить до скорочення термінів будівництва в цілому. Завдяки своїй відносній простоті виконання, сталезалізобетонний каркас не потребує особливої підготовки від монтажників. Рівень підготовки арматурників, бетонувальників на заводах залізобетонних конструкцій не повинен бути вищим, ніж для виготовлення тієї номенклатури продукції, яку цей завод випускає.

1. Пекарчук О. П. Тенденції організації паркінгів у житловому середовищі / О.П.Пекарчук // Вісник ніверситету "Львівська політехніка". Архітектура : [зб. наук. пр.] – Львів : Вид-во Львів. політехніки, 2012. — С. 79-86.
2. Павленко В.С. Многоярусный паркинг. – Международный научный журнал «Инновационная наука» №1/2016 Уфа, а/я «Аэтерна», С. 247 – 248.
3. Кодыш Э.Н. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, И.К. Никитин. – М.: АСВ, 2009. – 343 с.
4. Стальные конструкции в строительстве надземных многоярусных автостоянок: Рекомендации по применению под редакцией Блинова А.П., Борисова А.Б., Буркова А.Б. – М.: АРСС, 2015.
5. Проектирование многоярусных гаражей-стоянок на стальном каркасе / Э.Н. Кодыш, Н.Н., Трекин, Н.Г. Келасьев и др. – Пособие, М.: Аксиом Графикас Юнион, 2017. – 176 с.
6. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц. – Полтава: ПНТУ, 2005. – 181 с.
7. Нижник О.В. Безбалкові та часторебристі сталезалізобетонні перекриття: монографія / О.В. Нижник – Полтава: Видавець Шевченко Р.В., 2012. – 380 с.
8. Лапенко О.І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою / О.І. Лапенко. – Полтава: АСМІ, 2009. – 360 с.
9. Стороженко Л.І. Труробетон: монографія / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.І. Лапенко. – Полтава: АСМІ, 2009. – 322 с.
10. Стороженко Л.І. Нові види сталезалізобетонних згинальних конструкцій / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник, А.В. Іванюк, Т.П. Куч // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць, Вип. 21. – Рівне, 2011. – С. 366 – 373.
11. Стороженко Л.І. Експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок з армуванням трубами / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник, Т.П. Куч // Збірник наукових праць ДДНДІ ім. М.П. Шульгіна. – Вип. 11. – Київ, 2009. С. 331 – 335.

ЗБІРНО-МОНОЛІТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛОК ПОРОЖНИСТОГО ТРИКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ

СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ БАЛОК ПОЛОГО ТРЕУГОЛЬНОГО СЕСЧЕНИЯ

PREFABRICATED MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE SLABS OF BEAMS OF HOLLOW TRIANGULAR SECTION

Азізов Т.Н. д.т.н., проф. (Уманський державний педагогічний університет, м.Умань), **Сакр Ель Гадбан, аспірант** (Одеська державна академія будівництва і архітектури, м. Одеса)

Азизов Т.Н. д.т.н., проф. (Уманский государственный педагогический университет, г. Умань), **Сакр Эль Гадбан, аспірант** (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Azizov T.N., Doctor of Engineering, Profesor (Uman State Pedagogical University), **Sakr El Gadban** (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Показано, що при застосуванні в залізобетонних перекриттях балок порожнистого трикутного перерізу суттєво підвищується ефект просторової роботи. Наведені принципи конструювання збірно-монолітних балок порожнистого трикутного перерізу, а також способи конструювання перекриттів, складених з таких балок.

Показано, что при использовании в железобетонных перекрытиях балок полого треугольного сечения существенно повышается эффект пространственной работы. Приведены принципы конструирования сборно-монолитных балок полого треугольного сечения, а также способы конструирования перекрытий, состоящих из таких балок.

The article describes that when using in the reinforced concrete floors of beams of a hollow triangular cross section, the effect of spatial work is significantly increased. The principles of designing prefabricated monolithic beams of a hollow triangular section are presented, as well as methods for constructing overlaps consisting of such beams.

Ключові слова:

Просторова робота, перекриття, балка, порожнистий трикутник, переріз, конструювання, розрахункова схема, згинальний момент.

Ключевые слова:

Пространственная работа, перекрытие, балка, полый треугольник, сечение, конструирование, расчетная схема, изгибающий момент.

Keywords:

Spatial work, Slab, beam, hollow triangle, section, design, calculation scheme, bending moment.

Состояние вопроса и задачи исследований

Известно [1], что учет пространственной работы железобетонных перекрытий обеспечивает существенную экономию материалов и значительно повышает точность определения усилий, действующих в элементах перекрытия. Известно также, что эффект пространственной работы перекрытия увеличивается при увеличении крутильной жесткости его элементов. Один из способов увеличения крутильной жесткости балок приведен в работах [1], где предложены балки полого треугольного сечения. Изгибная жесткость таких балок примерно равна жесткости тавровых балок с равной шириной сжатой полки, а крутильная – в десятки раз больше жесткости тавровых. В [2] предложена сборно-монолитная конструкция балки полого треугольного сечения, изготавливаемая на строительной площадке. Расчет таких балок при кручении рассмотрен в [3], работа при изгибе рассмотрена в [4]. Вопросы конструирования сборно-монолитных балок полого треугольного сечения, а также вопросы о способах устройства перекрытий из таких балок не рассматривались.

В связи с вышесказанным **целью настоящей статьи** являются предложения по конструированию сборно-монолитных железобетонных балок полого треугольного сечения, а также предложения способов устройства перекрытий из таких балок.

Изложение основного материала.

Способ изготовления сборно-монолитных балок полого треугольного сечения заключается в следующем [1, 2] (рис. 1). На бетонируемую поверхность (ровный пол или опалубочная форма) укладываются деревянные нижние прокладки 1 толщиной, равной половине толщины стенки полой балки. Ширина прокладок может составлять 50-120 мм в зависимости от толщины стенки балки. Расстояние между прокладками подбирается в зависимости от длины отсека балки. Затем на прокладки укладывается арматурная сетка 2.

Диаметр арматуры сетки 3-8 мм подбирается расчетом прочности наклонных сечений железобетонной балки. После этого укладываются верхние деревянные прокладки 3 и торцевая доска 4 (ее ширина равна толщине стенки балки).

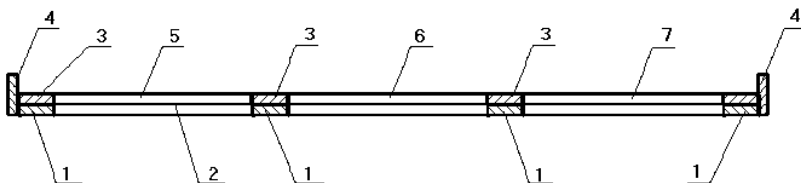


Рис. 1. Схема бетонирования балки полого треугольного сечения

Затем между прокладками укладывается бетон конструкции балки по секциям 5, 6 и 7. Длины секций могут быть любыми в зависимости от требуемых размеров поперечного сечения полой треугольной балки. После достижения бетоном прочности распалубки торцевая опалубка 4 и верхние прокладки 3 удаляются. Крайние секции балки 5 и 7 поднимаются кверху, в результате чего образуется полый треугольник (рис. 2). Крайние участки сетки перехлестываются и связываются вязальной проволокой. Затем в требуемом углу образованного треугольника укладывается рабочая арматура 8 балки (арматура укладывается в месте, где в рабочем состоянии будет растянутая зона балки). Участки пересечения секций в углах треугольника 9 бетонуются с помощью привязываемой опалубки (из отдельных досок).

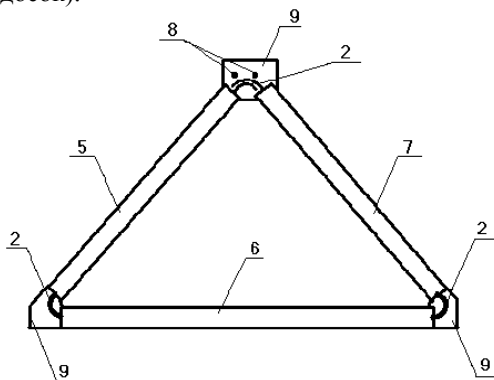


Рис. 2. Сечение сборно-монолитной железобетонной балки полой треугольной формы

После набора прочности бетона секций и монолитных участков 9 балка готова к применению. Она переворачивается в рабочее положение таким образом, чтобы рабочая арматура была в растянутой зоне.

Сечение растянутой арматуры 8, укладываемой перед бетонированием монолитных участков 9, а также толщина сжатой полки (поз. 6 на рис. 2) подбирается из условия требуемой прочности и жесткости балки по

нормальному сечению. Для удобства монтажа на опорах балки в ребрах можно устраивать опорные диафрагмы.

Учитывая, что сборно-монолитные балки полого треугольного сечения имеют свою специфику изготовления, следует отдельно остановиться на конструировании таких балок. Для изготовления балки в плоском виде требуется укладка арматурной сетки (см. рис. 1). Эта сетка с одной стороны позволяет создать единую конструкцию, а с другой – играет роль связей, объединяющих полку балки с ее ребрами при работе балки под нагрузкой.

Расчеты авторов с использованием теории составных стержней и дискретным методом [4] показывают, что при определенной жесткости монолитного шва балку можно рассчитывать как полностью монолитную. Другими словами, если диаметр поперечной арматуры сетки подобран определенным способом, то балку можно считать монолитной. С другой стороны, необдуманное увеличение диаметра поперечных стержней сетки приведет к увеличению количества арматуры и, соответственно, удорожанию конструкции. Кроме того, поперечная арматура сетки играет роль хомутов при расчете прочности балки по наклонным сечениям, а также при расчете прочности на действие крутящих моментов.

Продольная арматура сетки с одной стороны объединяет сетку в единое целое, а с другой – играет роль дополнительной рабочей арматуры. Поэтому шаг продольной арматуры следует назначать неравномерно, сгущая его на концах граней, находящихся у основной рабочей арматуры и разрежая на уровне полки балки.

В связи со сказанным при назначении диаметра и шага поперечной и продольной арматуры сетки следует учитывать следующее:

1. При известной суммарной нагрузке на балку (следовательно, известен максимальный изгибающий момент) сначала следует рассчитать необходимое количество продольной рабочей арматуры (включая как основную, так и продольные стержни сетки).

2. Усилия в шве между верхней полкой и наклонными боковыми ребрами определить по методике [4] как составного двухслойного стержня (рис. 3), верхний составляющий стержень которого – полка балки, нижний – наклонные ребра. Монолитный шов моделируется поперечными связями и связями сдвига. Суммарная сдвиговая прочность поперечной арматуры сетки должна быть не меньше прочности рабочей арматуры. Это связано с фактом, что внешний изгибающий момент воспринимается парой сил, как показано на рис. 3 (где через N_3 и N_6 обозначены соответственно усилие в арматуре и в сжатой полке) прочность связей сдвига должна быть достаточной, чтобы воспринимать усилие в сжатой полке.

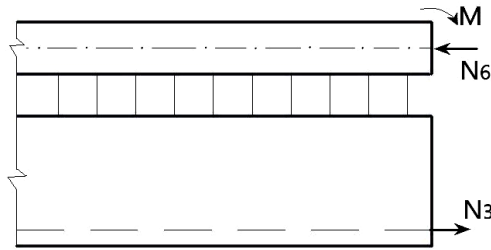


Рис. 3. Схема действия пары сил в составной балке

Учитывая, что наиболее рациональной является конструкция балки, в которой высота сжатой зоны в предельном состоянии равна толщине полки, то суммарное усилие T_s , воспринимаемое поперечной арматурой, соединяющей полку с ребрами, должно быть не менее:

$$T_s \geq f_{ck} b_f \cdot h_f, \quad (1)$$

где f_{ck} – расчетное сопротивление бетона; b_f , h_f – соответственно ширина и толщина полки балки.

Если же сечение рабочей арматуры меньше предельной силы, воспринимаемой полкой, то усилие должно быть не менее:

$$T_s \geq f_y \cdot A_s, \quad (2)$$

где f_y , A_s – соответственно расчетное сопротивление и площадь рабочей арматуры.

3. Уменьшить количество поперечной арматуры сетки можно устройством шпонок на гранях балки при бетонировании. При этом шпонки могут быть образованы вставкой обрезков деревянного бруса. Шаг и размеры шпонок можно определять по известной методике конструирования сборно-монолитных конструкций [6].

4. Провести расчет прочности наклонных сечений балки на действие изгибающего момента и поперечной силы. Диаметр и шаг поперечной арматуры сетки должен удовлетворять условиям прочности по наклонным сечениям.

5. Диаметр и шаг поперечной арматуры должен удовлетворять условиям прочности пространственных сечений на действие крутящего момента.

Шаг поперечной арматуры должен быть меньшим из всех возможных, принятых по пунктам 1-5. Расчеты прочности наклонных и пространственных сечений рекомендуется проводить по известным методикам, включая нормативную [5].

Балки полого треугольного сечения обладают высокой жесткостью при кручении. Этот факт делает перекрытия из таких балок конкурентоспособными по сравнению с другими видами перекрытий.

Балка полого треугольного сечения несет в себе функции балки и плиты одновременно, т.к. ширина сжатой полки может быть достаточно большой и приниматься таких же размеров, как и ширина пустотных или П-образных сборных плит. В то же время такие балки имеют свою специфику при устройстве перекрытия. Конструкция балки такова, что уложить отдельную балку без специальных приспособлений достаточно сложно, т.к. в рабочем положении балка укладывается на угол треугольника. Однако, две и более балки, соединенные между собой, являются уже достаточно устойчивой системой. С этой целью при устройстве перекрытия до укладки второй балки первую балку следует раскрепить временными расчалками, подобно тому, как это делается при монтаже стропильных балок или ферм.

Объединение всех балок перекрытия в единый диск может быть проведено в нескольких вариантах. Первый вариант, когда все три монолитных участка балок забетонированы до их монтажа в перекрытии. Тогда объединение в диск перекрытия можно проводить сваркой закладных деталей, уложенных заранее (рис. 4). В таком случае происходит удорожание перекрытия, т.к. при этом возрастают затраты на металл закладных деталей и элементов, их объединяющих.

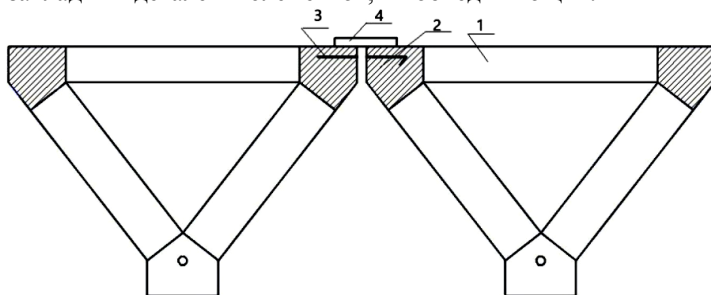


Рис. 4. Вариант объединения балок в перекрытии с помощью закладных деталей: 1 – верхние полки балок; 2, 3 – сетки балок, укладываемые перед бетонированием; 4 стальная накладка

Второй вариант. При бетонировании монолитных участков балок в них устраиваются шпонки с определенным шагом. После монтажа балок в местах расположения шпонок поперечные стержни сеток смежных балок объединяются хомутами из арматурной стали и шпонки бетонируются (рис. 5). Шаг шпонок, диаметр объединяющих хомутов следует подбирать из расчета перекрытия с учетом пространственной работы. В случае, если перекрытие запроектировано без учета пространственной работы, то шпонки и объединяющие хомуты могут быть расположены из конструктивных соображений.

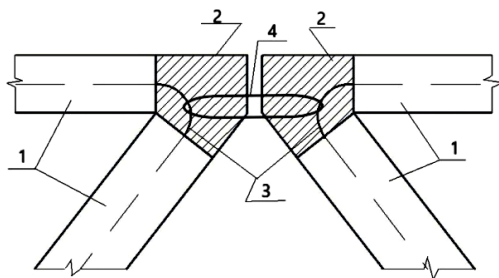


Рис. 5. Вариант объединения балок в перекрытии с помощью шпонок: 1 – элементы балок; 2 – монолитные участки балок; 3 – сетки балок, укладываемые перед бетонированием основных пластин; 4 – хомут, объединяющий сетки смежных балок.

Третий вариант. При изготовлении балок бетонруется только монолитный участок, расположенный у нижней грани (в рабочем положении) балки, где находится рабочая арматура. Это кроме всего облегчит изготовление балки, т.к. сразу после трансформации балки из плоского состояния (положения на полу) в положение готовой формы балки не бетонуются нижние монолитные участки (рис. 6).

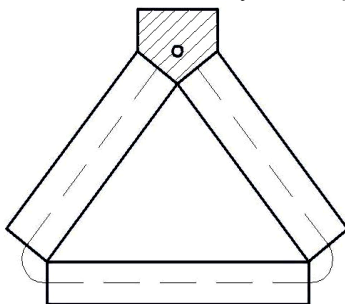


Рис. 6. Схема бетонирования монолитных участков балки для последующего монтажа

В таком виде балки перевозятся (в случае изготовления на заводе) и монтируются (рис. 7). Замкнутый контур балки является достаточно жестким и поэтому позволяет транспортировку и монтаж балок в таком состоянии.

После монтажа все сетки смежных балок объединяются хомутами из арматурной стали и монолитные участки бетонуются. Бетонирование монолитных участков объединяет как верхнюю полку каждой балки с ее наклонными ребрами, так и все балки в единый диск перекрытия.

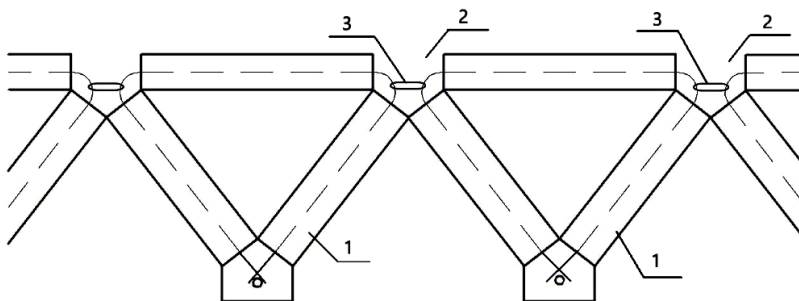


Рис. 7. Вариант объединения балок в перекрытии совместным бетонированием верхних узлов балок: 1 – основные элементы балок; 2 – участки перекрытия, подлежащие бетонированию; 3 – хомуты для объединения сеток смежных балок

Наиболее приемлемым из рассмотренных выше вариантов, очевидно, является третий вариант, т.к. при этом получается самый дешевый (с точки зрения расхода стали) и одновременно самый надежный способ объединения перекрытия в единый диск.

Выводы и перспективы исследований. Сборно-монолитные балки полого треугольного сечения обладают высокой жесткостью при кручении, что существенно повышает эффект пространственной работы перекрытий, состоящих из таких балок. В статье приведены принципы конструирования балок полого треугольного сечения, а также конструирования перекрытий, состоящих из таких балок.

В перспективе предполагается разработка программы на ЭВМ для проектирования рассмотренных в статье балок.

1. Азизов Т.Н. Пространственная работа железобетонных перекрытий. Теория и методы расчета/ дисс. докт. техн. наук: 05.23.01. – Полтава, 2006. – 496 с. 2. Азизов Т.Н. Спосіб виготовлення залізобетонних балок// Деклараційний патент № 14056 Україна. Бюлл. № 4. 17.04.2006. 3. Азизов Т.Н. Інженерний метод визначення НДС залізобетонних балок порожнистого перерізу з нормальними тріщинами / Т.Н. Азизов, О.С. Мельник, О.В. Мельник// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 22., – Рівне: Нац. ун-т водного господарства та природокористування, 2011. – С. 154-161. 4. Азизов Т.Н. К расчету изгибаемых железобетонных элементов полого треугольного сечения / Т.Н. Азизов, Сакр Эль Гадбан // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 30., – Рівне: Нац. ун-т водного господарства та природокористування, 2015. – С. 79-85. 5. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд, 2011. – 71 с. 6. Рекомендации по расчету и проектированию сборно-монолитных железобетонных конструкций. – М., 1987 - 35 с.

УДК 624.012.45

РОЗРАХУНОК БАЛОК ПОРОЖНИСТОГО ТРИКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ З ЗАСТОСУВАННЯМ АДАПТОВАНОЇ ТЕОРІЇ СКЛАДЕНИХ СТРИЖНІВ

РАСЧЕТ БАЛОК ПОЛОГО ТРЕУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ АДАПТИРОВАННОЙ ТЕОРИИ СОСТАВНЫХ СТЕРЖНЕЙ

CALCULATION OF BEAMS OF A FULL TRIANGLE SECTION WITH THE USE OF THE ADAPTED THEORY OF COMPOSITE RODS

Азізов Т.Н. д.т.н., проф. (Уманський державний педагогічний університет, м.Умань), **Сакр Ель Гадбан,** аспірант (Одеська державна академія будівництва і архітектури, м. Одеса)

Азизов Т.Н. д.т.н., проф. (Уманский государственный педагогический университет, г. Умань), **Сакр Эль Гадбан,** аспірант (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Azizov T.N., Doctor of Engineering, **Profesor** (Uman State Pedagogical University), **Sakr El Gadban** (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Наведена методика розрахунку балок порожнистого трикутного перерізу за допомогою теорії складених стрижнів, яка адаптована до розрахунку таких балок. Рішення прийнято у тригонометричних рядах, які швидко збігаються. Показано, що застосування теорії складених стрижнів дозволяє враховувати зусилля, які можуть відірвати полку балки від ребер.

Приведена методика расчета балок полого треугольного сечения с помощью теории составных стержней, которая адаптирована к расчету таких балок. Решение принято в тригонометрических рядах, которые весьма быстро сходятся. Показано, что применение теории составных стержней позволяет учитывать усилия, которые могут оторвать полку балки от наклонных ребер.

The method of calculation of beams of a hollow triangular section is described in the article. The calculation was carried out using the theory of composite rods. This theory is adapted to the calculation of such beams. The decision is made in trigonometric series, which quickly converge. It is

shown that the application of the theory of composite rods allows to take into account the forces that can tear off the beam shelf from inclined ribs.

Ключові слова:

Складені стержні, тригонометричний ряд, диференціальне рівняння, балка, трикутний переріз, в'язи зсуву, поперечні в'язи.

Составные стержни, тригонометрический ряд, дифференциальное уравнение, балка, треугольное сечение, связи сдвига, поперечные связи.

Composite rods, trigonometric series, differential equation, beam, triangular section, shear connections, transverse connections.

Состояние вопроса и задачи исследования.

В последнее время перекрытия и покрытия рассчитывают с учетом пространственной работы, когда усилия перераспределяются между отдельными элементами неравномерно. Эффект пространственной работы проявляется тем больше, чем больше крутильная жесткость элементов из которых состоит перекрытие. Одним из эффективных сечений, в которых крутильная жесткость большая, является сечение в виде полого треугольника. Применение в перекрытиях балок такого типа позволяет существенно увеличить эффект пространственной работы.

В виду сложной формы поперечного сечения таких балок было предложено изготавливать их в сборно-монолитном варианте, когда сначала конструкция бетонируется в плоском виде, потом трансформируется в балку полого треугольного сечения и замоноличиваются швы. Работа таких конструкций имеет свою специфику. Их крутильная жесткость исследована, однако напряженно-деформированное состояние таких балок при изгибе пока не исследовано.

В связи со сказанным, **целью настоящей статьи** является исследование напряженно-деформированного состояния при изгибе железобетонных балок полого треугольного сечения.

Изложение основного материала. Рассмотрим инженерную методику расчета балок полого треугольного сечения. Использование этой методики может быть весьма полезным на предварительных этапах расчета для принятия размеров поперечного сечения балки, ее армирования. Она отличается своей простотой и в тоже время своей относительно высокой точностью. Кроме того, применение этой методики, позволяет достаточно просто учитывать изменение жесткостей составляющих балки в результате трещинообразования.

Сборно-монолитную балку полого треугольного сечения можно представить в виде двухслойного составного стержня (рис. 1). При этом верхний стержень моделирует работу верхней полки балки, нижний стержень – V-образную нижнюю часть балки (две ее наклонные боковые грани). Оба стержня соединены швом, жесткость которого может иметь

как конечное значение, так и бесконечное. Ширина (толщина) шва также в общем случае может быть как нулевой, так и иметь конечное значение.

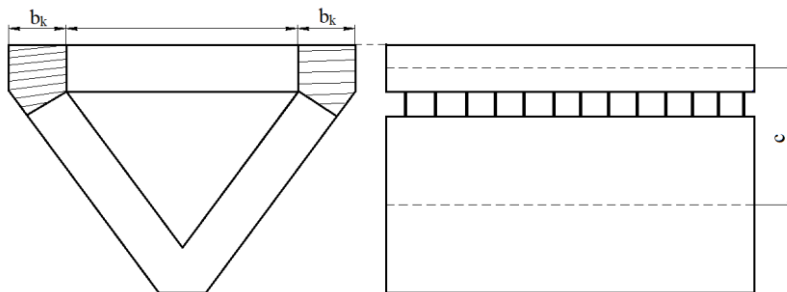


Рис. 1. Представление балки полого треугольного сечения в виде двухслойного составного стержня

Расчет будем вести с использованием теории составных стержней А.Р. Ржаницына [2] с некоторыми изменениями по [1]. Подобное решение было использовано авторами для расчета совместной работы ригелей и сборного настила. Приведем методику, адаптированную к расчету рассматриваемых в настоящей статье конструкций.

Если рассчитывается одиночная балка полого треугольного сечения без учета ее взаимодействия с смежными балками (например, в перекрытии), то ввиду малого влияния вертикальных усилий взаимодействия верхнего стержня (полки балки полого треугольного сечения) с нижним (наклонных ребер) жесткость поперечных связей составного стержня можно принять равной бесконечности. Жесткость же связей сдвига будет определяться жесткостью монолитного шва, объединяющего верхнюю полку с боковыми гранями.

Осевую жесткость верхнего составляющего стержня следует принимать из условия, что его толщина равна толщине верхней полки балки. Коэффициент жесткости связей сдвига ξ примем как для бетонной полосы шириной сечения $2b_k$ (см. рис. 1) и высотой, равной толщине верхней полки h_f с включением вертикальных стержней арматуры как сумма коэффициентов жесткостей бетона омоноличивания и арматуры.

Единичный сдвиг бетонной полосы определится по [3]:

$$\Delta_b = \frac{c}{d_b G_b} \quad (1)$$

где $d_b=2b_k$ – толщина шва – удвоенная ширина монолитных участков; G_b – модуль сдвига бетона шва омоноличивания; c – высота шва, условно равная толщине полки h_f .

Рассмотрим определение коэффициента жесткости для поперечных стержней. Схему для его определения можно представить в виде стержня, оба конца которого жестко защемлены. При перемещении одного из

концов стержня на величину $\Delta=1$ реакции R_A на его концах в соответствии с методом перемещений [4]:

$$R_A = \frac{12EJ}{C^3}, \quad (2)$$

где EJ – изгибная жесткость арматурного стержня.

Следовательно, при $R_A=1$ будем иметь:

$$\Delta_s = \frac{C^3}{12EJ} \quad (3)$$

Если на единице длины расположено n стержней, то единичный сдвиг:

$$\Delta_s = \frac{C^3}{12 \cdot EJ \cdot n} \quad (4)$$

Суммарный сдвиг бетона и n стержней равен:

$$\Delta = \Delta_b + \Delta_s = \frac{C}{d_b G_b} + \frac{C^3}{12 \cdot EJ \cdot n} \quad (5)$$

Коэффициент жесткости представляет собой величину, обратную Δ , т.е.:

$$\xi = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{\frac{C}{d_b G_b} + \frac{C^3}{12 \cdot EJ \cdot n}} \quad (6)$$

Перейдем теперь непосредственно к расчету системы «верхняя полка - наклонные ребра» как составного стержня.

В [2] выведено дифференциальное уравнение для двухслойной составной балки из двух брусьев с абсолютно жесткими поперечными связями и податливыми связями сдвига. Это уравнение имеет вид:

$$\frac{T''}{\xi} = \gamma \cdot T + \Delta, \quad (7)$$

где $T=T(x)$ – суммарные сдвигающие усилия между составляющими стержнями, связанные с погонными касательными усилиями $\tau(x)$ (рис. 2) зависимостью:

$$T(x) = \int_0^x \tau(x) d \cdot x, \quad (8)$$

γ - параметр, зависящий от изгибных и осевых жесткостей составляющих стержней:

$$\gamma = \frac{1}{EF_1} + \frac{1}{EF_2} + \frac{C^2}{\Sigma EI}, \quad (9)$$

EF_1, EF_2 – соответственно осевые жесткости первого (верхнего) и второго (нижнего) составляющих стержней; C – расстояние между осями составляющих стержней; ΣEI – суммарная изгибная жесткость двух составляющих стержней (в нашем случае она будет равна сумме изгибной

жесткости полки и изгибной жесткости боковых ребер; Δ - величина, зависящая от нагрузки и жесткости составляющих стержней и равная [2]:

$$\Delta = -\frac{M^0 \cdot C}{\Sigma EI}, \quad (10)$$

где C и ΣEI – то же, что и в формуле (9); M^0 – суммарный изгибающий момент от внешней нагрузки в сечениях каждого составляющего стержня основной системы. На рис. 2. Представлена схема составного стержня, подобно тому, как это было сделано в [1] для расчета совместной работы сборного настила с ригелем. В нашем случае, как было сказано выше, роль верхнего стержня играет верхняя полка, а нижнего – V-образный стержень из наклонных ребер рассматриваемой балки полого треугольного сечения.

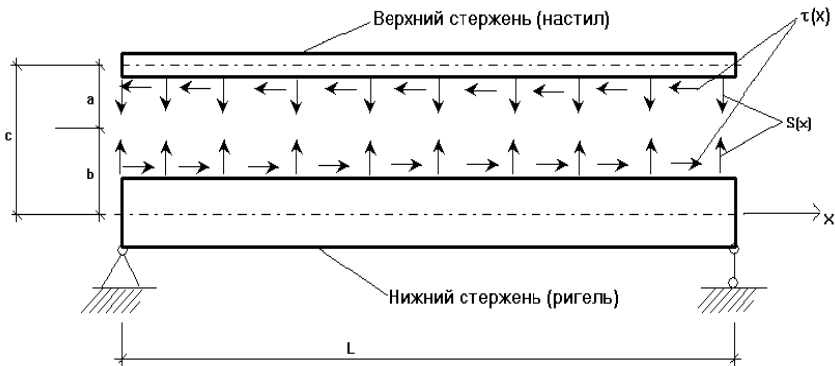


Рис. 2. Усилия, действующие в плоскости рассечения составного стержня

В [2] приведено решение уравнения (7) в гиперболических функциях, что при численной реализации может привести к погрешностям, т.к. значения гиперболического синуса и косинуса может быть многозначным числом. Весьма простой способ решения уравнения (7) получится, если использовать тригонометрические ряды Фурье подобно [1].

В случае, когда сдвигу торцов составляющих стержней друг относительно друга ничего не препятствует (в случае расчета рассматриваемой нами конструкции это именно так), граничные условия для $T(x)$ будут иметь вид: $T(0)=T(L)=0$. Тогда решение уравнения (7) можно принять в виде:

$$T(x) = \sum_{n=1}^{\infty} T_n \cdot \text{Sin}(\alpha \cdot x), \quad (11)$$

где $\alpha = \pi \cdot n / L$, T_n – коэффициенты Фурье, подлежащие определению.

Подставив выражение (11) в (7), разложив функцию изгибающего момента также в ряд по синусам и сократив на $\text{Sin}(\alpha \cdot x)$, получим уравнение для определения неизвестных коэффициентов T_n :

$$-T_n \cdot \alpha^2 - \xi \cdot \gamma \cdot T_n = \frac{C}{\Sigma EI} \cdot M_n, \quad (12)$$

решив которое, найдем значение T_n :

$$T_n = -M_n \cdot \frac{C}{\Sigma EI} \cdot \frac{1}{(\alpha^2 + \xi \cdot \gamma)}, \quad (13)$$

где M_n – коэффициент разложения функции изгибающего момента от внешней нагрузки в ряд по синусам.

Величина T_n определяется m раз, где m – верхний предел суммирования ряда (11), который достаточно быстро сходится.

Продифференцировав один раз выражение (11), получим функцию распределения погонных касательных усилий $\tau(x)$.

Выше мы рассмотрели методику расчета, когда пренебрегли усилиями в поперечных связях (в вертикальном направлении).

Однако, в системе «верхняя полка – боковые ребра» появляются еще и вертикальные усилия взаимодействия, способные в некоторых случаях отрицательно повлиять на совместную работу элементов системы. Такой случай может иметь место, если рассчитывается не отдельно лежащая балка полого треугольного сечения, а балки, совместно работающие в перекрытии. В этом случае усилия взаимодействия смежных балок могут отрывать верхнюю полку от наклонных ребер (рис. 3).

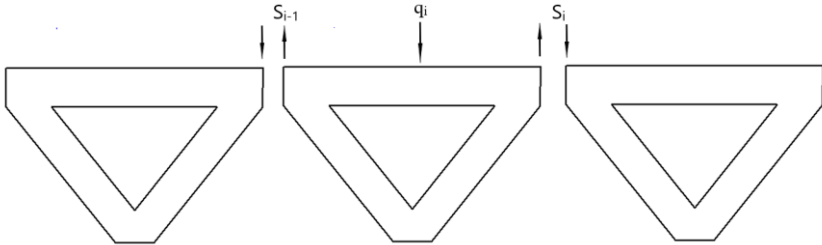


Рис. 3. Схема действия вертикальных усилий взаимодействия балок друг с другом

Рассмотрим метод определения усилий взаимодействия между верхней полкой и боковыми ребрами, который также основан на использовании теории составных стержней. Для этого используем систему дифференциальных уравнений, полученную в [2] для случая, когда оба вида связей составного стержня являются упруго-податливыми, для изгибающих моментов MS от вертикальных сил в поперечных связях S и касательных сил T :

$$\frac{T''}{\xi} = gT + i \cdot MS + g_0;$$

$$\frac{-MS^{IV}}{\eta} = iT + k \cdot MS + K_0, \quad (14)$$

где обозначено [2]:

$$g = \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{a^2}{E_1 I_1} + \frac{d^2}{E_2 I_2}; \quad i = -\frac{a}{E_1 I_1} + \frac{d}{E_2 I_2}; \quad k = \frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2}; \quad (15)$$

$$g_0 = -\frac{M_1^0 a}{E_1 I_1} - \frac{M_2^0 d}{E_2 I_2} - \frac{N_1^0}{E_1 A_1} + \frac{N_2^0}{E_2 A_2}; \quad k = \frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2}; \quad k_0 = \frac{M_1^0}{E_1 I_1} - \frac{M_2^0}{E_2 I_2}; \quad (16)$$

η, ξ – соответственно коэффициенты жесткости поперечных связей и связей сдвига, представляющие отношение усилия в связи к соответствующей ему деформации. Можно принять, что поперечными связями является слой балки высотой C между условными составляющими стержнями;

a, d – расстояния от разделяющей плоскости до нейтральных осей верхнего (усиливаемая балка или плита) и нижнего (слой усиления) составляющих стержней;

E_1, E_2 – модули упругости верхнего и нижнего составляющих стержней;

A_1, A_2, I_1, I_2 – площади сечений и моменты инерции составляющих стержней;

$M_1^0, M_2^0, N_1^0, N_2^0$ – изгибающие моменты и продольные силы в составляющих стержнях от действия внешней нагрузки. В нашем случае отличным от нуля является только изгибающий момент M_1^0 .

В [2] получено решение системы (14) только для частного случая, когда жесткости верхнего и нижнего составляющих стержней равны между собой, что для расчета нашей балки неприемлемо.

Исключив из системы уравнений (14) усилия MS , получим дифференциальное уравнение для определения $T(x)$:

$$T^{VI} - \xi \cdot g \cdot T^{IV} + \eta \cdot k T^{II} + \xi \eta (i^2 - gk) T = -\xi \eta \cdot ik_0 + \xi \eta \cdot kg_0 + \xi \cdot g_0^{IV}. \quad (17)$$

Ввиду высокого порядка уравнения (17) его аналитическое решение весьма затруднено. Решим его с помощью разложения неизвестных усилий $T(x)$ в тригонометрический ряд по синусам, как это было сделано выше.

Представление решения уравнения (17) в виде разложения (11) правомерно ввиду того, что граничные условия имеют вид:

$$T(0) = T''(0) = T(L) = T''(L) = 0, \quad (18)$$

а также (для симметричной нагрузки):

$$T'(L/2)=0. \quad (19)$$

Кроме того, из условия равновесия на горизонтальную ось (см.рис.2) имеем:

$$\int_0^l \tau(x)dx = 0, \quad (20)$$

где

$$\tau(x)=T'(x). \quad (21)$$

Шесть граничных условий (18), (19) и (20) тождественно удовлетворяются, если решение принять в виде разложения (11). Следовательно, такое решение вполне правомерно.

Величины g_0 и k_0 в уравнении (17) – это изгибающие моменты в составляющих стержнях с некоторыми коэффициентами [2]:

$$g_0 = -aM_1 / EI_1 - bM_2 / EI_2; \quad k_0 = M_1 / EI_1 - M_2 / EI_2 \quad (22)$$

где M_1, M_2 – соответственно функции изгибающих моментов в верхнем и нижнем составляющих стержнях от внешней нагрузки, действующей непосредственно на них (здесь в нашем случае также $M_2=0$;

a, b – расстояние от центров тяжести соответственно верхнего и нижнего стержней до линии их сопряжения;

EI_1, EI_2 – изгибные жесткости соответственно верхнего и нижнего составляющих стержней.

Разложив функции M_1 и M_2 в ряды по синусам, подставив выражение (11) в (17), произведя дифференцирование и сократив на $\sin(\alpha x)$, получим выражение для определения неизвестных коэффициентов разложения T_n искомой функции $T(x)$:

$$T_n [-\alpha^6 - \xi \cdot g \alpha^4 - k \eta \alpha^2 + \xi \eta (i^2 - gk)] = B_1 M_{1,n} + B_2 M_{2,n}, \quad (23)$$

где обозначено:

$$B_1 = -(\xi \eta \cdot i + \xi \eta k a) / EI_1; \quad B_2 = (\xi \eta \cdot i - \xi \eta k b) / EI_2; \quad (24)$$

$M_{1,n}, M_{2,n}$ – коэффициенты разложения моментов от внешней нагрузки M_1 и M_2 .

В общем случае, когда на верхний стержень действует нагрузка q_1 , а на нижний q_2 выражения для M_1 и M_2 будут иметь вид:

$$M_1 = -q_1 x^2 / 2; \quad M_2 = q_1 l x / 2 + q_2 l x / 2 - q_2 x^2 / 2. \quad (25)$$

Коэффициенты разложения величин M_1 и M_2 в выражении (25) в ряды Фурье будут иметь вид [1]:

$$M_{1,n} = (q_1/l) \left[(l^2/\alpha - 2/\alpha^3)(-1)^n + 2/\alpha^3 \right]; \quad (26)$$

$$M_{2,n} = -(q_1 l/\alpha)(-1)^n + (q_2/l) \left[(l^2/\alpha - 2/\alpha^3)(-1)^n + 2/\alpha^3 \right] - (q_2 l/\alpha)(-1)^n$$

Подставив определенные из (26) коэффициенты $M_{1,n}$ и $M_{2,n}$ в выражение (23), определим T_n m раз, где m – верхний предел суммирования ряда (11) (который, как показывают расчеты, сходится очень быстро) и получим функцию распределения касательных усилий $T(x)$ между верхним и нижним составляющими стержнями.

После определения функции $T(x)$ из первого уравнения системы (14) определим вертикальные усилия $S(x)$, учитывая, что $S(x) = -MS''(x)$:

$$S = (1/i) \left(-T^{IV} / \xi + gT'' + g_0'' \right). \quad (27)$$

Учитывая, что g_0 определяется по выражению (22,а), а также выражения (25) для моментов M_1 и M_2 , получим выражение для второй производной g_0'' :

$$g_0'' = aq_1/EI_1 + bq_2/EI_2. \quad (28)$$

Примем решение S по (27) также в виде ряда Фурье по синусам и, разложив g_0'' по (28) также в ряд, получим выражение для определения коэффициента разложения S_n :

$$S_n = -T_n \left(\alpha^4 / \xi / i + g\alpha^2 / i \right) - (2/l/\alpha/i) (q_1 a / EI_1 + q_2 b / EI_2) \left[(-1)^n - 1 \right], \quad (29)$$

где T_n – уже определено выше по (23).

Таким образом, мы получили решение задачи в общем виде, когда определяются как вертикальные $S(x)$, так и касательные $T(x)$ усилия взаимодействия между верхней полкой и боковыми ребрами сборно-монокристаллической балки полого треугольного сечения при действии нагрузки как на верхнюю полку, так и на ребра и, наконец, при любом соотношении жесткостных характеристик верхнего (имитирующего работу полки) и нижнего (имитирующего работу боковых ребер) составляющих стержней. После определения $T(x)$ и $S(x)$ дальнейший расчет каждого стержня (верхней полки и V-образного нижнего стержня) ведется как для обычных балок, на которые действуют своя внешняя нагрузка, а также усилия $T(x)$ и $S(x)$, определенные из вышеприведенного решения.

Учет вертикальных усилий взаимодействия весьма важен в практических расчетах. Так, если рассмотреть среднюю балку (см. рис. 3), то усилия взаимодействия S слева и справа от нее (от действия соседних балок)

будут отрывать полку от ребер. Эти усилия будут рассматриваться как внешние усилия на верхний стержень составного стержня. И в этом случае следует задачу решать с учетом вертикальных усилий и $S(x)$. Не учет последнего фактора может представлять опасность, если полка не рассчитана на ее возможный отрыв от ребер, т.е. имеет недостаточное армирование, то это может привести к потере несущей способности балки. Приведенная выше методика, достаточно просто реализовываемая численно для расчета на ЭВМ, позволяет избежать такой недооценки указанных выше факторов.

Выводы и перспективы исследований. В статье разработана методика расчета совместной работы полок и наклонных ребер балок полого треугольного сечения с помощью адаптации теории составных стержней к расчету таких балок и предложения численного решения системы уравнений, выведенной А.Р. Ржаницыным. Преимуществом предложенной методики расчета является возможность учета различных свойств бетона омоноличивания и бетона основных частей балки полого треугольного сечения, а также учета различного армирования балок.

В перспективе предполагается распространить методику на расчет с учетом изменения жесткостей составляющих стержней в результате образования в них трещин.

1. Азизов Т. Н. Экономичные конструкции покрытий и перекрытий / Т. Н. Азизов. – Умань : Алми, 2002. – 64 с.
2. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
3. Тимошенко С.П. Сопротивление материалов. Том 1. – М.-Л.: Гос. Изд-во технико-теоретической литературы, 1945. – 320 с.
4. Снитко Н.К. Строительная механика. – М., 1980. – 431 с.

УДК 69.059.22:692.522.2

ВИДАЛЕННЯ ЗБІРНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ В КАРКАСНИХ БУДІВЛЯХ

УДАЛЕНИЕ СБОРНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ В КАРКАСНЫХ ЗДАНИЯХ

REMOVING PRECAST SLAB CEILINGS IN FRAME BUILDINGS

Билик С.І., д.т.н., проф., Тонкачєєв Г.М., д.т.н., проф. (Київський національний університет будівництва і архітектури)

Билык С.И., д.т.н., проф., Тонкачев Г.Н., д.т.н., проф. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры)

Bilyk S.I., doctor of technical sciences, prof., Tonkacheiev H.N., doctor of technical sciences, prof. (Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture)

Наведена технологія видалення збірних плит перекриттів в каркасних будівлях при капітальному ремонті із заміною збірних перекриттів на монолітні залізобетонні і конструкція нестандартного пристосування для забезпечення цієї технології.

Приведена технология удаления сборных плит перекрытий в каркасных зданиях при капитальном ремонте с заменой сборных перекрытий на монолитные железобетонные и конструкция нестандартного приспособления для обеспечения этой технологии.

The technology of removing precast floor slabs in buildings of frame during overhaul with replacement of prefabricated reinforced concrete slab on a monolithic and non-standard device construction for this technology.

Ключові слова:

Плита перекриття, каркасна будівля, видалення, технологія, заміна, пристосування.

Плита перекрытия, каркасное здание, удаление, технология, замена, приспособления.

Floor slab, frame building, removal, technology, change, adaptation.

Стан питання та мета досліджень. Дуже часто в практиці будівництва виникають випадки необхідності заміни перекриттів. Технологія видалення старих збірних плит перекриттів при надійних опорних поверхнях відпрацьована і передбачає встановлення риштувань під плиту,

що руйнується. Як правило, застосовуються збірно-розбірні ліси, які призначаються для підтримки опалубки при виготовленні монолітних плит перекриттів [1]. Зустрічаються випадки, коли опорні поверхні для лісів не придатні для використання. Наприклад, після пожежі в будівлі і верхні і нижні плити перекриттів можуть знаходитися у аварійному стані. В цьому випадку застосовувати звичайні збірно-розбірні ліси не можна.

Мета дослідження – розробка небезпечної технології видалення збірних залізобетонних плит перекриттів в каркасних будівлях.

Виклад основного матеріалу. Реконструкції із заміною плит перекриттів на монолітні залізобетонні перекриття піддавалася каркасна будівля з сіткою колон 6 x 6 м. Каркас був виконаний за типовою серією ИИ 04 з ригельними рамами і в'язевими розпірними плитами перекриття. Сталася пожежа, яка привела до погіршення несучого стану практично всіх перекриттів 8-ми поверхової будівлі. Деякі плити впали самі, не витримавши власної ваги. То були місця взагалі без опорних конструкцій. Більш менш придатними для спирання залишилися ригелі, які мали достатню несучу здатність для утримання лісів оснастки.

Застосувати типові підтримуючі конструкції лісів не було можливості. Потрібно було зробити такі пристосування, які б легко встановлювалися та переміщувалися вручну із дотриманням всіх вимог до безпеки праці. На підставі теоретичних засад [2, 3] за конструктивне рішення були прийняті риштування у вигляді тумб з металевих тонкостінних прямокутних труб збірно-розбірної конструкції (рис. 1).

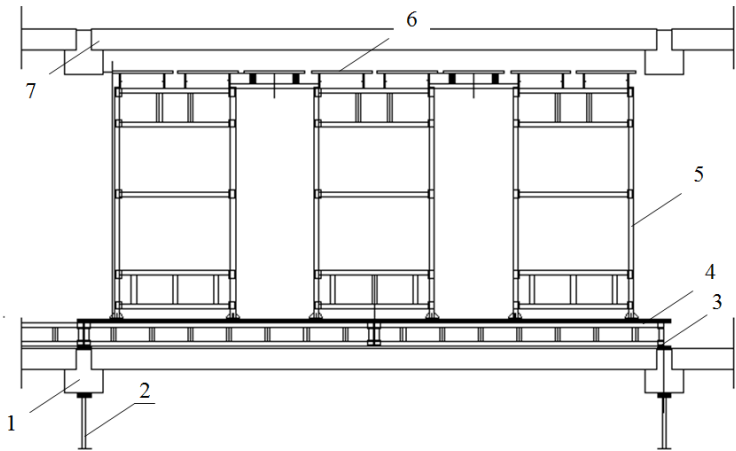


Рис. 1. Схема розташування підтримуючих пристосувань на поверхсі будівлі під плиту, що підлягає руйнуванню: 1 – ригель; 2 – стійка; 3 - дошку з перерізом 150x40 мм; 4 – настил з металевих балок та дощок 120x40 мм; 5 – збірно-розбірна тумба; 6 – щити; 7 – плита, що розбирається

Розроблена організаційно-технологічна схема виконання робіт, яка передбачає послідовний демонтаж плит перекриття зверху-вниз в межах однієї секції. Перед початком виконання робіт мають бути завершені роботи з демонтажу опоряджувального шару перекриття 8-го поверху, влаштовані конструкції тимчасового підкріплення згідно окремого проекту, відновлені або встановлені при відсутності смугові в'язі по плитам, відновлені або встановлені при відсутності скрутки між існуючими плитами перекриття.

Для запобігання падінню частин конструкцій з висоти та виникаючих при цьому динамічних впливів, а також з метою забезпечення безпеки виконання робіт, під конструкції що демонтуються підводяться спеціальні переставні тумби.

Для забезпечення технологічності та безпеки виконання робіт, дотримуючись вимог існуючих норм [4], під плити, що підлягають демонтажу, влаштовуються підтримуючі тимчасові конструкції в межах ділянки виконання робіт. Нетипові конструкції переставних тумб являють собою збірно-розбірні металеві риштування, що розраховані на сприйняття навантаження та передачі його на ригелі каркасу від плит, що демонтуються при виникненні аварійної ситуації та їх обваленні. Для забезпечення безпеки та зручності виконання робіт, конструкції переставних тумб опираються на суцільний щитовий настил по металевим балкам.

Встановлення конструкцій переставних тумб проводять в такій послідовності. Спочатку розчищають місця спирання сталевих конструкцій від будівельного сміття. Потім встановлюють в поздовжньому напрямку ригеля опорну дерев'яну дошку перерізом 150x40 мм; на неї опирають металеві балки настилу з кроком розрахованим під крок стійок підтримуючих тумб. Поверх металевих балок влаштовують дощатий настил з дощок 120x40 мм; укладають армовану плівку для збору відпрацьованої води, що використовувалась для охолодження ріжучих елементів обладнання. Подальше видалення води з поверхні плівки проводити за допомогою промислового водо пилососа.

Конструкції переставних тумб встановлюють з центруванням опор тумби на балки настилу. Перевіряється надійність, влаштованих в попередньому етапі виконання робіт, конструкцій переставних тумб та їх відповідність проекту.

Плити розбирають смугами шириною 0,5 ... 0,6 м у напрямку робочого прогону від середини до країв (до ригелів). Передбачається технологія навмисного просідання плити при руйнуванні від середини прольоту, щоб уникнути несподівану поведінку плити при руйнуванні.

Перед розрізання плити виконують розмітку поперечних та поздовжніх смуг розрізів згідно типових схем розташування порожнин.

Спочатку за допомогою перфораторів виконуються поздовжні розрізи плити в місцях пустот, далі відбійними молотками виконують поперечні

штраби в плиті в межах однієї ділянки. За ділянку приймається одна стоянка підтримуючих тумб. Після влаштування поперечних штраф обрізуються стрижні робочої і конструктивної арматури. Зруйнований бетон і обрізану арматуру не дозволяється скидати на перекриття що знаходиться нижче. Відокремлені куски плит транспортуються до місць збору сміття (рис. 2.).

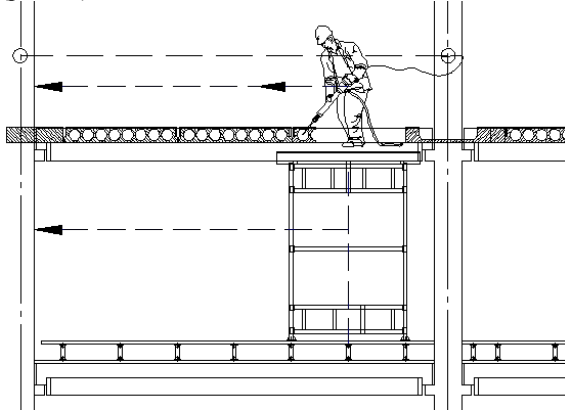


Рис. 2. Схема виконання робіт при видаленні збірної порожнистої залізобетонної плити перекриття

Загальним попереднім процесом для всіх основних процесів є влаштування настилу. Для безпеки влаштування настилу для закріплення фала запобіжного пояса на висоті 1,1 м між колонами каркасу у поперечному напрямку будівлі слід закріпити сталеві троси діаметром не менш 15 мм. Натягнути їх фаркопфами на зусилля приблизно 500 кг. Схема виконання робіт наведена на рис. 2.

Встановити під ригелями трьох поверхів, що нижче поверху де планується виконання робіт тимчасові стойки (по три стойки під ригелями прольотів 6 м і по одній стойки для прольотів 3 м.

Категорично забороняється перевантажувати міжповерхові перекриття будівельним сміттям, матеріалами та ін. Максимальне навантаження на плити перекриття під час проведення демонтажних робіт не повинно перевищувати 200 кг/м^2 , окрім спеціально виділених зон для складування матеріалів та проведення підготовчих робіт згідно будівельного генерального плану. Перекриття не повинні мати необгороджених отворів.

Одночасне розбирання конструкцій у двох або більше ярусах категорично забороняється, при розбиранні конструкцій на поверсі доступ на нижче розташовані поверхи закрити.

При розбиранні конструкцій робітники повинні бути забезпечені індивідуальними засобами захисту, в т.ч. захисними касками, запобіжними

поясами, страхувальними мотузками, респіраторами, захисними окулярами, спецодягом та ін.

До початку робіт необхідно обстежити ділянку розборки з точки зору безпечного проведення робіт для робітників.

Для трьох прольотної схеми каркасу з формулою прольотів 6 – 3 – 6 першим слід влаштувати настил в середньому прольоті для забезпечення транспортної зони, після чого від середнього прольоту до крайніх осей влаштувати решту настилу в зонах визначених за наведеними нижче відповідними схемами.

В кожній секції на 8-му поверсі для захисту робітників від можливого падіння дрібних кусків руйнування плит на висоті 2,4 м над місцями виконання процесу по демонтажу плит закріпити сталеві сітки з чарункою не більш 50 x 50 мм.

Виконати випробування площадок і обладнання.

Комплексний технологічний процес включає такий склад процесів: перший процес - демонтаж плит і балок перекриття, видалення сміття; другий процес - підсилення колон та ригелів металевими конструкціями; третій процес - підсилення збірних плит та влаштування нових монолітних плит на заміну зруйнованих або тих, що були відсутні; до четвертого процесу віднесені інші роботи.



Рис.3. Вид оснастки з комплексом виконаних процесів

Всі роботи виконуються горизонтальними потоками в межах секції у напрямку по вертикалі з 8-го до 1-го поверху. Перехід на наступний поверх дозволяється, коли монолітні плити перекриття верхнього поверху, починаючи з першої захватки наберуть міцність не менш 70% від проектної міцності бетону (рис. 3).

Переміщення переставних тумб слід виконувати за допомогою підйомно-транспортного візку гідравлічного ручного "Рокла" - DFS - 2000.

Розрахунок металевих тумб і балок виконано за спеціальною методикою у відповідності із нормативними документами [5,6,7]. Також оцінено вплив можливих пошкоджень і необхідні запаси міцності і стійкості [6,7,8].

Висновки. На підставі проведених досліджень розроблено унікальну технологію розбирання порожнистих збірних плит покриття із застосуванням спеціально запроєктованих монтажних-демонтажних тумб, які забезпечили безпечне виконання робіт

1. Анпилов С.М. Опалубочные системы для монолитного строительства: учебное издание. М.: Издательство АСВ, 2005. 280с. 2. Тонкачев Г.Н. Основы формирования и выбора комплектов монтажной оснастки в строительстве // Містобудування та територіальне планування: зб. наук. пр. - К.: КНУБА, 2003. - Вип 14. С. 185-189. 3. Тонкачев Г.М. Система обґрунтування технологічних параметрів монтажної оснастки для обмеження та фіксації конструкцій, що монтуються / Г.М. Тонкачев, Л.А. Лепська, С.П. Шарапа // Містобудування та територіальне планування: зб. наук. пр. - К.: КНУБА, 2014. Вип 52. С. 418-426. 4. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві / Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012. 94 с. 5. Металеві конструкції. Загальний курс. / Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавриненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. – К.: Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с. 6. Білик С.І. Порівняння о місцевої стійкості стінок двотаврових балок за ДБН В.2.6-198-2014 і Єврокодом 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010) при пружній роботі сталі/ С.І. Білик, Л.І.Лавриненко, Н. Альтайє // Будівельні конструкції. Теорія і практика. Зб. наук. пр. Вип. 1. – Київ. МОН України, КНУБ, 2017. – С. 36–47. 7. Білик С.І. Теоретичне порівняння фактора стійкості і коефіцієнта поздовжнього згину центрально-стиснутих сталевих колон з урахуванням початкових деформацій та вигинів//Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. Вип. 15. – К.: Вид-во «Сталь», 2015. – С. 48-61. 8. Білик С.І. Залишкові напруження в сталевих холодногнутих профілях / С.І. Білик, А.С. Білик, М.В. Усенко, В.В. Куземко, В.В. Нужний // Строительство, материаловедение, машиностроение. Сборник научных трудов. Выпуск 61 – Днепропетровск, 2011.

УДК 699.841

**ОЦІНКА ДИНАМІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК БУДІВЕЛЬ ПІСЛЯ
ВПЛИВУ ЗНАЧНИХ НЕРІВНОМІРНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВИ**

**ОЦЕНКА ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗДАНИЙ ПОСЛЕ
ВОЗДЕЙСТВИЯ ЗНАЧИТЕЛЬНЫХ НЕРАВНОМЕРНЫХ
ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ**

**ESTIMATION OF BUILDING DYNAMIC CHARACTERISTICS AFTER
BASE SUBSTANTIAL DIFFERENTIAL SETTLEMENTS INFLUENCE**

Хохлін Д.О., к.т.н., с.н.с. (Київський національний університет будівництва та архітектури, м. Київ)

Хохлин Д.А., к.т.н., с.н.с. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Khokhlin D.O., Ph.D., senior researcher (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

В статті розглянуті узагальнені результати частини досліджень автору щодо будівель в умовах можливого послідовного впливу значних нерівномірних деформацій основи та сейсмічних навантажень, присвячених динамічним характеристикам таких будівель після впливу деформацій основи.

В статье рассмотрены обобщенные результаты части исследований автора касательно зданий в условиях возможного последовательного воздействия значительных неравномерных деформаций основания и сейсмических нагрузок, посвященных динамическим характеристикам таких зданий после влияния деформаций основания.

Common results of part of the author's research on buildings in conditions of possible combined influence of seismic loads and base substantial differential settlements, devoted to the dynamic characteristics of such buildings after base settlements influence, are considered in the article.

Ключові слова:

Сейсміка, нерівномірні деформації, будівлі, динамічні характеристики.

Сейсмика, неравномерные деформации, здания, динамические характеристики.

Seismic, differential settlements, building, dynamic characteristics.

Територія України характеризується значним розповсюдженням особливих і складних інженерно-геологічних умов, в т.ч. сейсмічної небезпеки, просідаючих ґрунтів, підроблювання, зсувонебезпеки, карстів тощо. Отже актуальними є питання дослідження будівель і споруд в таких умовах. І землетруси, і значні нерівномірні деформації основи (ЗНДО) створюють значний навантажувальний ефект на конструктивну систему з відповідним напружено-деформованим станом (НДС) з високим ризиком руйнування конструкцій або будівель в цілому. Тому логічним є розгляд можливості небезпечного їх комбінування. Крім цього корисним і актуальним є розгляд теми оцінки зміни динамічних характеристик конструктивних систем під впливом розглядуваних деформацій з метою оцінки стану існуючих будівель або перевірки адекватності їх розрахункових моделей.

Окремі спроби розгляду впливу комбінації сейсміки та різноманітних видів ЗНДО зустрічалися на території екс-СРСР, що представлено, наприклад, в роботах [1 – 5 та ін.]. Серія досліджень [5 – 9 та ін.], проведена Київським зональним науково-дослідним інститутом експериментального проектування (КиївЗНДІЕП) з 1982 по 2009 роки з перервами була найбільш комплексною за даною тематикою. Хоча при цьому залишились нерозглянутими та нерозкритими велика кількість питань і проблем. Наприклад, інші джерела значних нерівномірних деформацій основи крім просідаючих ґрунтів, врахування нормативної заборони суміщення особливих (аварійних) впливів в одному сполученні навантажень, розробка прикладних інженерних методів розрахунку, більш ґрунтовний теоретичний розгляд проблеми та її рішень, розробка універсального комплексу заходів захисту об'єктів в залежності від їх класу відповідальності, оцінка динамічних характеристик деформованих будівель тощо. У зв'язку з цим автором проводиться комплекс досліджень з метою вирішення перерахованих прогалин, частина результатів яких представлена в даній статті.

Метою статті є розгляд частини результатів досліджень автору щодо будівель в умовах можливого послідовного впливу ЗНДО та сейсмічних навантажень, присвячених динамічним характеристикам таких будівель після впливу деформацій основи.

При виникненні ЗНДО будівель з жорсткою конструктивною системою (умовна балка-стінка на пружньо-пластичній основі) суттєві додаткові зусилля визивають розвиток та накопичення деформацій і пошкоджень конструкцій, в першу чергу, тріщиноутворення. При цьому спостерігаються явища деградації як міцності, так і жорсткості конструктивної системи [4,6,8]. Відповідно до зниження жорсткості конструкцій будуть зменшуватися й залежні від них періоди власних коливань будівлі.

Для дослідження особливостей динамічних характеристик будівель, що зазнали пошкоджень від ЗНДО та розробки додаткових рекомендацій щодо врахування основи та впливу ЗНДО у розрахунках проведені натурні вимірювання динамічних характеристик відповідних будівель у м. Києві (по вул. Саксаганського, 70/16 та по вул. Гончара, 67). Загалом отримані наступні результати щодо основної форми коливань: по вул. Гончара, 67 вздовж поперечної та повздовжньої осей, відповідно, 2,5...2,6 Гц

($T=0,385\dots0,400$ с) та $2,8\dots2,9$ Гц ($T=0,345\dots0,357$ с); по вул. Саксаганського, 70/16 вздовж поперечної та повздовжньої осей, відповідно, $2,8\dots3,0$ Гц ($T=0,333\dots0,357$ с) та $3,3\dots3,5$ Гц ($T=0,286\dots0,303$ с). Також з врахуванням всіх особливостей та характеристик розглянутих будівель в ПК ЛИРА-САПР 2015 були реалізовані їх просторові скінчено-елементні моделі.

Для додаткової оцінки отриманих натурними вимірюваннями та моделюванням динамічних характеристик досліджуваних будівель використані емпіричні залежності для основних періодів коливань з [10-14]. Для цього використані наступні параметри будівель (в дужках наведені відповідно для будівель за адресою по вул. Гончара, 67 та по вул. Саксаганського, 70/16): кількість поверхів N (5 пов., 4 пов.); висота від рівня підлоги підвалу H (21,8 м та 16,9 м); висота над основою в футах h_n (76,8 ф. та 58,7 ф.); габарит вздовж напрямку коливання b (13,4(81,2) м та 24,1(29,0) м); параметр деформованості будівлі z (1 для недеформованих будівель, >1 для деформованих ($\sim 1,5$)); коефіцієнт врахування основи $c=45/R$, де R – розрахунковий опір ґрунта основи ($c=45/160=0,28$ та $c=45/350=0,13$).

Отримані результати розрахунків представлені в таблиці 1.

Таблиця 1

Отримані періоди першої форми власних коливань будівель в сек

Будівля (напрямок вимірюв.)	Отримані періоди коливань за основною формою, с				
	Натурні вимірювання	Середні за емпіричними формулами	Середні за емпіричними формулами з врахуванням пошкоджень	Найбільш точне розрахункове з врахуванням жорсткості основи	Найбільш точне розрахункове з додатковим закріплен. основи
По вул. Гончара, 67 (повздовжня вісь)	0,345... 0,357	0,312	0,350	0,348	-
По вул. Гончара, 67 (поперечна вісь)	0,385... 0,400	0,393	0,677	0,555	0,404 (защемлення в основі та збільшення Е кладки)
По вул. Саксаганського, 70/16 (повздовжня вісь)	0,286... 0,303	0,271	0,323	0,351... 0,361	0,304 (защемлення в основі та збільшення Е кладки)
По вул. Саксаганського, 70/16 (поперечна вісь)	0,333... 0,357	0,277	0,345	0,382... 0,401	0,332 (защемлення в основі)

Аналіз проведених вимірювань та результатів скінчено-елементного моделювання будівель в ПК ЛИРА-САПР 2015 дозволив визначити наступне:

- необхідні особливості врахування основи при динамічних розрахунках (без побудови масиву скінчених елементів ґрунту основи) кам'яних або інших жорстких будівель суттєво залежать від напрямку дії коливання. При високій протяжності будівлі (співвідношення між довжиною та висотою конструктивної системи більше 1,5) при неглибокому закладанні фундаменту та розрахунку в довгому напрямі достатнім є, як правило, врахування підвищеної довготривалим навантаженням вертикальної динамічної жорсткості основи. При співвідношенні між габаритом в плані та висотою менше 1,0 та розрахунку в даному напрямі необхідно приділяти більшу увагу створенню ефекту защемлення будівлі в основі через врахування опору (жорсткості) ґрунту по бокових поверхнях фундаментів.

- обов'язковим є врахування ефектів підвищеної динамічної жорсткості основи у порівнянні з статичними значеннями. Підвищує точність розрахунків врахування збільшення жорсткості основи при наближенні до краю розвинутого в плані фундаменту.

- для динамічного розрахунку з метою відображення натурних вимірювань динамічних характеристик будівель при мікросейсмічних впливах більш точним є, як правило, застосування квазіпостійних значень тимчасових статичних навантажень, а також початкових модулів пружності матеріалів. При цьому слід уникати призначення жорсткісних параметрів конструкцій за мінімальними значеннями їх міцності, а також включати в розрахунок всі елементи, що суттєво впливають на жорсткість конструктивної системи, адже неврахування цього може відчутно збільшити періоди власних коливань у порівнянні з натурними даними.

- орієнтиром для необхідності корекції моделі для динамічного розрахунку має бути значне відхилення визначених розрахунком періодів власних коливань системи від типових значень, визначених натурно для аналогічних будівель.

- розвиток пошкоджень кам'яної будівлі від значних нерівномірних деформацій основи підвищує періоди її власних коливань. Підвищення періоду коливань відповідає зниженню жорсткості кам'яних конструкцій на 20...30% у порівнянні з непошкодженими. При цьому не слід застосовувати таке зниження жорсткісних параметрів при розрахунку у напрямі будівлі в плані, менш пошкоджене від деформацій (наприклад, поперечному), а також для повноцінно відновлених конструкцій.

Також з метою визначення ступеню впливу зменшення жорсткості основи на основні динамічні характеристики будівель (періоди коливань за першими формами) виконано розрахункове дослідження з наступною варіацією конструктивних факторів: зв'язковий монолітний залізобетонний каркас (1, 5, 10 поверхів) та жорстка цегляна (1, 3, 5 поверхів) будівлі зі стандартними архітектурно-планувальними та конструктивними (для сейсмостійких будівель [15]) рішеннями. Результати розрахунків періодів коливань моделей узагальнено та наведено у таблиці 2. При цьому використані наступні умовні позначення варіантів розподілу коефіцієнтів жорсткості: БО – без ослаблення основи, ОС – ослаблення основи під серединою фундаменту, ОТ – ослаблення основи під торцем фундаменту, Ус – ослаблення основи у вигляді провалу-уступу під торцем фундаменту.

Таблиця 2

Узагальнені результати визначення періодів коливань варіацій моделей

Констр. система	Кільк. пов.	Сер. жорст. основи	Схема ослабл. основи	Період за напрямом сейсмічного впливу та номером тону коливання						
				X1	X2	Y1	Y2	Z1	Z2	
Цегляна	1	Зменш.	БО	0,122	0,064	0,132	0,050	0,122	-	
			ОС	0,127	0,064	0,144	0,051	0,134	-	
			ОТ	0,139	0,064	0,140	0,050	0,139	-	
		Підвищ.	Ус	0,199	0,064	0,150	0,050	0,199	0,122	
			БО	0,068	0,060	0,070	0,061	0,078	0,063	
			ОС	0,068	0,060	0,080	0,072	0,081	0,064	
	3	Зменш.	ОТ	0,072	0,060	0,079	0,073	0,079	0,064	
			Ус	0,124	0,065	0,088	0,064	0,124	0,078	
			БО	0,221	0,125	0,278	0,086	0,168	-	
		Підвищ.	ОС	0,226	0,128	0,300	0,087	0,184	-	
			ОТ	0,236	0,128	0,292	0,086	0,176	-	
			Ус	0,306	0,182	0,310	0,086	0,306	0,182	
	5	Зменш.	БО	0,175	0,056	0,171	-	0,096	0,080	
			ОС	0,175	0,056	0,178	-	0,103	0,081	
			ОТ	0,177	0,056	0,177	-	0,099	0,082	
		Підвищ.	Ус	0,208	0,126	0,192	-	0,208	0,126	
			БО	0,362	0,092	0,479	0,096	0,208	-	
			ОС	0,368	0,092	0,516	0,097	0,226	-	
	3/6 каркас	1	Зменш.	ОТ	0,380	0,092	0,501	0,096	0,219	-
				Ус	0,458	0,237	0,530	0,096	0,458	0,237
				БО	0,300	0,092	0,303	0,091	0,121	0,097
			Підвищ.	ОС	0,300	0,092	0,314	0,091	0,129	0,099
				ОТ	0,304	0,092	0,312	0,091	0,125	0,099
				Ус	0,339	0,092	0,333	0,091	0,158	0,117
3/6 каркас	1	Зменш.	БО	0,103	0,046	0,115	0,049	0,102	-	
			ОС	0,107	0,046	0,126	0,049	0,111	-	
			ОТ	0,115	0,046	0,122	0,049	0,115	-	
		Підвищ.	Ус	0,047	-	0,128	0,049	0,153	0,102	
			БО	0,048	0,044	0,062	-	0,076	0,049	
			ОС	0,054	0,044	0,065	-	0,076	0,053	
	5	Зменш.	ОТ	0,056	0,044	0,064	-	0,076	0,049	
			Ус	0,049	0,042	0,069	0,069	0,093	0,076	
			БО	0,269	0,131	0,395	-	0,157	-	
		Підвищ.	ОС	0,275	0,133	0,425	-	0,172	-	
			ОТ	0,282	0,134	0,412	-	0,166	-	
			Ус	0,327	0,177	0,432	-	0,177	0,137	
	10	Зменш.	БО	0,218	-	0,255	-	0,108	0,065	
			ОС	0,221	-	0,265	-	0,111	0,084	
			ОТ	0,221	-	0,262	-	0,111	0,068	
		Підвищ.	Ус	0,240	-	0,275	-	0,125	0,107	
			БО	0,643	0,122	0,926	0,126	0,211	-	
			ОС	0,654	0,122	0,996	0,126	0,229	-	
	Підвищ.	ОТ	0,664	0,122	0,968	0,126	0,222	-		
		Ус	0,735	0,122	1,012	0,126	0,245	0,190		
		БО	0,543	0,121	0,592	0,126	0,146	0,104		
	Підвищ.	ОС	0,549	0,121	0,616	0,126	0,149	0,111		
		ОТ	0,550	0,121	0,610	0,126	0,149	0,105		
		Ус	0,584	0,121	0,642	0,126	0,172	0,144		

Аналізуючи дані таблиці виявлено, що суттєве (більше 10...15%) підвищення періодів основних тонів власних коливань відбувається для малоповерхових жорстких будівель при зниженні жорсткості ділянок

основи до 65% від початкового (крім виникнення карстового або іншого провалу під торцем). При підвищенні гнучкості будівлі та для висших форм власних коливань вплив такого ослаблення є суттєво меншим або взагалі практично відсутній. Варіант з утворенням провалу під торцем будівлі (на відміну від інших розглянутих випадків нерівномірного ослаблення основи) показав значну зміну динамічних характеристик з суттєвою корекцією в багатьох випадках форм коливань, що вимагає врахування появи таких провалів у всіх випадках перевірочних розрахунків на сейсміку (у випадку відсутності тієї чи іншої термінової компенсації провалу). Хоча ступінь впливу провалу аналогічно зменшується для більш гнучких систем.

На основі викладеного вище можна зробити наступні висновки. Необхідні особливості врахування основи при динамічних розрахунках (без побудови масиву скінчених елементів ґрунту основи) кам'яних або інших жорстких будівель суттєво залежать від напряму дії коливання. Обов'язковим є врахування ефектів підвищеної динамічної жорсткості основи у порівнянні з статичними значеннями. Для динамічного розрахунку з метою відображення натурних вимірювань динамічних характеристик будівель при мікросейсмічних впливах більш точним є, як правило, застосування квазіпостійних значень тимчасових статичних навантажень, а також початкових модулів пружності матеріалів. При цьому слід уникати призначення жорсткісних параметрів конструкцій за мінімальними значеннями їх міцності, а також включати в розрахунок всі елементи, що суттєво впливають на жорсткість конструктивної системи. Орієнтиром для необхідності корекції моделі для динамічного розрахунку має бути значне відхилення визначених розрахунком періодів власних коливань системи від типових значень, визначених натурно для аналогічних будівель. При використанні емпіричних формул для додаткової оцінки виконаних розрахунків періодів коливань будівель через їх моделювання рекомендується застосовувати набір наявних відповідних залежностей. Розвиток пошкоджень кам'яної будівлі від значних нерівномірних деформацій основи підвищує періоди її власних коливань, яке відповідає зниженню жорсткості кам'яних конструкцій на 20...30% у порівнянні з непошкодженими. При цьому не слід застосовувати таке зниження жорсткісних параметрів при розрахунку у напрямі будівлі в плані, менш пошкодженому від деформацій (наприклад, поперечному), а також для повноцінно відновлених конструкцій. Суттєве (більше 10...15%) підвищення періодів основних тонів власних коливань відбувається для малоповерхових жорстких будівель при зниженні жорсткості ділянок основи до 65% від початкового. При підвищенні гнучкості будівлі та для висших форм власних коливань вплив такого ослаблення є суттєво меншим або взагалі практично відсутній. Варіант з утворенням провалу під торцем будівлі показав значну зміну динамічних характеристик з суттєвою корекцією в багатьох випадках форм коливань, що вимагає врахування появи таких провалів у всіх випадках перевірочних розрахунків на сейсміку.

1. Инструкция по проектированию бескаркасных жилых домов, строящихся с комплексом защитных мероприятий на просадочных грунтах в сейсмических районах Молдавской ССР. – К.: КиевЗНИИЭП, 1982. – 43 с. 2. Матвеев И.В. Сочетание воздействий просадки оснований и сейсмички в расчетах зданий / И.В. Матвеев, В.И. Кравченко // Строительная механика и расчет сооружений. – М.: Стройиздат, 1990. – №4/1990. – С. 28-32. 3. Основы конструирования и обеспечения карсто-сейсмоустойчивости многоэтажных зданий: Учебное пособие для вузов / А. И. Сапожников. – Астрахань: АИСИ, 2001. – 108 с. 4. Банах В.А. Учет деформированной схемы зданий в расчетных моделях при расчете на сейсмические воздействия / В.А.Банах, А.В.Банах // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 64. – С. 132-139. 5. Кусбекова М.Б. Особенности проектирования объектов в сейсмических районах на просадочных грунтах / М. Б. Кусбекова // Подготовка инженерных кадров в контексте глобальных вызовов XXI века: Труды Междунар. науч.-практ. конф. (IV том). – Алматы: КазНТУ имени К.И. Сатпаева, 2013. – С. 27-30. 6. Провести научно-исследовательские работы и разработать предложения по выбору рациональных конструктивных решений в жилых зданиях, строящихся в условиях одновременного воздействия сейсмички и просадки и подготовить задание на их разработку: Отчёт о НИР (заключ.) / КиевЗНИИЭП. – К., 1984. – 91 с. – Тема № 12Б/1-Е; Арх. № 3403-0. 7. Разработка рекомендаций по обеспечению эксплуатационной надёжности эксплуатируемых и вновь проектируемых жилых зданий юго-западного микрорайона г. Измаил. Этап II, часть 2: Отчёт о НИР (заключ.) / КиевЗНИИЭП. – К., 1990. – Т.1: Рекомендации по защите эксплуатируемых жилых зданий II этапа на период их дальнейшей эксплуатации в юго-западном микрорайоне г. Измаила. – 113 с. – Тема № 271н/88; Арх. № 4743-0. 8. Хохлін Д. О. Конструктивний захист житлових будинків масових серій, що експлуатуються в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонезбезпечних територій : дис. ...канд. техн. наук : 05.23.01 / Хохлін Денис Олексійович. – К. , 2009. – 204 с. 9. Хохлін Д.О. Житлові будівлі масових серій в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонезбезпечних територій України / Д.О. Хохлін // Сборник научных трудов «Состояние современной строительной науки – 2010». – Полтава: Полтавский ЦНТЭИ, 2010. – С. 159-167. 10. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях / Ю.И. Немчинов. – Киев: ФОРМ Гудименко С.В., 2008. – 480 с. 11. Мартемьянов А.И. Инженерный анализ последствий землетрясений 1946 и 1966 г.г. в г.Ташкенте (по материалам обследования жилых и гражданских зданий) / А.И. Мартемьянов. – Ташкент: Фан, 1967. – 198с. 12. Абдурашидов К.С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления / К.С. Абдурашидов. – Ташкент: Фан, 1974. – 216 с. 13. Сейсмостойкие конструкции зданий: Справочник проектировщика / [Курмаев А.М.]. – Кишинев.: Картя Молдовеняскэ, 1989. – 453 с. 14. Поляков С.В. Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами / С. В. Поляков, С. М. Сафаргалиев. – Алма-Ата : Казахстан, 1988. - 185 с. 15. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014. – Офіц. вид. – [На заміну ДБН В.1.1-12:2006; Чинні від 2014-10-01]. – К.: Укрархбудінформ: Мінрегіон України, 2014. – 110 с.

УДК 694.14

УЗЛОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ ЛВЛ БРУСА НА ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ С МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ВСТАВКОЙ

ВУЗЛОВІ З'ЄДНАННЯ ЛВЛ БРУСУ НА ВКЛЕЄНИХ СТЕРЖНЯХ З МЕТАЛЕВОЮ ВСТАВКОЮ

JOINTS OF LVL ELEMENTS WITH GLUED-IN STEEL RODS AND METAL CONNECTOR

Бідаков А.М., к.т.н., доц. (Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова. м. Харків)

Распопов Є.А., асп., Страшко Б.О., асп. (Харківський національний університет будівництва та архітектури. м. Харків)

Бідаков А.Н., к.т.н., доц. (Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.М. Бекетова. г. Харьков)

Распопов Е.А., асп., Страшко Б.А., асп. (Харьковский национальный университет строительства и архитектуры г. Харьков)

Bidakov A.M., candidate of technical sciences, docent (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv)

Raspopov I.A., postgraduate., Strashko B.O., postgraduate (Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture)

Узловые соединения ЛВЛ бруса на клееных стержнях с металлическими стыковыми элементами являются полу-жесткими и требует учета податливости. В статье приведен анализ результатов испытаний балок с металлическим узлом на клееных стержнях и цельных балок. Предложено модель разрушения стержней, учет которой позволяет снизить расстояния между осями стержней и от оси стержня до граней в поперечном сечении балки на основании анализа выполненных натурных исследований.

Вузлові з'єднання ЛВЛ бруса на клеєних стержнях з металевими стиковими елементами є напів-жорсткими та потребують врахування підатливості. У статті наведено аналіз результатів випробувань балок з металевим вузлом на клеєних стержнях та цільних балок. Запропоновано модель руйнування стержнів, врахування якої дозволяє зниження відстані між осями стержнів та від осі стержня до граней у поперечному перерізі балки на основі аналізу виконаних натурних випробувань.

The joints of the LVL elements with glued-in steel rods and metal connectors are considered as semi-rigid connection and requires taking of account compliance. In this study gives an analysis of the results of tests LVL beams with a metal connector on glued-in steel rods and solid LVL beams. Model of the destruction of rods in LVL is proposed, and allows for reduction the distance between the axis of the rods and from the axis of the rod to the edges in the cross section of the beam. This proposing is based on the analysis of the carried out investigations.

Ключові слова:

Вклеені стержні, напів- жорстке з'єднання, шпоновий брус ЛВЛ (Ultralam – R), відстань між стержнями, модель руйнування, двостороння фіксація вузла.

Вклееные стержни, полу-жесткое соединение, шпоновый брус ЛВЛ (Ultralam – R), расстояние между стержнями, модель разрушения, двусторонняя фиксация узла.

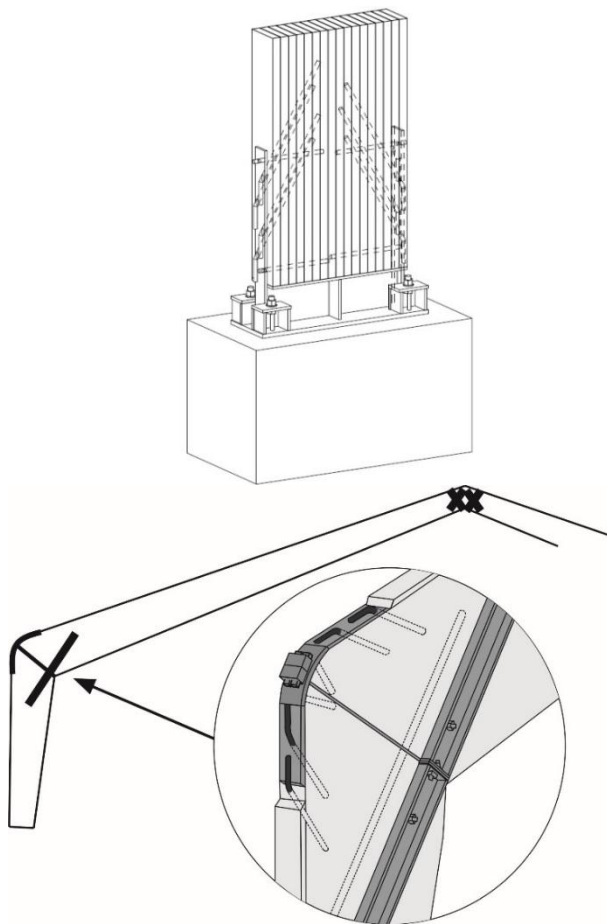
glued-in steel rods, semi-rigid connection, laminated veneer lumber (Ultralam – R), axes and edge distance, model of rupture, two side fixing.

Введение

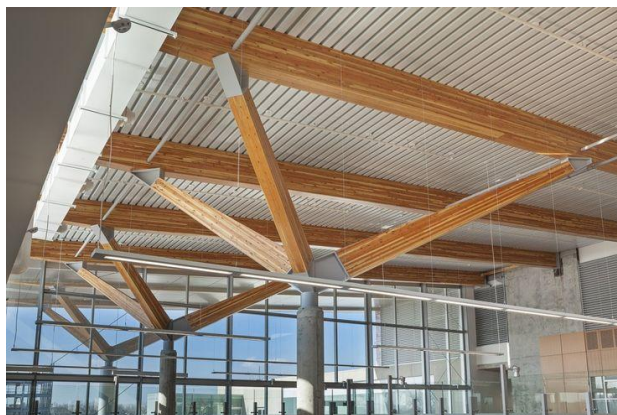
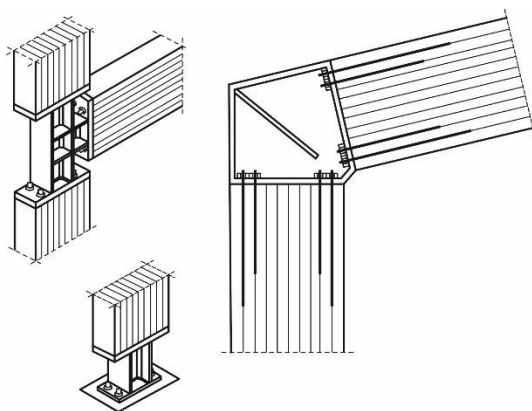
Шпоновый брус или ЛВЛ на основе древесины хвойных пород производимый компаниями Ultralam и Kerto широко распространен на строительном рынке деревянного домостроения. Благодаря высоким прочностным показателям и стоимости, незначительно превышающей стоимость клееной древесины, данный материал все больше привлекает внимание не только заказчиков, но и проектировщиков. Шпоновая структура ЛВЛ бруса требует выполнения дополнительных испытаний классических видов соединений деревянных конструкций, которые часто применяются для элементов из клееной древесины. Характер поведения и разрушения ЛВЛ при натурных испытаниях элементов конструкций узлов отличается от клееной древесины и требует внесения корректировки диаметров предварительно сверленных отверстий, расстояний между нагелями вдоль и поперек волокон. Особенности работы ЛВЛ бруса с использованием вклееных стержней также вызывают большой исследовательский интерес среди коллег из разных стран, среди которых М. Stepinac, R. Steiger, E. Gehri, A. Buchanan, E. Serrano, N. Meyer, и другие. В странах СНГ вклееные стержни как жесткое соединение деревянных конструкций является неотъемлемым инженерным решением узлов при проектировании каркасов большепролетных зданий. В отечественной практике использование вклееных стержней дешевле, чем винтовые соединения, которые популярны в европейских странах и являются альтернативой для вклееных стержней.

Соединение деревянных конструкций на вклееных стержнях возможно в двух вариантах: соединение древесины с древесиной или с приваркой к

металлическому элементу вклеенных стержней (рис. 1-а) и соединение древесины с металлической вставкой на болтах (рис. 1-б).



а) жесткое соединение опорного узла колонны с фундаментом и карнизного узла трехшарнирной рамы



б) полужесткое соединение опорного и карнизного узлов

Рис.1 Жесткие и полужесткие соединения на клееных стержнях

В зарубежной практике эти варианты называются как жесткое соединение и полужесткое соединение. Первый вариант соединения предусматривает изготовление узлов, как правило, в заводских условиях, которые не разборные. Второй вариант узлов или полужесткие соединения все чаще применяются в комбинированных каркасах или сложных системах конструкций, где безметалльные решения невозможны.

Податливость болтовых соединений полужестких стыков деревянных конструкций на клееных стержнях состоит не только от деформаций болтовых соединений, но и от податливости самих клееных стержней, которая соответственно значительно меньше первой. Для наклонных

вклееных стержней согласно норм России СП 64.13330.2017 [1] податливость составляет 0,001 мм/кН. Известны методы учета податливость нагельных соединений в таких деревянных конструкциях как фермы, вследствие большого количества узловых примыканий элементов сквозной конструкции, которые оказывают значительное влияние на величину суммарной деформации конструкции или прогиба. Особенно важно определение прогиба для ферм с заниженной высотой. В работе проф. Серова Е.Н. [8] указывается, что при наличии конкретных нормативных величин податливости соединений и произвольном уровне использования их несущей способности, определение прогиба, вызванное податливостью соединений с учетом действующих в них усилий следует определять по формуле:

$$f_{\text{п}} = f_{\text{п.н}} + f_{\text{п.в}} = \sum_1^{mk} \Delta_{\text{н}i} \frac{N_{\text{с}i}}{N_{\text{н.с}i}} + \sum_1^m \Delta_{\text{н}i} \frac{\sigma_{\text{с}mi}}{R_{\text{с}mi}^{\alpha_{\text{н.с}i}}} \quad (1)$$

где:

$f_{\text{п.н}}$ – деформации податливости в растянутых соединениях нагелях;

$f_{\text{п.в}}$ – деформации податливости во врубках и упорах;

k – количество стыков на нагелях;

m – количество стыков на врубках и упорах;

$\Delta_{\text{н}i}$ – нормативное значение податливости i -го соединения при полном использовании его несущей способности;

$N_{\text{с}i}$ – действующее усилие в i -м соединении;

$N_{\text{н.с}i}$ – несущая способность i -го нагельного соединения;

$\sigma_{\text{с}mi}^{\alpha}$ – действующее напряжения смятия в i -м соединении;

$R_{\text{с}mi}^{\alpha}$ – расчетное сопротивление смятия в i -м соединении.

В пособии к СНИП по расчету деревянных конструкций [10] предложено определять перемещение узлов ферм с учетом податливости соединений по правилам строительной механики с введением приведенного модуля упругости (п. 6.29).

Материалы и методы

В 2016 году были проведены испытания узлового соединения на вклееных стержнях с металлической вставкой, установленного в середине балки из ЛВЛ бруса. На рис. 2 показана схема нагружения балок статической нагрузкой и места установки измерительных устройств для определения деформаций. Древесина балок – LVL брус с однонаправленным шпоном Ultralam (тип R). Испытания узла стали ключевым и завершающим логическим этапом цикла исследований ЛВЛ бруса [7, 9], поскольку для полного анализа работы узла были выполнены испытания прочностных и упругих характеристик при сжатии под различными углами, испытание образцов на скалывание и испытания образцов на выдергивание одиночных вклееных стержней.

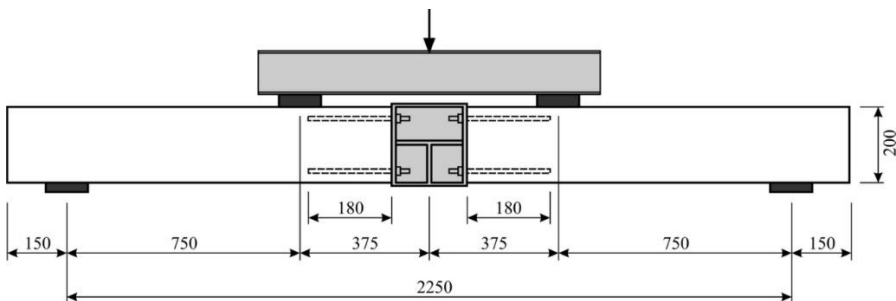
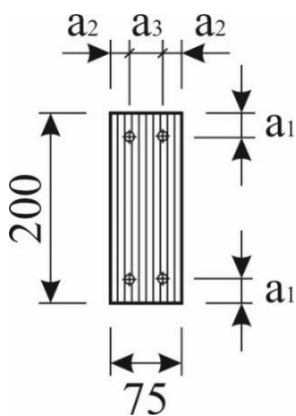


Рис. 2 Схема нагружения балок с металлической вставкой

Испытывались балки с поперечным сечением 75x200 мм, пролетом 2,25 м с узлом расположенным в середине балки, где в первом варианте в верхней и нижней части были установлены шпильки М16. Второй тип балок отличался от первого тем, что в верхней части поперечного сечения были вклеены шпильки М10, а в нижней - М16. Также испытывались цельные балки без узлового соединения. Класс прочности стали шпилек 5.8. Клеевое соединение на основе смолы ЭД-20. Глубина вклейки составляла 180 мм и диаметр всех отверстий выполнялся на 2 мм больше диаметра вклеиваемого стержня. Расстояния между осями стержней во всех сечениях было принято одинаковое (рис. 3).

Испытания балок проводилось путём статического нагружения их домкратом 25 т через траверсу, распределяющую нагрузку на 2 точки в третях пролёта. Модель была раскреплена из плоскости на опорах и в местах приложения нагрузки. Перед испытанием каждая балка нагружалась на 1 т и полностью разгружалась, после чего подтягивались все гайки в соединении. Шаг нагружения 1 т, с выдержкой нагрузки на каждом шаге 2 мин.

Все балки доводились до разрушения. Величины перемещений замерялись на опорах и в пролете с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм.



а) схема расстановки стержней



б) вид разрушения соединений

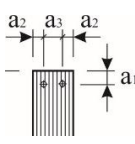
Рис. 3 Схема установки стержней и вид узлового соединения после разрушения

Обсуждение результатов

Схема разрушения образцов имеет типичный хрупкий характер в виде выдергивания стержней покрытых слоем древесины или клиновидное скалывание древесины вокруг стержней. При выполнении сверления отверстий было принято межосевое расстояние и расстояние к граням меньше, чем рекомендуют стандарты различных европейских стран и европейских технических заключений [1-5], как показано в таблице 1, где d -диаметр клееного стержня. Учитывая результаты проведенных испытаний одиночных клееных стержней при осевом нагружении в образцах ЛВЛ бруса с однонаправленным шпоном отмечено, что схема разрушения имеет характерное раскалывание и небольшую область выкалываемой древесины, что детально описано в публикации [7]. Кроме одиночных клееных стержней также были испытаны образцы с двумя клееными стержнями с межосевым расстоянием менее рекомендованных. Например, согласно норм России по проектированию деревянных конструкций СП64.13330.2017 [1] минимальное расстояние от граней пакета до оси стержня принимается не менее $2d$ и между осями стержней расстояние должно быть не менее $3d$.

Таблица 1

Расстояния между клееными стержнями установленных вдоль волокон, согласно нормативных документов различных стран и в проведенных испытаниях

	СП 64.13330.2017 (Россия) [1]	DIN 1052 DIN EN 1995-1-1/NA (Германия) [4]	ÖN B 1995-1-1:2015 (Австрия) [5]	Новая Зеландия [11]	R. Steiger (Швейцария) [12]	Z-9.1-791 [2]	Z-9.1-778 [3]	Эксперимент
a1	2d	2.5d	2.5d	2.5d	2.3d	1.75d	1.875d	1.16d (18.5 мм)
a2	2d	2.5d	2.5d	2.5d	2.3d	1.75d	1.875d	1.16d (18.5 мм)
a3	3d	5d	5d	2d	4d	3.5d	3.75d	2.37d (38 мм)

Сниженные межосевые расстояния клееных стержней и расстояния к граням не нарушили предполагаемую схему разрушения, поскольку область выкалываемой древесины не выходила на грани или наружные

кромки, как показано на рис. 4. Анализ характера разрушения стержней позволяет отметить, что происходит овализация области скальваемой древесины вокруг вклеенного стержня. Наибольшая часть древесины скальвается вдоль слоев шпона в поперечном сечении ЛВЛ бруса, где выкальвается область древесины не превышающая 4 слоев шпона общей шириной 13-15мм.

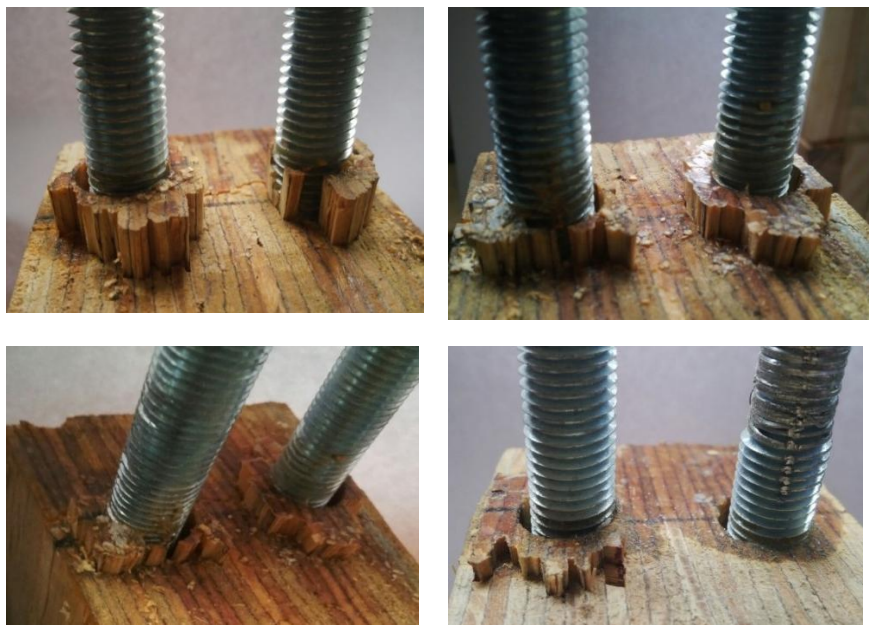


Рис. 4 Схема разрушения вклеенных стержней

Также были испытаны балки с незначительной модификацией узла, путем установки шпилек меньшего диаметра в верхней зоне поперечного сечения, которые в результате практически не повлияли на величину разрушающей нагрузки и деформативность балки в середине пролета, см. рис. 6. Верхние стержни не включались в работу на продавливание, а только фиксировали металлическую вставку, которая сминала верхнюю часть поперечного сечения балки. Также деформация в верхней зоне балки увеличивалась за счет обмятия резьбы стержней в верхней зоне. Уровень затяжки винтов не контролировался.



а) модель овализации области скалывания древесины

б) двусторонняя установка гаек

Рис. 5 Модель разрушения вклеенных стержней установленных вдоль волокон ЛВЛ бруса

При испытании 5 балок с металлической вставкой были отдельно проанализированы величины прогибов балок в трех точках: в середине пролета и в третях пролета балки, куда прикладывались сосредоточенные силы. Результаты деформаций балок в середине пролета на различных уровнях загрузки показаны на рис. 6, где видно сильное совпадение кривых деформаций балок b2, b3 и b4. Разрушающая нагрузка для балок наблюдалась в интервале от 48кН до 55кН. Расхождение кривых деформаций балок в середине пролета увеличивалось при нарастании нагрузки близкой к разрушающей.

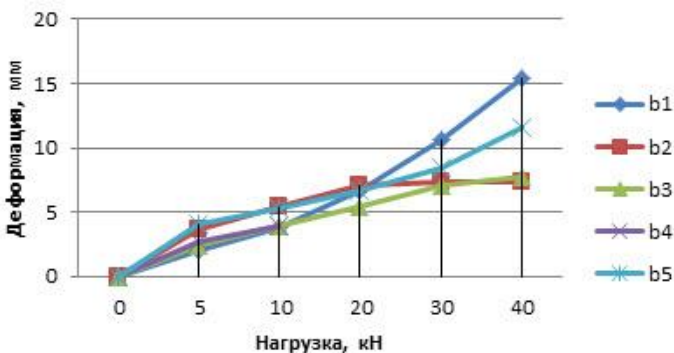
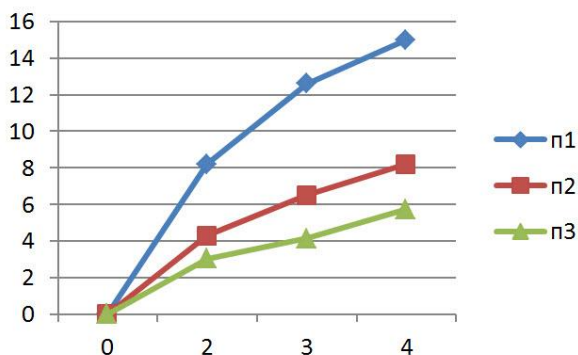


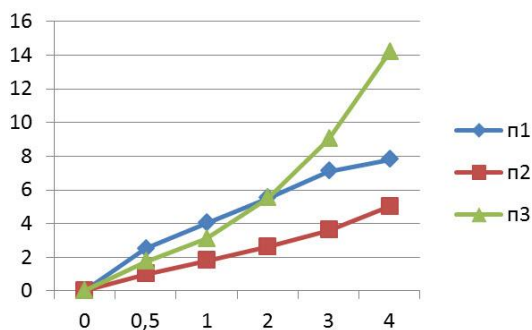
Рис. 6 Прогиб балок в середине пролета с металлическими вставками

Для сравнительной оценки деформативности балки со вставкой были выполнены испытания цельных балок без узла. Кривая п1 на рис. 7 показывает деформации в середине пролета балки, а кривые п2 и п3 деформации балки в третях пролета. На рис. 7-а) показаны деформации цельной балки с характерным значительным превышением деформации

или прогиба в середине пролета. Балка со вставкой на начальных этапах нагружения имела деформацию в пролете незначительно выше, чем в третях пролета, поскольку жесткость балки в узле выше из-за металлических элементов соединения и отсутствия податливости вклеенных стержней.



а)



б)

Рис. 7 Кривые прогиба цельной балки (а) и балки со вставкой (б)

Интенсивный прирост деформации в одной из боковых точек измерения иллюстрирует нарастание деформации состоящей из таких компонентов, как обмятие древесины в верхней части поперечного сечения балки контактирующего с металлической вставкой и растяжение вклеенного стержня. Последний компонент деформации подтверждался сложностями при раскручивании узла из-за удлинения стержня и соответственно увеличения шага резьбы.

Выводы.

Проведенные испытания узлового соединения на клееных стержнях с металлической вставкой и анализ полученных экспериментальных данных подтверждают возможность снижения межосевого расстояния между клееными стержнями до $2,4 \cdot d$ и расстояние к граням $1,2 \cdot d$, при этом, не допуская блоковую схему разрушения группы клееных стержней. Хрупкий характер разрушения с трещинообразованием вдоль и поперек шпона требует установки винтов или применения ЛВЛ бруса с поперечными слоями шпона. Сравнительный анализ деформативности балок на клееных стержнях с металлическим узлом подтверждает необходимость учета податливости данного полу-жесткого соединения.

Также очевидным и необходимым дополнением к рассмотренному виду соединения с металлической вставкой следует выполнять с двусторонней установкой гаек относительно металлической вставки, которые обеспечат включение в работу на продавливание клееных стержней расположенных в сжатой зоне изгибаемых элементов.

1. СП 64.13330.2017 Свод правил. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80, Миррегион РФ, Москва, 2017. – 97с. **2.** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-791 vom 17. Januar 2012: Verbindungen mit faserparallel in Brettschichtholz eingeklebten Stahlstäben. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin. **3.** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-9.1-778 vom 31. Oktober 2012: 2K-EPKlebstoff GSA-Harz und GSA-Härter für das Einkleben von Stahlstäben in Holzbaustoffe. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin. **4.** DIN EN 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1 mit NA (2013): Allgemeines – Allgemeine Regeln für den Hochbau. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010. **5.** EN B 1995-1-1:2015, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Austria, 2015. **6.** Standard SIA 265:2012 - Timber Structures. SIA Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, Switzerland, 2012. **7.** В.В. Фурсов, А.Н. Бидаков, Е.А. Распов. Прочность клееных стержней на выдергивание при осевом нагружении установленных в LVL элементы с однонаправленным расположением шпона. // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського.– 2016. – Випуск 18. – С. 24-32. **8.** Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников, А. Е. Серов. Проектирование деревянных конструкций. Учебное пособие под редакцией Е.Н. Серова.- Москва : Изд-во АСВ , 2011 г. — 536 стр. **9.** Бидаков, Е.А. Распов. Прочностные и упругие характеристики шпонового бруса LVL при сжатии под различными углами к наклону волокон. Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник. – К., КНУБА, 2017. – Вип. 65. – С. 91-99. **10.** Пособие по проектированию деревянных конструкций. ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с. **11.** New Zealand Design Guide (2007), Timber Industry Federation, NZW14085 SC. **12.** Steiger R, Gehri E, Widmann R (2007) Pull-out strength of axially loaded steel rods bonded in glulam parallel to the grain. Mater Struct J 40(1):69–78.

УДК 624.012.464

**МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ КЕСОННОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ ЗІ
ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ**

**МЕТОДИКА РАСЧЕТА КЕСОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТИЯ СО
СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕ**

**METHOD OF CALCULATION HOLLOW (CAISSON) SLABS WITH
MIXED REINFORCEMENT**

Бова Я.О., к.т.н., доц., Кашойда О.О., студ. (Київський національний університет будівництва та архітектури, м.Київ)

Бова Я.А., к.т.н., доц., Кашойда О.О., студ. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г.Киев)

Bova Y.O., Ph.D, docent, Kashoyida O.O., stud. (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Наведено результати розрахунку плоскої та кесонної плити перекриття із ризним типом армування та виконано порівняння отриманих результатів

Приведены результаты расчета плоской и кесонной плиты перекрытия с различным типом армирования и выполнено сравнение полученных результатов

In artical are presents the results of the calculation flat and caisson slabs with different types of reinforcement and comparison of the obtained results.

Ключові слова:

Попереднє напруження, кесонне перекриття, втрати, ширина розкриття тріщин, прогин.

Предварительное напряжение, кесонное перекрытия, потери, ширина раскрытия трещин, прогиб.

Pre-stresses, caisson overlays, losses, width of crack opening, deflection.

Вступ. У сьогоднішніх умовах розвитку житлового будівництва в світі та в Україні, спонукає до пошуку нових сучасних конструктивних схем і конструкцій. При проектуванні житлових будівель використовують здебільшого монолітні каркаси з плоскими плитами перекриття. Постає питання в пошуку нових схем та конструкцій плит із зменшеними витратами матеріалів, та при цьому збереженні основних міцнісних та деформативних характеристик. Кесонне перекриття зі змішаним

армуванням це один із варіантів досягнення цієї мети. Суть полягає у тому, що у плоску плиту перекриття у певному порядку розміщують пустотні елементи у вигляді об'ємних квадратних елементів, що впливає на зменшення витрат бетону в перерізі. Окрім цього для зменшення впливу другої групи граничних станів від зовнішнього навантаження пропонується використати метод змішаного армування. Змішане армування – це комбінування попередньо напруженої та звичайної арматури, раціонально розміщеної у нижній зоні перерізу плити. Суть аналітичного дослідження полягає у порівнянні кесонних плит із різним армуванням за першою та другою групою граничних станів.

Аналіз останніх літературних досліджень. Кесонне перекриття не новий тип перекриття, що застосовують при будівництві житлових об'єктів. Аналізом конструкції займалися багато відомих науковців та інженерів. В той же час і змішаному армуванню приділено достатньо уваги [1, 2, 3].

Постановка мети і задач досліджень. Постало питання, чи можливо об'єднати ці два методи і при цьому зберегти їх позитивні властивості. Для перевірки цього питання використали плиту перекриття кесонного типу з розмірами, що зображено на рис.1. Для перевірки отриманих даних було обрано три варіанти армування (табл.1).

Таблиця 1

Варіанти плит перекриття для розрахунку

№	Конструктивна схема плити	Тип армування
1	Кесонне перекриття	Звичайне
2		Змішане
3		Попередньо напружене

Плита має квадратну форму в плані, та опирається на чотири колони, що знаходяться по кутах плити (рис.1).

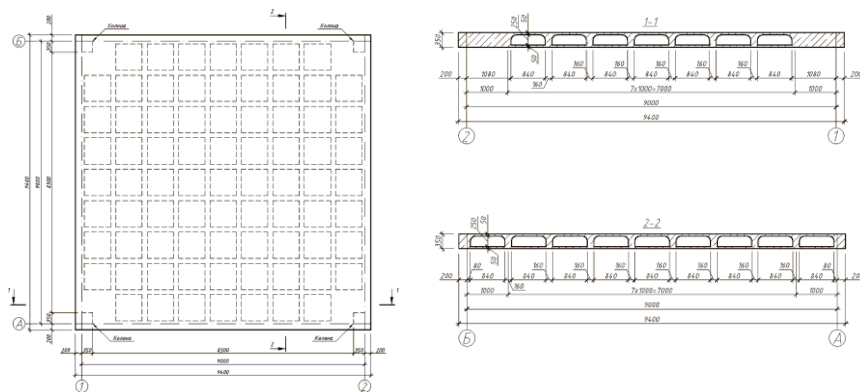


Рис. 1. Плита в плані та її поперечний та повздовжній розріз

Завантаження плити виконали двома рівномірно розподіленими навантаженнями, постійним і тимчасовим, відповідно до діючих норм проектування[5]. Розрахункові характеристики матеріалів наведені у табл.2.

Таблиця 2

Розрахункові характеристики матеріалів

<i>Бетон C20/25</i>				<i>Ар-ра напружена класу А800</i>		
f_{ck} , МПа	f_{cd} , МПа	f_{ctk} , МПа	E_{cm} , ГПа	f_{pk} , МПа	$f_{p0.1k}$, МПа	E_p , МПа
18,5	14,5	1,5	30	840	765	$1,9 \cdot 10^5$
				<i>Ар-ра ненапружена А400С</i>		
				f_{vd} , МПа	f_{vwd} , МПа	E_s , МПа
				365	285	$2,1 \cdot 10^5$

Методика досліджень. Для розрахунку плити використали програмний комплекс «Ліра-САПР» за методикою запропонованою Лоскутовим І.С. [6]. Розрахункову модель та поперечний розріз моделювали використовуючи рекомендації наведені в [4]. Розрахункова модель зображена на рис.2.

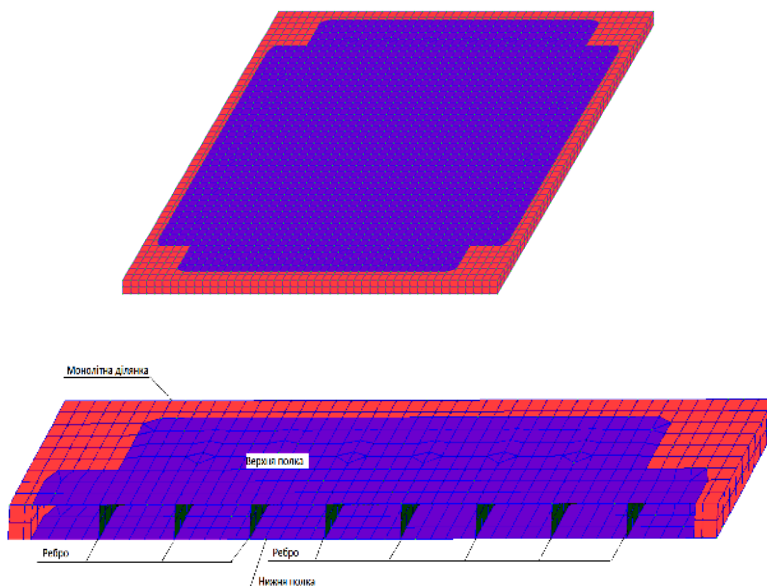


Рис. 2. Розрахункова модель в ПЗ «Ліра-САПР»

Після розрахунку аналітичної моделі отримали дані про згинальний момент у верхній полиці та нормальні напруження в ребрах (рис.3).

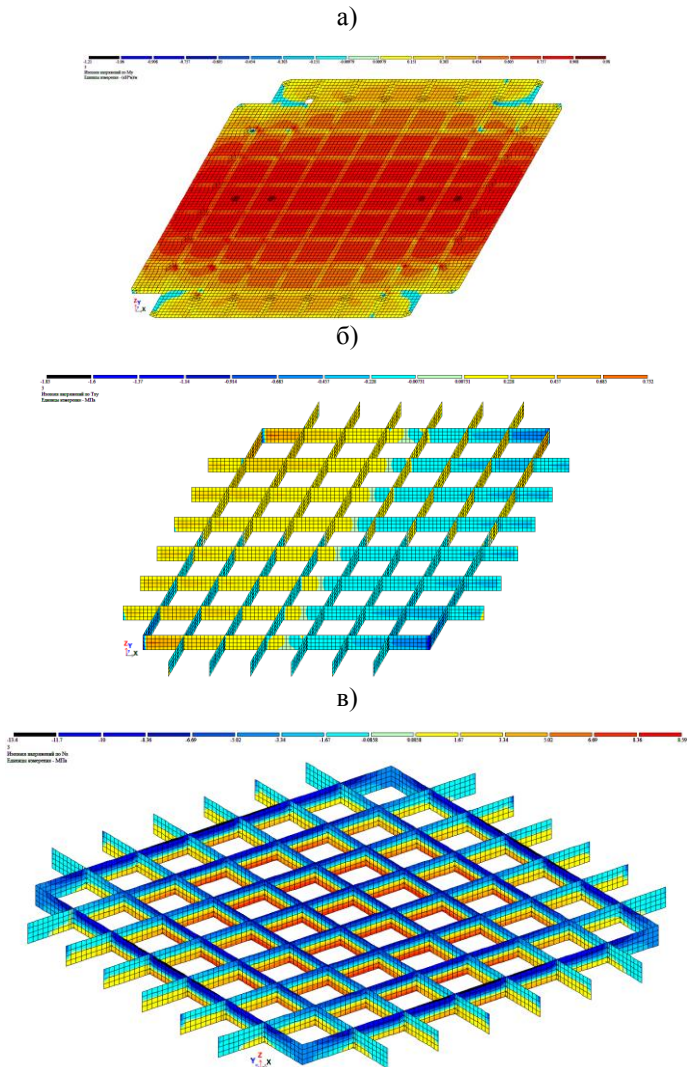


Рис. 3. Аналітична модель після розрахунку в ПЗ «Ліра-САПР»:
а) згинаючий момент у верхній полиці; б) нормальні напруження в ребрах; в) дотичні напруження в ребрах

Оскільки модель ребра плити відображена через пластинчасті елементи, то підбір робочої арматури виконали за допомогою нормальних напружень (рис.4).

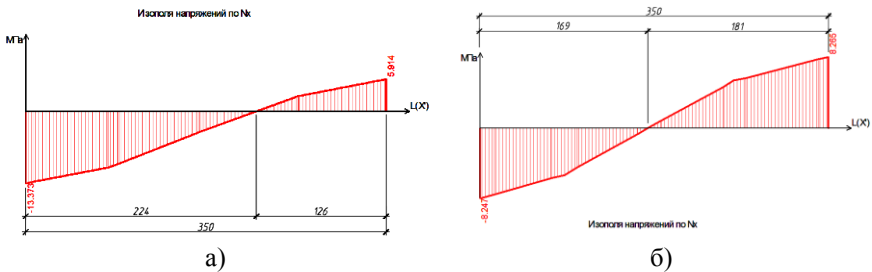


Рис.4. Розріз ребру: а) крайньому; б) центральному.

При цьому площа центрального ребра, що сприймає розтяг і стиск буде дорівнювати

$$A_{розт.(стиск)}^{ч.р.} = b \cdot h_{розт.(стиск)} \quad (1)$$

Зусилля, що створюють дані напруження визначимо за формулою

$$P_{розт(стиск)}^{ч.р.} = \sigma_{Ed}^{ч.р.} \cdot A_{розт.(стиск)}^{ч.р.} \quad (2)$$

Тоді необхідна площа арматури в нижній зоні ребра, що сприймає зусилля розтягу буде дорівнювати:

$$A_s = \frac{P_{розт}^{ч.р.}}{f_{yd}}; \quad (3)$$

Необхідна площа бетонного перерізу при стиску при цьому буде дорівнювати

$$A_c = \frac{P_{стиск}^{ч.р.}}{f_{cd}}; \quad (4)$$

Оскільки необхідна площа бетонного перерізу для сприйняття стискаючого зусилля є меншою, або рівною фактичній стиснутій зоні ($A_c < A_{cm}^u$), то можна вважати, що міцність на стиск буде забезпечена самим бетонним перерізом. Армуння ребра після отриманих результатів розрахунку обраних варіантів зображено на рис.5.

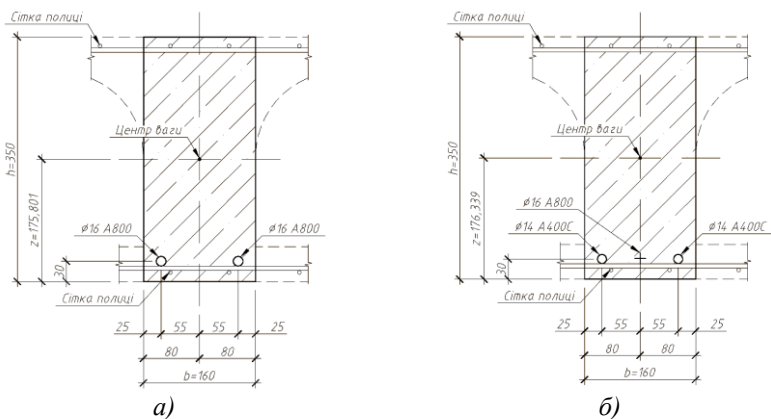


Рис.5. Конструювання ребра:

а) з напруженою арматурою б) зі змішаним армуванням.

Розрахунок за другою групою граничних станів виконуємо згідно діючих норм проектування з дотриманням усіх граничних значень, що пред'являють плитам перекриття [5,7].

Розрахункова ширину розкриття тріщин дорівнює

$$\omega_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}. \quad (5)$$

Максимальний прогин в середині прольоту визначаємо за формулою:

$$\alpha_{\max} = \alpha_k \cdot \frac{M_{Sd,n} \cdot l_{eff}^2}{B}. \quad (6)$$

Результати досліджень. Для більш зручного аналізу результати наведені у вигляді табл.3.

Таблиця 3.

Результати розрахунку кесонних плит перекриття

Варіант армування	Клас ар-ри	Ø, мм	К-сть, шт	Витрати сталі на 1м/п ребра, кг		Втрати, кНм	$M_{w,ult}$, кНм	Ширина тріщин, мм	Прог ин, мм
Звичайний	A400C	20	2	4,94	4,94	---	26,88	0,253	12,00
З напруженою арматурою	A800	16	2	3,16	3,16	83,84	48,63	0,36	8,65
	A400C	14	2	2,42	3,38	38,51	41,69	0,34	10,77

Висновок. Під час виконання розрахунку було апробовано методику розрахунку кесонного перекриття з трьома варіантами армування. Виходячи з отриманих результатів має наступне, змішане армування у кесонній плиті суттєво впливає на тріщиностійкість у порівнянні зі звичайним армуванням та дає змогу зменшити витрати на процес натягу

арматури і зменшити кількість високоміцної арматури в перерізі. За другою групою граничних станів, плити зі змішаним армуванням знаходяться в межах допустимих значень по деформаціях. Варто звернути увагу на процес моделювання та розрахунку кесонного перекриття в програмних комплексах, як краще “імітувати” роботу ребра в перерізі плити, і які елементи краще відобразатимуть реальну роботу конструкції. Всі ці питання необхідно вирішити, щоб отримати більш чітку роботу реальної конструкції.

1. Арсланбеков М.М. Исследование прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием // Дисс.канд.техн.наук. М. – 1983 – с. 166. **2.** Бабич Є.М. Залізобетонні балки і плити зі змішаним армуванням/ Є.М. Бабич, О.П. Борисюк, П.П. Коцечук // Вид-во – Рівне, 1998 – с. 134. **3.** Бова Я.О. Залізобетонні плити зі змішаним армуванням // Автореферат. Київ, 2013 – с. 22. **4.** Верюжский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций / Ю.В. Верюжский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский // . – К.: Книжкове вид-во НАУ, 2006. – 808 с. **5.** ДБН В-2-6-98-2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення». **6.** Лоскутов И.С. Монолитные железобетонные кесонные перекрытия. // -М., 2015 – 72с. **7.** Пецольд Т.М., Тура В.В. «Залізобетонні конструкції. Основи теорії, розрахунку і конструювання», БГТУ, 2003р.

УДК 624.012.26

МЕТОДИКА СТВОРЕННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ ГНУТОКЛЕЄНИХ РАМ ЗА ДОПОМОГОЮ МЕТОДУ СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

МЕТОДИКА СОЗДАНИЯ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ГНУТОКЛЕЁНЫХ РАМ С ПОМОЩЬЮ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

METHOD OF CREATION OF THE DESIGN SCHEME OF BENT FRAMES WITH THE METHOD OF FINITE ELEMENTS

Михайловський Д.В., к.т.н., доц. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ),

Матющенко Д.М., інж. (ТОВ «НКБ «АБП», м. Київ)

Михайловский Д.В., к.т.н., доц. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев),

Матющенко Д.Н. инж. (ТОВ «НКБ «АБП», г. Киев)

Mikhaylovskiy D.V. candidate of technical sciences, docent (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv),

Matyushchenko D.N. eng. (LLC “SDB “ABP”, Kyiv)

Розроблена методика створення розрахункових схем гнукотесних рам за допомогою методу скінчених елементів. Наведено алгоритм розрахунку гнукотесних рам в програмному комплексі ЛІРА-САПР.

Разработана методика создания расчетных схем гнукотесных рам с помощью метода конечных элементов. Приведен алгоритм расчета гнукотесных рам в программном комплексе ЛІРА-САПР.

The method of creation of calculation schemes of flattened frames with the help of the finite element method is developed. The algorithm for calculation of bending frames in the software complex LIRA-CAD is presented.

Ключові слова:

Метод скінчених елементів, клеєна деревина, гнукотесна рама, напруження, алгоритм розрахунку.

Метод конечных элементов, клеёная древесина, гнукотесная рама, напряжения, алгоритм расчета.

Finite element method, glued wood, glued loosen frame, stress, calculation algorithm.

Вступ. Для забезпечення надійності та безпечної експлуатації гнотоклеєних рам з клеєної деревини необхідно мати точну методичку визначення напружень, які виникають в небезпечних перерізах з точки зору міцності матеріалу. Як показує досвід експлуатації, чисельні та експериментальні дослідження найбільш небезпечним елементом в гнотоклеєних рамах з точки зору міцності є карнизний вузол [1, 2].

Спираючись на результати чисельних досліджень виконаних в роботі [2], можна зробити висновок, що метод скінченних елементів (МСЕ) дає можливість провести достатньо якісний аналіз напружено-деформованого стану.

Аналіз останніх досліджень. Методи розрахунку напружень в карнизних вузлах гнотоклеєних рам з клеєної деревини дещо обмежені. Детальніше існуючі методики розглянуті в роботі [3]. Методики, які містяться в нормативних документах та навчальній літературі починаючи з 70-х років мають значні розбіжності в визначенні напружень та дають досить приблизне уявлення про дійсний напружений стан карнизного вузла. Тому є нагальна потреба в розробці якісної методички розрахунку напружень в гнотоклеєних рамах.

Постановка мети і задачі досліджень. Мета даного дослідження полягає в розробці методички розрахунку напружень в карнизному вузлі гнотоклеєних рам за допомогою МСЕ. Для досягнення мети треба вирішити наступні задачі:

1. Розробити алгоритм розрахунку гнотоклеєних рам за допомогою МСЕ.
2. Виконати розрахунок за вище наведеним алгоритмом для встановлення дійсного напружено-деформованого стану (НДС) в карнизних вузлах гнотоклеєних рам.

Методика дослідження. В роботах [5, 6, 7, 8, 9] доведено, що МСЕ дозволяє досить точно визначати напружено-деформований стан (НДС) в елементах будь-якого обриса, конструктивної форми, при різних видах навантажень. Головна перевага даного методу зручність розрахунку напруженого стану тіл з нерегулярними межами, а також можливість врахування в розрахункових схемах різних граничних умов.

В даний час є досить багато різноманітних універсальних програмних комплексів, які побудовані на основі МСЕ («ЛІРА-САПР», «SCAD», «ANSYS», «ABAQUS» та ін.)

Найрозповсюджений програмний комплекс в Україні, який дозволяє достатньо якісно визначати НДС конструкцій є ЛІРА-САПР. Застосування даного програмного комплексу підтверджується багаторічним досвідом застосування в інженерній та науковій практиках.

Для створення розрахункових схем гнотоклеєних рам обраний програмний комплекс ЛІРА-САПР 2016 ліцензія №1/5627 (далі ПК ЛІРА). Як показує аналіз чисельних і експериментальних досліджень, приведений

в [4], даний комплекс з високим ступенем достовірності враховує анізотропію фізико–механічних властивостей клеєної деревини.

Розрахунок гнотоклеєних рам виконувався з врахуванням пружних характеристик матеріалу, згідно розрахункової схеми, яка наведена на рис. 1. Геометрія рам описувалась координатами вузлів по зовнішньому та внутрішньому контурах, в обох напрямках. Досліджувані рами поділялись ортогональною сіткою на чотириохкутні пластинчасті скінченні елементи (СЕ), які потім розділялись на менші елементи автоматично. Дискретизація конструкції по висоті перерізу виконувалась автоматично, за допомогою інструментів програмного комплексу після визначення кількості необхідних розбиттів.

Рівномірно розподілене навантаження прикладалось за допомогою зосереджених сил, які розміщуються у вузлах сіток СЕ. Також в розрахунковій схемі враховувалось конструктивне локальне збільшення навантаження від ваги покриття та стінового огороження в верхній частині карнизного вузла у вигляді збільшеної зосередженої сили. Розрахунок гнотоклеєних рам рекомендується виконувати по алгоритму (рис. 2), який значно спрощує створення розрахункових схем.

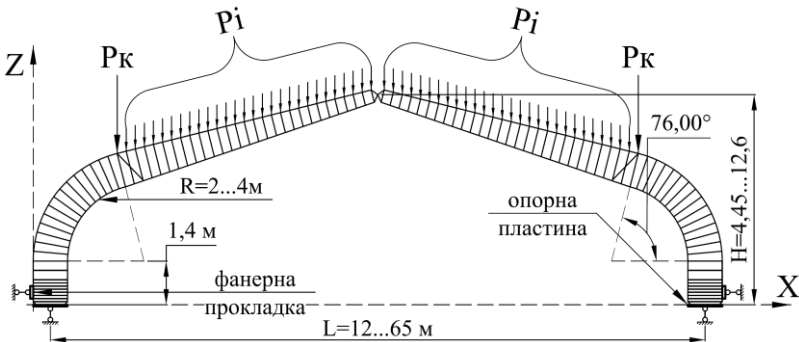


Рис. 2. Розрахункова схема гнотоклеєної рами за методом скінчених елементів

Для встановлення дійсного НДС гнотоклеєних рам були проведені чисельні дослідження рам типу ДГРП з прольотами від 12 до 65 м з різними радіусами кривизни осі симетрії карнизного вузла, а саме 2, 3 та 4 м, з кроком 3 м за вище наведеним алгоритмом. Ухил ригелю прийнятий 14° .

Попередній підбір перерізу рам виконувався з врахуванням геометричної нелінійності згідно вказівок [10]. Внутрішній радіус приймався виходячи з мінімального співвідношення радіусу кривини до товщини дошки $\frac{r}{h} \geq 150$, при умові використання дошок 10, 19 та 26 мм.

Це дало змогу охопити практично весь реальний діапазон радіусів кривизни, які можуть застосовуватись в гнотоклеєних рамах.



Рис. 2. Алгоритм розрахунку гнотоклеєної рами в ПК ЛІРА

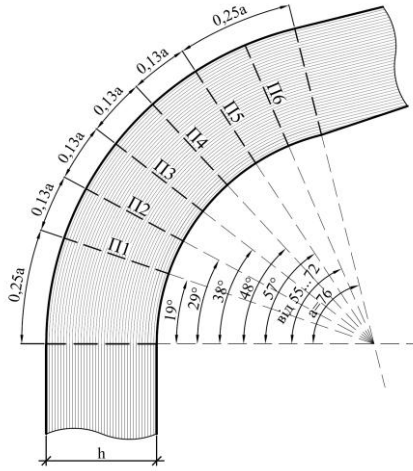


Рис. 3. Розташування розрахункових перерізів в карнизному вузлі гнукоткесених рам

Результати розрахунку в ПК ЛІРА гнукоткесеної рами марки ДГРП–24–3000–11 наведено на рис. 4–6. Епюри нормальних напружень вздовж волокон σ_x , поперек волокон σ_y та сколюючих напружень τ_{xy} в розрахункових перерізах наведені на рис. 7–12.

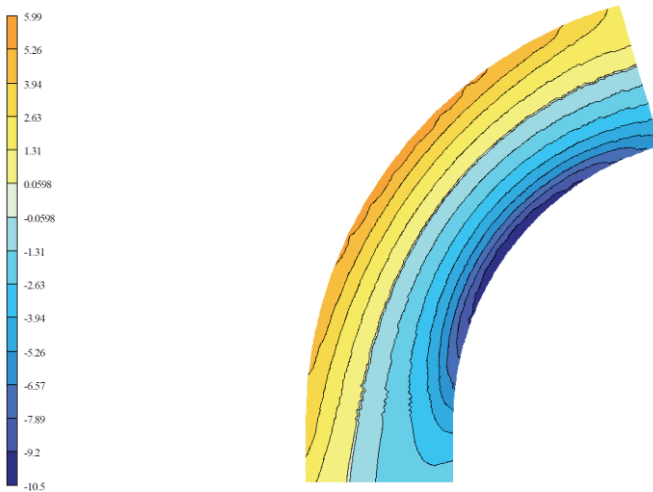


Рис. 4. Розподіл напружень вздовж волокон σ_x в карнизному вузлі гнукоткесеної рами марки ДГРП–24–3000–11

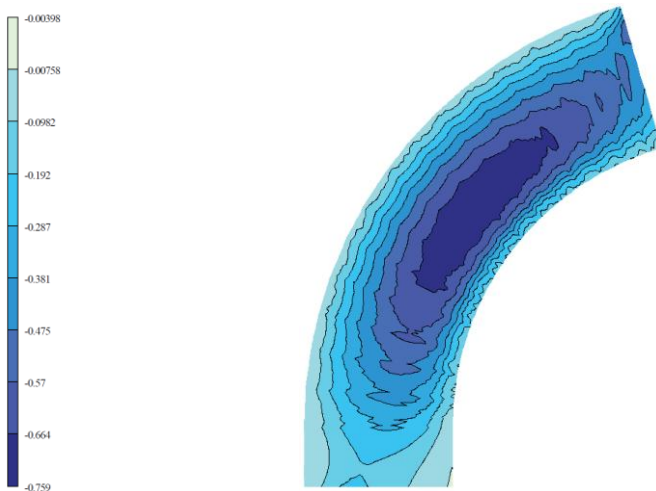


Рис. 5. Розподіл напружень поперек волокон σ_y в карнизному вузлі гнотоклесної рами марки ДГРП-24-3000-11

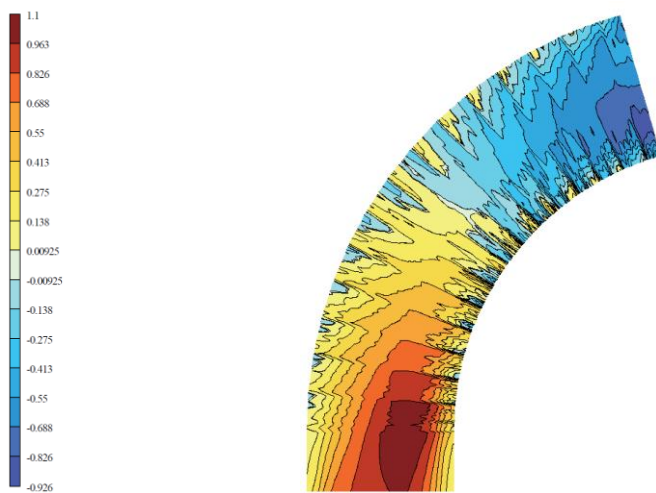


Рис. 6. Розподіл сколюючих напружень τ_{xy} в карнизному вузлі гнотоклесної рами марки ДГРП-24-3000-11

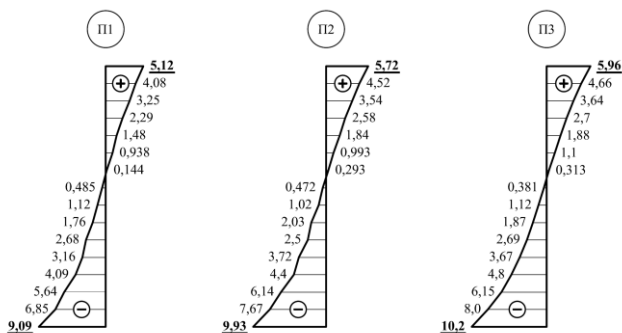


Рис. 7. Епюри напружень вздовж волокон σ_x (МПа) в розрахункових перерізах П1, П2 та П3 для рами ДГРП-24-3000-11.

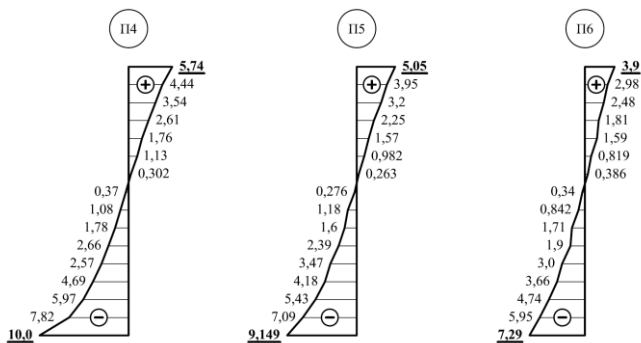


Рис. 8. Епюри напружень вздовж волокон σ_x (МПа) в розрахункових перерізах П4, П5 та П6 для рами ДГРП-24-3000-11.

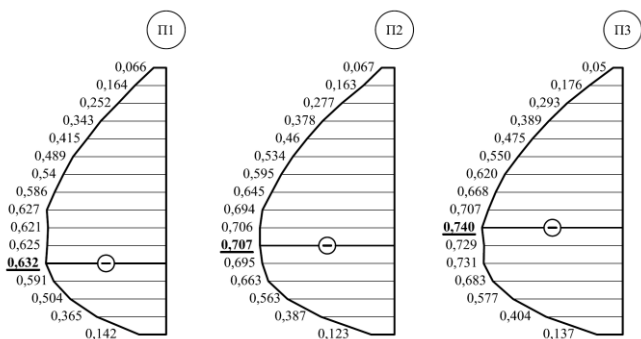


Рис. 9. Епюри напружень поперек волокон σ_y (МПа) в розрахункових перерізах П1, П2 та П3 для рами ДГРП-24-3000-11.

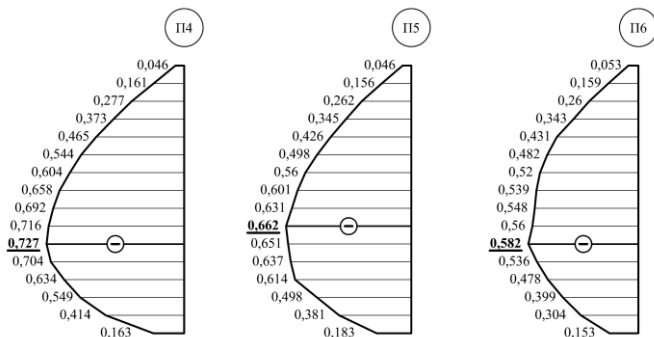


Рис. 10. Епюри напружень поперек волокон σ_y (МПа) в розрахункових перерізах П4, П5 та П6 для рами ДГРП–24–3000–11.

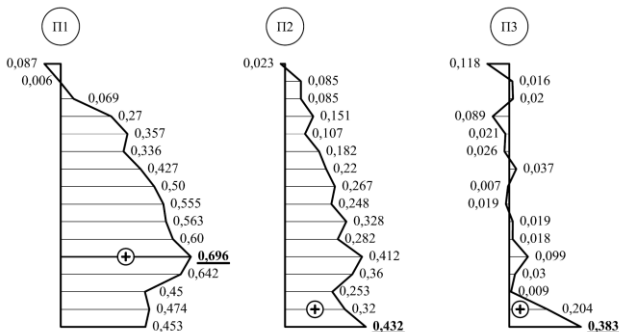


Рис. 11. Епюри дотичних напружень τ_{xy} (МПа) в розрахункових перерізах П1, П2 та П3 для рами ДГРП–24–3000–11.

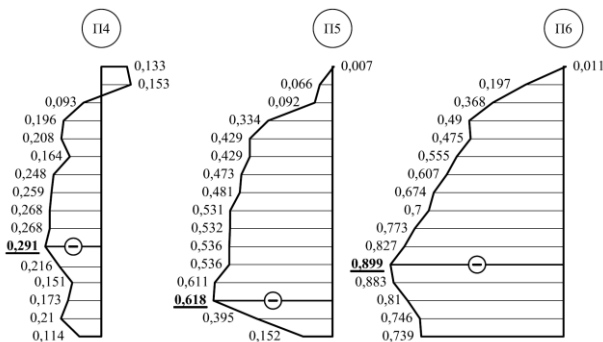


Рис. 12. Епюри дотичних напружень τ_{xy} (МПа) в розрахункових перерізах П4, П5 та П6 для рами ДГРП–24–3000–11.

Результати дослідження. Розроблено алгоритм розрахунку гнуктоклеєних рам за МСЕ в ПК ЛІРА, що в свою чергу дасть змогу достатньо достовірно аналізувати НДС конструкцій з врахуванням анізотропії фізико-механічних властивостей клеєної деревини.

Висновки. Використання ПК ЛІРА дозволило отримати якісну картину розподілу напружень та встановити закономірності зміни напружень по довжині карнизного вузла гнуктоклеєної рами. Застосування МСЕ дає змогу врахувати геометричну нелінійність та анізотропію фізико-механічних властивостей клеєної деревини, що досі не було враховано в існуючих аналітичних методах розрахунку напружень.

Проведено аналіз картин розподілу напружень для подальших досліджень з точки зору складного напруженого стану та розробки інженерної аналітичної методики для розрахунку карнизних вузлів гнуктоклеєних рам, як небезпечного елемента рами, з точки зору оцінки міцності конструкції.

1. Михайловський Д.В., Матющенко Д.М. Напружений стан гнуктоклеєних рам з врахуванням анізотропії фізико – механічних властивостей клеєної деревини. Строительство, материаловедение, машиностроение // Сборник научных трудов. – Вип. №81. – Днепропетровск, ГВУЗ «ПГАСА», - 2015. – с. 124 – 129.
2. Михайловський Д.В., Матющенко Д.М., Смоленський А.О. Вплив нерівномірних осідань опор на напружено – деформований стан карнизного вузла гнуктоклеєних рам. Науковий журнал «ScienceRise». – Вип. №7/2(24). – м. Харків, 2016. – с. 25 – 33.
3. Михайловський Д.В., Матющенко Д.М. Аналіз методик розрахунку гнуктоклеєних рам з клеєної деревини. Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – №25 – Рівне: НУВГП, 2013. – с. 350 – 359.
4. Михайловський Д.В., Матющенко Д.М. Чисельні дослідження експериментальних рам типу ДГРП за допомогою методу скінчених елементів. Праці Одеського політехнічного університету: Науковий та науково – виробничий збірник. – Одеса, 2016 – Вип. 2(49). – с.14 – 23.
5. Зенкевич О., Чанг И. Метод конечных элементов в теории сооружений и механике сплошных сред. М.: Недра, 1974. 240 с.
6. Масленников А.М. Расчет строительных конструкций методом конечных элементов.: Учеб. Пособие. Л.: ЛИСИ, 1977. 77 с.
7. Постнов А.В., Хархурин А.В. Метод конечных элементов в расчетах судовых конструкций. Л.: Судостроение, 1974. 344 с.
8. Розин Л.А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. М.: СИ, 1977. 128 с.
9. Расчет и выбор оптимальных параметров рам с прямолинейным ригелем и гнуктоклееными стойками для сельскохозяйственных зданий: дис..канд. техн. наук: 05.23.01. – М.: РГБ, 2006.
10. Михайловський Д.В., Матющенко Д.М. Порівняння методів розрахунку згинального моменту в карнизних вузлах рам типу РДП та ДГРП з клеєної деревини. Строительство, материаловедение, машиностроение // Сборник научных трудов. – Вип. №75. – Днепропетровск, ГВУЗ «ПГАСА», - 2014. – с. 147 – 153.

УДК 624.046.5

**ПРЕДВАРИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ
СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕПОЛНЫМ ДАННЫМ**

**ПОПЕРЕДНЯ ОЦІНКА НАДІЙНОСТІ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ
ЗА НЕПОВНИМИ ДАНИМИ**

**PRELIMINARY ASSESSMENT OF RELIABILITY OF THE EXISTING
CONSTRUCTION BASED ON SNCOMLETE DATA**

Усаковский С.Б. д.т.н., проф., (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Усаковський С.Б. д.т.н., проф., (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Usakovsky S.B., doctor of Engineering Science, prof., (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Для предварительной оценки надежности существующих конструкций предложено использовать идейную связь между методами предельных состояний и моделью надежности А.Р. Ржаницына.

Для попередньої оцінки надійності існуючих конструкцій запропоновано викристовувати зв'язок між методами граничних станів та моделлю надійності О.Р.Ржаніцина.

It is proposed to use the conceptual connection between the methods of limit states and the reliability model of A.R. Rzhantsyn for the preliminary assessment of reliability of the existing constructions.

Ключевые слова:

Надежность конструкций, метод предельных состояний.

Надійність конструкцій, метод граничних станів.

Reliability of construction, methods of limit states

Натурное обследование технического состояния сооружений (особенно массовых однотипных) полезно начинать с определения проектного значения коэффициента запаса и начальной надежности. Это позволит выявить факторы, на которые следует обратить внимание при обследовании в первую очередь.

При этом рационально использовать модель оценки надежности, предложенную одним из основоположников теории надежности конструкций А.Р. Ржаницыным [1]. Характеристика безопасности γ по А.Р. Ржаницыну определяется следующим образом:

$$\gamma = \frac{\xi - 1}{\sqrt{A_R^2 \cdot \xi^2 + A_Q^2}} \quad (1)$$

здесь ξ – коэффициент запаса, он равен отношению средних значений обобщенной прочности \bar{R} и обобщенного внешнего воздействия \bar{Q} , точнее, математических ожиданий этих величин: $\xi = \frac{\bar{R}}{\bar{Q}}$; A_R и A_Q – коэффициенты вариации (изменчивости) величин \bar{R} и \bar{Q} ; A_R и A_Q учитывают изменчивость C_v всех действующих факторов, $A_R = \frac{\sigma_R}{\bar{R}}$; $A_Q = \frac{\sigma_Q}{\bar{Q}}$, здесь σ – обозначение среднего квадратического отклонения (стандарта).

Определив характеристику безопасности γ , можно по таблицам функции Лапласа перейти к оценке надежности конструкции P , которая показывает вероятность безотказной работы конструкции.

В модели А.Р. Ржаницына изменчивые характеристики обобщены: A_R зависит от изменчивости прочности материалов (в случае фундаментов и от изменчивости прочностных характеристик грунтов), A_Q зависит от изменчивости постоянных и временных нагрузок.

Главное достоинство этой модели – ее простота и связь с детерминированным методом расчета. Коэффициент запаса ξ здесь можно определить детерминированным методом: его можно вычислить, «собрав» соответствующие расчетные коэффициенты метода предельных состояний, заложенные в нормы проектирования.

Между моделью оценки надежности А.Р. Ржаницына и методом предельных состояний прослеживается идейная связь, которая может быть использована в инженерных задачах. Эта модель отражает суть создания необходимых запасов прочности конструкции: коэффициент запаса должен быть таков, чтобы изменчивость обобщенной нагрузки Q и обобщенной прочности R не привела конструкцию в область вероятного отказа.

Кроме того, расчетные коэффициенты метода предельных состояний часто имеют статистическое обоснование. Так, например, для постоянных

нагрузок коэффициент вариации $C_v = 0,033$, а коэффициент надежности по нагрузке равен $\gamma_f = 1,1$, что соответствует трем стандартам.

Заметим, что А.Р. Ржаницын предлагал определять коэффициент запаса ξ статистическим методом, собирая статистику по R и Q . Здесь же предложено определять ξ путем учета совокупности расчетных коэффициентов метода предельных состояний для данной конструкции. Эти коэффициенты ранее в отмененных нормах назывались: коэффициент перегрузки n , коэффициент однородности k , коэффициент условий работы. Ныне в нормативных документах их называют коэффициентами надежности. Например, γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Изменчивость действующих факторов C_v , которые входят в A_R и A_Q можно определить, используя техническую литературу.

Выше была изложена идея оценки надежности конструкций по неполным данным.

Ниже приведены рабочие этапы такой оценки.

1. Следует выявить определяющий расчет исследуемой конструкции, т.е. тот расчет, требования которого определяют параметры конструкции. Этот расчет в свою очередь является детерминированной основой вероятностного расчета надежности конструкции. Так для фундаментов часто определяющим является расчет фундамента по грунту. Для железобетонных конструкций – расчет прочности при воздействии изгибающего момента или расчет трещиностойкости. Т.е. за основу вероятностной оценки надежности следует принять то предельное состояние конструкции, которое вызывает наибольшее опасение. Возможна вероятностная оценка нескольких предельных состояний, важных для надежности данной конструкции.

2. Используя выбранный расчет, необходимо определить коэффициент запаса ξ «собирая» соответствующие коэффициенты метода предельных состояний. Здесь следует учесть коэффициент надежности по нагрузке, возможно, коэффициент условий работы и другие коэффициенты, которые были использованы в свое время при проектировании данной конструкции по соответствующим для того времени нормам. Напомним, что при переходе к методу предельных состояний единый коэффициент запаса был разделен на ряд расчетных коэффициентов. Теперь предстоит работа по «восстановлению» этого коэффициента запаса.

3. Коэффициент вариации A_Q в модели надежности (1) зависит от коэффициентов вариации C_v нагрузок, A_R зависит от C_v прочностных свойств материалов и грунтов. Характеристики C_v часто приводятся в технической литературе, посвященной проблеме надежности конструкций, а также в соответствующих ДБН.

Следует заметить, что коэффициент вариации прочности строительных материалов имеет меньший диапазон значений, чем прочность соответствующего материала. Так прочность бетона в зависимости от класса прочности находится в широких пределах, а соответствующий коэффициент вариации прочности находится в диапазоне 10 %÷ 16 %, в некоторых неблагоприятных случаях – 18 %÷ 20 %.

4. Предполагается, что инженер, запроектировавший данную конструкцию, выполнил в свое время все требования нормативного расчета. Об этом может свидетельствовать положительный опыт эксплуатации сооружения.

5. Собрав и вычислив необходимые исходные данные: ξ , A_Q , A_R , следует оценить надежность конструкции по (1). При этом желательно учесть возможный износ конструкции и возникшую дополнительную нагрузку. Эти два фактора уменьшают величину коэффициента запаса ξ и понижают надежность.

6. Важным является вопрос: какова форма отказа данной конструкции. В теории надежности различают четкие и нечеткие отказы. Пример четкого отказа – появление трещины в конструкции, пример нечеткого – недопустимое раскрытие трещины. Конструкции с нечеткими отказами заранее сигнализируют об опасности. Конструкции с четкими отказами требуют большего внимания, т.к. отказы в них наступают внезапно. Еще один пример нечеткого отказа: постепенный рост деформаций конструкции, пример четкого – потеря устойчивости конструкции.

7. Важна также интерпретация полученных оценок надежности. Полученные результаты верны для той генеральной совокупности, для которой были собраны статистические данные и рассчитан коэффициент запаса. В технической литературе, в частности в нормах, приведены показатели надежности, имеющие рекомендательный характер.

8. Последующее натурное обследование сооружения позволяет оценить величину износа конструкций, уточнить действующие нагрузки и скорректировать показатель надежности. Следует помнить, что найденный показатель надежности P – это интегральная характеристика конструкции, которая может не учитывать повреждений отдельных элементов, узлов, на что следует обратить внимание при натурном обследовании.

В случае необходимости надежность конструкций может быть повышена путем уменьшения нагрузок, например, нагрузок от собственного веса конструкций, и повышением прочности конструктивных элементов, а также уменьшением изменчивости действующих факторов.

9. Для усиления, реконструкции сооружения может быть полезна расширенная модель надежности А.Р. Ржаницына (2), которая приведена ниже. Модель (1) получена А.Р. Ржаницыным из выражения:

$$\gamma = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}$$

путем деления числителя и знаменателя на \bar{Q} . Для некоторых задач имеет смысл показать все действующие изменчивые факторы, расписав значения σ_R и σ_Q . Тогда

$$\gamma = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\left(\frac{\partial R}{\partial x_1} \cdot \sigma_{x_1}\right)^2 + \left(\frac{\partial R}{\partial x_2} \cdot \sigma_{x_2}\right)^2 + \dots + \left(\frac{\partial Q}{\partial y_1} \cdot \sigma_{y_1}\right)^2 + \left(\frac{\partial Q}{\partial y_2} \cdot \sigma_{y_2}\right)^2 + \dots}} \cdot \quad (2)$$

Корреляционные связи между случайными факторами следует в моделях (1) и (2) учесть.

Численная величина частного стандарта в знаменателе (это выражение в скобках) показывает здесь относительную роль изменчивости случайного фактора x_i или y_i . Найденные для определения ξ коэффициенты покажут роль средних значений этих факторов.

Модель (2) может найти применение при детальном обследовании сооружения и разработке мер по его реконструкции.

1. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с. **2.** Усаковский С.Б. Прикладные задачи теории надежности сооружений. О новой парадигме теории расчета сооружений. – К.: КНУСА, 2014. – 56 с.

ЗБІЛЬШЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОЛОН СПОРУДИ ПЛАВАЛЬНОГО БАСЕЙНУ ШЛЯХОМ УЛАШТУВАННЯ МОНОЛІТНИХ ОБОЙМ

УВЕЛИЧЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОЛОН СООРУЖЕНИЯ ПЛАВАТЕЛЬНОГО БАСЕЙНА ПУТЕМ УСТРОЙСТВА МОНОЛИТНЫХ ОБОЙМ

INCREASE OF LOAD-CARRYING OF COLUMNS OF SWIMMING POOL CONSTRUCTION BY MONOLITHIC CLAMPS

Т.Л. Чирва, к.т.н., доц. (Київський національний університет будівництва та архітектури, м. Київ, Україна); **В.М. Чирва, к.т.н., доц., заступник директора, А.А. Савченко, головний інженер** (ТОВ «Придніпров'я», м. Кривий Ріг, Україна); **К.М. Романенко, к.т.н., старший викладач** (Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг)

Т.Л. Чирва, к.т.н., доц. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев, Украина); **В.Н. Чирва, к.т.н., доц., заместитель директора, А.А. Савченко, главный инженер** (ООО «Приднепровье», г. Кривой Рог, Украина); **Е.Н. Романенко, к.т.н., старший преподаватель** (Криворожский национальный университет, г. Кривой Рог)

T.L. Chyrva, Ph.D, associate of professor (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv, Ukraine); **V.M. Chyrva, Ph.D, associate of professor, deputy director; A.A. Savchenko, engineer** (TOV "Pridniprov'ya", Ukraine); **E.N.Romanenko, Ph.D, Senior Lecturer**(National University of Kryvyi Rih , Kryvyi Rih)

В представленій статті авторами був проведений аналіз результатів обстеження 50-метрового басейну закритого типу, який знаходиться у місті Кривий Ріг. Наведена технологія підсилення колон шляхом улаштування монолітних обойм. Поставлені подальші задачі для досліджень в цьому напрямку.

В представленной статье авторами проведен анализ результатов обследования 50-метрового бассейна закрытого типа, который находится в городе Кривой Рог. Предоставлена технология усиления колонн путем устройства монолитных обойм. Поставлены дальнейшие задачи для исследований в этом направлении.

In the presented article authors analyzed the inspection results of indoor 50-meter swimming pool located in the city of Kryvy Rih. Technology of columns amplification using monolithic clamps is presented. Subsequent tasks for research in this direction are set.

Ключові слова:

Споруда, басейн, обстеження, колона, пошкодження, підсилення, монолітна обойма

Сооружение, бассейн, обследование, колонна, повреждения, усиления, монолитная обойма

Building, swimming pool, inspection, column, damage, reinforcement, monolithic clamp

Проблема та її зв'язок з науковими та практичними завданнями.

Такі громадські споруди як басейни та аквапарки завжди користувалися великою популярністю у населення нашої країни. Адже кожна людина знає про переваги занять водними видами спорту, але аварійний стан цих споруд загрожує як здоров'ю так, навіть, і життю його відвідувачів. Саме тому їх конструктивні елементи потребують регулярних обстежень з метою уточнення технічного стану, виявлення дефектів і пошкоджень, ухвалення рішення про можливість подальшої експлуатації або ж необхідність ремонту та підсилення.

В статі наведені результати обстеження споруди 50-метрового басейну закритого типу в Палаці водних видів спорту при ДЮСШ №1 м. Кривого Рогу, який останні 40 років експлуатується без проведення капітального ремонту. За довгий час експлуатації змінювались нормативні документи, кліматичні умови та виникали пошкодження в несучих конструкціях у вигляді тріщин, відшарування бетону та корозії арматури.

У зв'язку з цими обставинами актуальним постає питання технічного обстеження несучих конструкцій споруди басейну, а також надання рекомендацій щодо проведення заходів по усуненню експлуатаційних пошкоджень та інших виявлених дефектів.

Аналіз досліджень і публікацій. Методам відновлення та підсилення таких несучих елементів будівельних конструкцій як залізобетонні колони присвячено багато робіт, одними з них є праці [1-3]. В представленій статті автори висвітлюють результати обстеження споруди плавального басейну та наводять технологію підсилення її найбільш уражених експлуатаційними пошкодженнями несучих елементів.

Постановка мети. Мета проведених заходів — виявлення пошкоджень та дефектів в колонах та надання рекомендацій по їх усуненню, а головне — забезпечення безпечної експлуатації споруди, безпеки відвідувачів. Щодо економічного аспекту даного питання — проведення планового технічного обстеження та усунення виявленого дефекту завжди обходиться набагато дешевшим, ніж ліквідація аварії.

Викладення матеріалу та результати. На час проведення обстеження були виявлені наступні пошкодження колон:

відшарування захисного шару бетону, оголення і корозія арматурних стержнів до 10% їх поперечного перерізу (дефект Д1, див.рис.1);

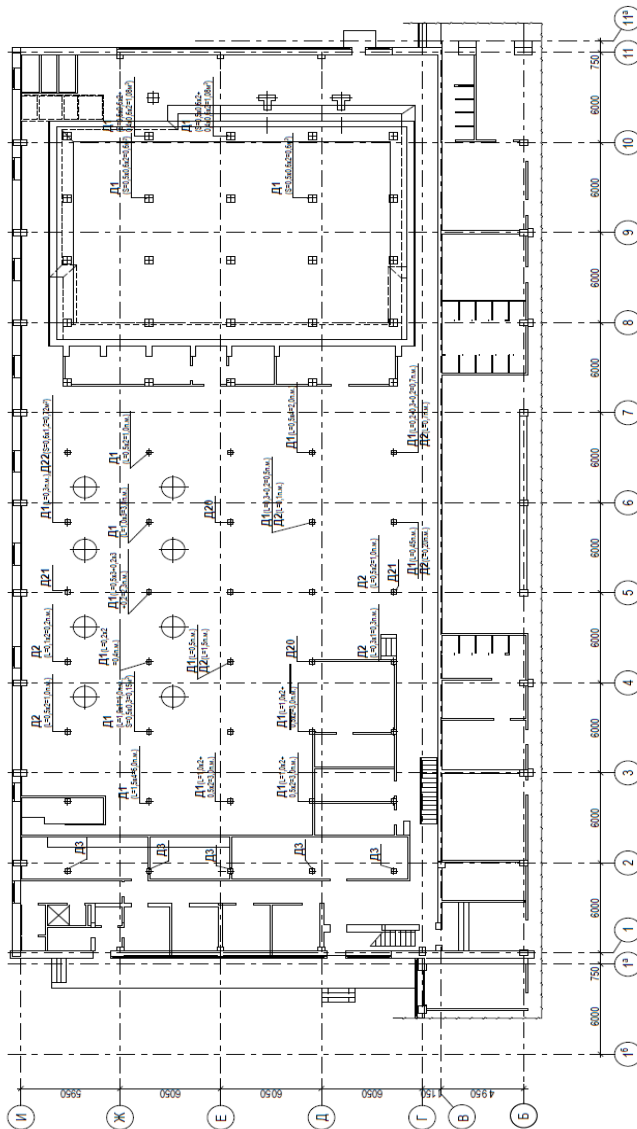


Рис. 1. Схема розташування дефектів колон на відмітці -3,900

відшарування захисного шару бетону без оголення арматури (дефект Д2, див.рис.1);

поперечна тріщина по периметру колони в місці нижнього поясу балок, які з'єднанні з колоною (дефект Д3, див.рис.1);

відшарування бетону з оголенням арматури до 30% перерізу колони висотою 2,5 метрів (дефект Д20, див.рис.1);

корозія металевої обійми залізобетонної колони до 5% (дефект Д21, див.рис.1);

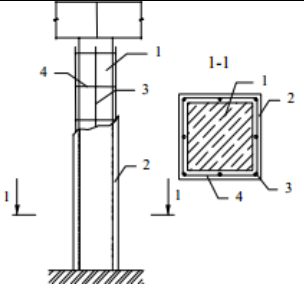
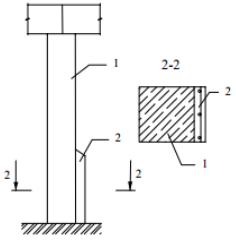
відшарування захисного шару бетону з оголенням та деформацією арматурного стержня в опорній частині колони та балки (дефект Д22, див.рис.1).

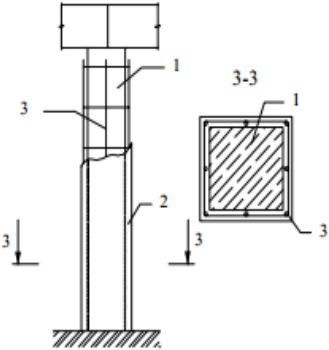
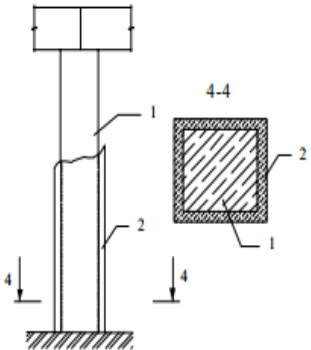
Найнебезпечнішим дефектом, на думку авторів, є відшарування бетону з оголенням арматури до 30% (дефект Д20), що може призвести до обвалення даху плавального басейну. Тому авторами статті нижче наведені технічні вказівки щодо його усунення.

На сьогодні існує багато методів підсилення залізобетонних колон (див. таблицю 1).

Таблиця 1

Основні методи підсилення залізобетонних колон

№ з/п	Метод підсилення	Ескіз	Умовні позначення
1	Влаштування залізобетонних обійм		<p>1 – колона, що підсилюється; 2 – залізобетонна обійма; 3 – повздовжня арматура; 4 – поперечна арматура</p>
2	Влаштування однобічного нарощування перерізу		<p>1 – колона, що підсилюється; 2 – залізобетонне нарощування</p>

№ з/п	Метод підсилення	Ескіз	Умовні позначення
3	Підсилення набрискуванням бетонної суміші		<p>1 – колона, що підсилюється; 2 – набризкбетон; 3 – арматурна сітка</p>
4	Підсилення сталевібробетоном		<p>1 – колона, що підсилюється; 2 – сталевібробетон</p>

№ з/п	Метод підсилення	Ескіз	Умовні позначення
5	Встановлення металевої однібічної розпірки	<p style="text-align: center;">Період монтажу</p>	<p>1 – колона, що підсилюється; 2 – розпірка з кутиків; 3 – натяжні монтажні бовти; 4 – з'єднувальні планки 5 – упорні кутики; 6 – кріпильні кутики 7 – кріпильні монтажні бовти</p>
6		<p style="text-align: center;">Проектне положення</p>	

Для усунення дефекту Д20 з представлених методів підсилення обране влаштування монолітної обойми.

Технічні вказівки по усуненню дефекту Д20

1. Для відновлення колони по периметру колони демонтувати конструкцію підлоги шириною 100мм $h=100$ мм. Для колони в осях 4-Д демонтувати цегельну кладку перегородки, що прилягає, шириною 130мм та висотою 2,6м, після виконання підсилення у повному обсязі шов між монолітною обоймою та цегляною кладкою завтовшки 30мм заповнити цементно-піщаним розчином М50.

2. Видалити зруйнований і слабкий бетон до твердої стійкої та загрубілої частини основи. Будь-які попередні сліди ремонтних робіт, що зазнали відшарування, повинні бути видалені.

3. Бетон і арматуру піддати піскоструминній обробці, поки вони не звільняться від бруду, іржі, цементного молока, жиру, масла, лаку і старої фарби. Видалити сліди іржі та жиру до появи яскравого забарвлення металу.

4. На існуючу арматуру нанести два шари Marefer 1K (лужний антикорозійний захист для очищених від іржі арматурних стрижнів) за допомогою пензля. Другий шар нанести через 90-120 хвилин після нанесення першого шару і бажано протягом наступних 24 годин. Покривати арматуру однорідним шаром. Загальна товщина двох шарів повинна становити приблизно 2мм.

5. Виконати насичення поверхні бетону та промити основу водою.

6. Встановити арматурний каркас з вертикальних арматурних стрижнів Ø20A400с та хомутів Ø8A240с. Арматуру в'язати.

7. Встановити опалубку.

8. Перед бетонуванням виконати насичення основи водою.

9. Виконати бетонування колони бетоном кл.С20/25 на щебні дрібної фракції.

Схема влаштування монолітної обойми представлена на рис.2 (поперечний переріз) та рис.3 (фронтальний вид).

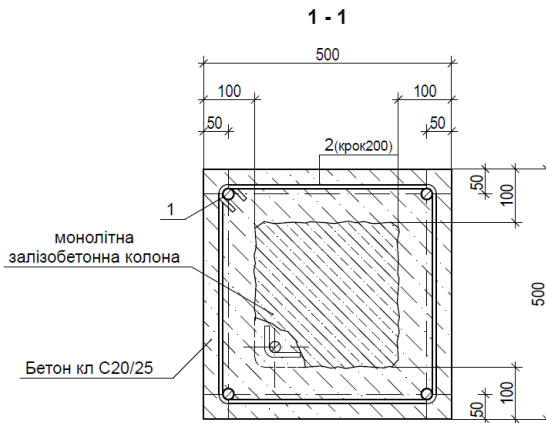


Рис. 2. Влаштування монолітної обойми (поперечний переріз колони)

Висновки та напрямок подальших досліджень. В статті проведений аналіз виявлених під час обстеження дефектів залізобетонних колон споруди 50-метрового басейну закритого типу в Палаці водних видів спорту при ДЮСШ №1 м. Кривого Рогу, який останні 40 років експлуатується без проведення капітального ремонту. Відновлення та підсилення найбільш уражених колон вирішено виконувати шляхом улаштування монолітних обойм. Авторами наведена схема розташування виявлених дефектів, нанесених на план споруди, а також схеми

улаштування монолітних обойм. Подальшим дослідженням в цьому напрямку буде проведення обстеження чаші 50-метрового плавального басейну з виявленням дефектів і рекомендаціями щодо їх усунення.

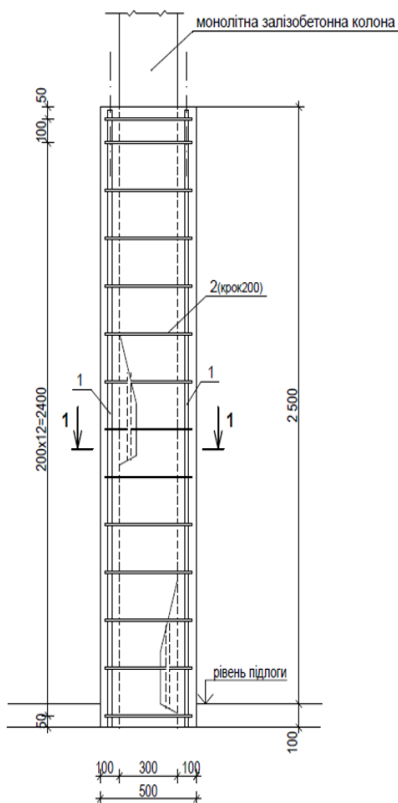


Рис. 3. Влаштування монолітної обойми (фронтальний вид)

1. Барашиков А.Я., Подольский Д.М., Сирота М.Д. Надежность восстанавливаемых и усиливаемых конструкций зданий и сооружений. –Черкасы: НПК “Фотоприбор”, 1993. – 46 с. 2. Бойко М. Д. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений. Учебное пособие для вузов. / Бойко М. Д. - Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1986.—256с. 3. Кутуков В.Н. Реконструкция зданий. / Кутуков В.Н. - М.: Высшая школа, 1981. – 264 с.

УДК 539.3

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ РИГЕЛЕЙ ПРИ РАЗНОЙ ГЕОМЕТРИЧНОЙ ФОРМЕ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРИЗУ В ПРОГРАМНОМ КОМПЛЕКСЕ FEMAP NASTRAN.

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ РИГЕЛЕЙ РАЗНОЙ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ ФОРМЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ В ПРОГРАМНОМ КОМПЛЕКСЕ FEMAP NASTRAN.

OPTIMAL DESIGN OF BEAM WITH DIFFERENT GEOMETRIC CROSS-SECTIONAL SHAPE OF IT IN THE SOFTWARE PACKAGE FEMAP NASTRAN.

Гайдайчук В.В. д.т.н., проф., Кошевий О.О., аспірант., Кошева І.С. асистент (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Гайдайчук В.В. д.т.н. проф., Кошевой О.О., аспирант., Кошешая И.С. асистент (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Gaydaychuk V.V. doctor of technical sciences, professor, Kosheviy O.O., postgraduate, Kosheva I.S. assistant (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Виконано дослідження оптимізації стержневих сталевих конструкцій, які працюють на згин. Розрахунок дозволив оптимізувати рішення по масі та площі поперечного перерізу елементів будівельних конструкцій. Зроблені висновки про актуальність автоматизації оптимального проектування в будівельній галузі.

В статье выполнены исследования оптимизации стержневых стальных ригелей, работающих на изгиб. Расчет позволил оптимизировать решение по массе и площади поперечного сечения элементов строительных конструкций. Сделаны выводы об актуальности автоматизации оптимального проектирования в строительной отрасли.

The article describes the optimization of rod steel of beam, who works on a bend. The optimal solution about weight and the optimum cross-section of

a column was calculated. Concluded the automatical and optimal design of balm for the construction industry.

Ключові слова:

Оптимізація, оптимальне проектування, оптимізація ригелів, оптимізація Femap Nastran.

Оптимизация, оптимальное проектирование, оптимизация ригелей, оптимизация Femap Nastran.

Optimization, optimal design, optimization of beams, different cross section, optimization with Femap Nastran.

Вступ. Головною проблемою будівельної галузі є економія матеріальних ресурсів при будівництві будь-якого об'єкту, для того щоб залучити інвестиції до країни, потрібно запропонувати потенційним інвесторам гарні економічні умови. Однією із складових вартості будівництва, є вартість будівельних несучих конструкцій. Створення ефективних і економічних конструкцій можливо при розробці і широкому впровадженні в практику проектування методів оптимізації. Навантаження, які діють на будівлю або споруду, багатогранні. Вибір небезпечних комбінацій навантажень залежить від відношення жорсткості і розмірів поперечного перерізу, які на етапі формування обмежень задачі оптимального проектування невідомі. Оптимальне рішення має дуже багато складових, таких як: архітектурна виразність, міцність, стійкість, технологічність виробництва і легкість в монтажі, економічність. Ці складові, як правило, завжди суперечать один одному. Конструкція повинна бути енергоефективна і вогнетривка, при цьому, повинні виконуватись економічні вимоги, які мінімізують масу матеріалу і вартість виготовлення, а також методи швидкого і якісного монтажу, для того, щоб швидко вводити в експлуатацію конструкцію [3].

Задачі раціонального розподілу матеріалу в будівельних конструкціях виникли тоді, коли людство почало зводити інженерні споруди. Але і на сьогоднішній день ця проблема є актуальною. Перед будівельниками і архітекторами стоїть завдання проектування архітектурно виразних, надійних і дешевих будівель та споруд. Таке завдання може бути розв'язане за умови використання методів оптимізації у проектуванні несучих конструкцій. Розвиток програмних комплексів і комп'ютерної техніки може значно спростити проектування оптимальних

конструкцій. Кожний проектний розрахунок будівельних конструкцій включає необхідність оптимізації їх елементів.

Проблеми конструкції необхідно вирішувати на етапі двох стадій проектування. Вартість і строки виконання таких завдань закладається в собівартість будівельного проекту, для будь-якого потенційного інвестора дуже вигідно, коли собівартість будівельного проекту є мінімальною, тому з розвитком науково-технічного процесу питання про виведення оптимального рішення будівельної конструкції, без витрат довгої і рутинної праці проектувальника є актуальним [4; 5].

Формалізація процесу пошуку оптимального рішення відповідає задачам математичного програмування, які є одними з основних математичних апаратів теорії дослідження операцій, де мета рішення задач є вибір програми дій - за допомогою методу скінченних елементів будівельної механіки.

В загальному вигляді задача математичного програмування зводиться до пошуку вектора невідомих при умов мінімізації цільової функції $F(\bar{X}) \rightarrow \min$. По своїй постановці така задача практично збігається з задачею проектування: знайти такі фізичні або геометричні параметри конструктивної форми, при яких показники якості рішення досягають екстремального значення. По факту в просторовій розрахунковій моделі ми бачимо варіативне зменшення цільового функціоналу, результатом якого є оптимальне рішення при заданому ліміті.

Однак, наявність такого підходу не вирішує проблему оптимізації довільної конструкції, тому розробка універсального підходу до проектування стержневих систем зберігає свою практичну актуальність. Такий підхід дає можливість в рамках загального методу вирішувати і нестандартні задачі, включаючи задачу вибору проектного рішення, його аналізу і підбору поперечного перерізу конструктивних елементів.

Сучасний етап розвитку теорії оптимального проектування характеризується більш складними постановками задач з одночасним наближенням їх до задач реального проектування. Комплексне рішення передбачає оптимізацію конструкцій, форм і розмірів поперечного перерізу стержня при змінних геометричних і фізичних параметрів системи. Суворе математичне рішення таких задач з використанням методів математичним програмування пов'язано з певними труднощами, які виникають при математичному моделюванні задач, їх суттєвою не лінійністю, дискретністю і матеріалоемністю. Врахування реальної

ефективності реалізації їх рішень на практиці, є все більш актуальними для проектування металевих конструкцій [6; 7].

Теоретичні відомості. Задачі оптимального проектування в будівельній механіці по своєму задуму схожі до задач математичного програмування з обмеженням у вигляді нерівностей. Їх рішення зводиться до пошуку невідомого вектора змінних \vec{X} , що визначає геометричні і фізичні характеристики системи, при умові мінімуму цільової функції $F(\vec{X}) \rightarrow \min$.

Аналіз багатьох робіт по оптимальному проектуванню в будівельній механіці показує, що основним фактором вибору математичної моделі задачі є прийнятий метод рішення і тільки в другу чергу вимоги найбільшої відповідності сформульованої моделі своєму фактичному прототипу. Саме цим можна пояснити велике різноманіття моделей і методів рішення задачі оптимального проектування в будівельній механіці.

При оптимізації ригелів різного поперечного перерізу використовувався математичний метод проекції градієнта, на базі побудованої моделі методом скінчених елементів модель представлена на Рис. 1, для вирішення задач параметричної оптимізації [1]. Математичний метод проекції градієнта використовує інформацію тільки перших похідних, або градієнту, і полягає в побудові послідовності модифікацій проекту, котрий забезпечує збіжність в точці з мінімальним значенням функції цілі (точці оптимуму), при цьому виконується автоматизований статичний розрахунок:

Знайти такий проект S (вектор \vec{X}_k), що

$$\begin{aligned} h_k(S) &= 0 \text{ при } k = 1; 2; \dots \dots k_n \\ g_j(S) &\leq 0 \text{ при } j = 1; 2; \dots \dots j_n \end{aligned} \quad (1)$$

Функція $\varphi(S)$ мінімальна. Через S позначена деяка точка в просторі проектування, яка визначається певними вибраними змінними. В більшості задачах умови на функціонали h_k і g_j визначаються обмеженнями на поведінку конструкції під навантаженням, але деякі із них можуть відображати задані розділи підпростору проектування.

Питання в тому, має задача, визначення в загальному вигляді умови (1) рішення, залишається відкритим і лиш в окремих випадках може бути

вирішена на основі фізичної інтуїції. Теж саме можна сказати і відносно єдиного рішення.

Із (1) випливає, що якщо S є оптимальним рішенням, то малі варіації δS всередині підпростору проектування задовольняють вимоги.

$$\begin{aligned} \delta h_k(S) &= 0 && \text{при } k = 1; 2; \dots \dots k_n \\ \delta g_j(S) &\leq 0 && \text{для всіх } j, \text{ при яких} \\ \delta g_j(S) &\leq 0 && g_j(S) = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

Це класичне варіаційне формулювання є необхідною умовою оптимального рішення.

Умову (2) можна представити в іншій, часто більш зручній формі. Для простоти припустимо, що змінні проектування визначають N дійних чисел, так, що простір проектування можна представити як N -мірне еквівалентне простору.

Позначимо через S деяке допустиме рішення, а через δS його довільну варіацію в межах підпростору проектування. Якщо $h_k(S) = 0$, то варіації δS перпендикулярні по всім векторам $\nabla h_k(S)$ ($k = 1; 2; \dots k$), де набла-оператор ∇ означає градієнт. Подібним чином обмеження у вигляді активних нерівностей $g_j(S) = 0$ потребують, щоб варіація δS не мала компонент в позитивному напрямку $\nabla g_j(S)$

Звідси можна зробити висновок, що для будь-яких дійних чисел $\lambda_k \geq 0$ і $\gamma_j \geq 0$ проекції δS на вектор

$$\sum_{k=1}^K \lambda_k \nabla h_k(S) + \sum_j \gamma_j \nabla g_j(S) \quad (3)$$

не є позитивними. Символ \sum_j позначає, що сума обмежень лиш тими значеннями j , для котрих $g_j(S) = 0$. Іншими словами, будь-який напрямок, що має компоненту в будь-якому із напрямків (1.3), веде в неприпустимий простір.

Щоб зменшити цільову функцію φ , необхідно рухатися в напрямку, який має будь-яку позитивну компоненту в негативному напрямку $\nabla \varphi$, але якщо цей напрямок $-\nabla \varphi$ є будь-яким із напрямків (3), то ніякий рух всередину допустимого простору не зменшить цільової функції. Отже, в будь-якій із оптимальних точок $-\nabla \varphi$ є одним із напрямків (3).

Використовуючи цю обставину можна зробити висновок, якщо S є оптимальним рішенням, то існує безліч таких дійних чисел $\gamma_j \geq 0$ і додатних чисел λ_k , що

$$-\varphi(S) = \sum_{k=1}^K \lambda_k \nabla h_k(S) + \sum_j' \gamma_j \nabla g_j(S) \quad (4)$$

Формула (4) виражає умову оптимізації Куна-Таккера. Коли немає активних обмежень – нерівностей, величина λ_k може інтерпретуватися як множники Лагранжа. Для задачі без обмежень умови Куна-Таккера зводиться к умови $\nabla \varphi = 0$.

Оскільки відношення (2), (3) задовольняють будь-які стаціонарні рішення, ці умови самі по собі не можуть забезпечити глобальну оптимізацію, але вони створюють основу, на яку будуть посилалися більшість досліджень по оптимальному проектуванню.

Щоб впевнитися в глобальності будь-якого із досягнутих мінімумів, необхідно провести додаткові дослідження. Зокрема, якщо допустимий простір проектування випуклий і якщо цільовий функціонал або випуклий, або вігнутий, то деякі теореми нелінійного програмування можуть давати важливу інформацію відносно глобальності, а також про становище можливого рішення.

Якщо цільова функція φ є унімодальною (маючи один екстремум), то пошук оптимального рішення спрощується. Мультимодальні функції можуть мати деякі оптимальні рішення. Для таких функцій глобальне оптимальне рішення надає собою найменше значення $\varphi(S)$, тоді як локальні оптимальні рішення представляють собою найменше значення $\varphi(\vec{X}_k)$ в околиці оптимального проекту S^1 . Як для глобального, так і для локального мінімуму $\varphi(S^1) \leq \varphi(S)$, але для глобального оптимального рішення це відношення виконується для всіх \vec{X}_k в E^n , тоді для локального оптимального рішення цей простір має місце тільки для деякої області.

На практиці припущення про те, що локальний екстремум є глобальним, може бути перевірено шляхом використання деяких початкових векторів, але якщо знайдено одне найменше локальне рішення, в загальному випадку неможна показати, що це рішення обов'язково є глобальним оптимальним проектом. Як цільова функція є

позитивною і володіє єдиним екстремумом. Цей факт встановлюється на основі понять випуклості і вигнутості функції.

Функція $\varphi(\vec{X}_k)$ називається випуклою в області R , якщо для любых векторів \vec{X}_{k1} і $\vec{X}_{k2} \in R$

$$\varphi(\theta\vec{X}_{k1} + (1 - \theta)\vec{X}_{k2}) \leq \theta\varphi(\vec{X}_{k1}) + (1 - \theta)\varphi(\vec{X}_{k2}), \quad (5)$$

якщо має місце нерівність, що зворотна (1.5) то функція називаються вигнутою.

Диференціальна випукла функція володіє наступними властивостями

1. $\varphi(\vec{X}_{k2}) - \varphi(\vec{X}_{k1}) \geq \nabla^T \varphi(\vec{X}_{k1})(\vec{X}_{k2} - \vec{X}_{k1})$; для всіх \vec{X}_{k1} і \vec{X}_{k2}
2. Матриця $\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x_i \partial x_j}$ (матриця Гессе) позитивно напів визначена;
3. В області R функція $\varphi(\vec{X}_k)$ має тільки один екстремум.

Із поняття випуклості витікає важливий результат математичного програмування. Якщо мінімізація функції φ випукла і кожна функція $g_j(\vec{X}_k)$, яка задає обмеження у вигляді нерівності – вигнута функція, то локальний мінімум є також і глобальним мінімумом. І аналогічно локальний максимум увігнутої функції є глобальним максимумом [2].

Результати числових досліджень. В просторі Femap Nastran реалізований алгоритм процесу “оптимальної конструкції”. Цей процес використовується за допомогою метода скінчених елементів для стержневих і пластинчастих скінчених елементів. Коефіцієнти чутливості, які використовуються в цьому пошуковому процесі, розраховуються в ході аналізу чутливості підбору поперечного перерізу ригелів.

Програма оптимізації дозволяє знайти оптимальний поперечний переріз конструкції в ході мінімізації або максимізації призначеної цільової функції. В процесі оптимізації ригелів підбираються фізичні параметри поперечного перерізу ригелів, що є проектними змінними. При зміні проектних невідомих повинно виконуватися обмеження для нашого випадку це максимальні напруження, які накладені на відгук конструкції і на змінні проектування.

В ході аналізу чутливості розраховується відношення, коли необхідно модифікувати конструкцію, яка неефективна, щоб можна було запропонувати варіанти для зменшення її поперечного перерізу, що

приведе до зменшення маси. Головна ціль оптимізації – автоматизувати для даної задачі процес підбору поперечного перерізу ригелів, використовуючи для знаходження кращого варіанту конструкції чисельні методи.

Математичне представлення задачі проектування називається загальною формулюванням задачі оптимізації можна записати так: $F(\bar{X}) \rightarrow \min$, де $\bar{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ - змінні проектування. При цьому повинні виконуватися нерівність $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{adm}}$.

Об'єктом оптимізації є прототип Національного цирку України — один з найстаріших стаціонарних цирків в Україні. Будівля має круглу форму в плані діаметром 50,3 метра. Будівля одноповерхова. Верхня відмітка комплексу +15.700 м; відмітка прибудови +4.000 м.

В даній статті розглядається тільки частина будівлі – це оптимальне проектування ригелів.

Навантаження на будівлю задавалося згідно [2]. Були задані наступні навантаження: власна вага несучого каркасу, снігове, вітрове, технологічне навантаження від людей. Була обрана сама небезпечна комбінація навантажень і за цією комбінацією виконувався безпосередньо розрахунок на оптимальне проектування ригелів різного поперечного перерізу. Мета цього розрахунку мінімізувати вагу матеріалу ригелів і дослідження поведінки комбінованих напружень оптимального перерізу за заданим навантаженням.

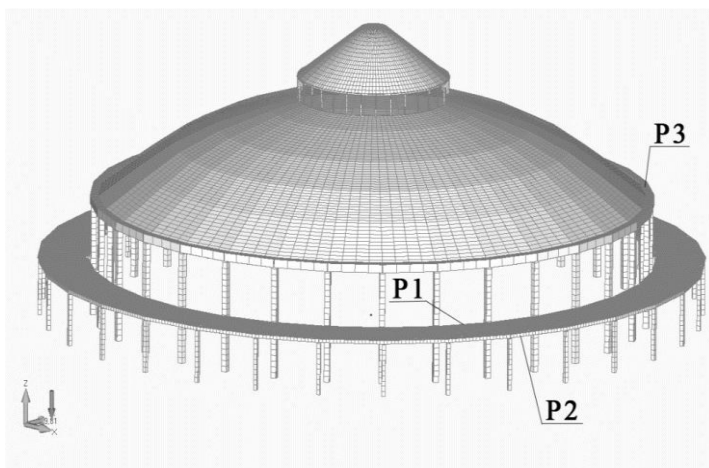
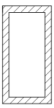




Рис. 1. Просторова скінченно-елементна модель будівлі в Femap Nastran.

Таблиця 1

Зменшення по циклам оптимізації ригелів

Ригель	Ескіз перерізу	До оптимізації			Після оптимізації		
		Площа в мм ²	Маса в кг.	Напруження в Мпа.	Площа в мм ²	Маса в кг.	Напруження в Мпа.
Б1		1524.3	1864	160.8	998.6	1221	198.4
Б2		1584	1671.2	148.9	760	801.9	198.2
Б3		7136	7335.6	168.6	3965.5	4076.4	199.3
Б1		1782	2180.7	156.2	800	979	200
Б2		2425	2967.5	143.2	1164.8	1425.3	199
Б3		1725	1820	162.4	1055.8	1113.3	198.2
Б1		7136	7335.6	168.6	3965.5	4076.4	199.3
Б2		11872	12204.1	172.1	7032.1	7228.8	199.9
Б3		13951	14341.3	156.8	5874.2	5714.32	198.9

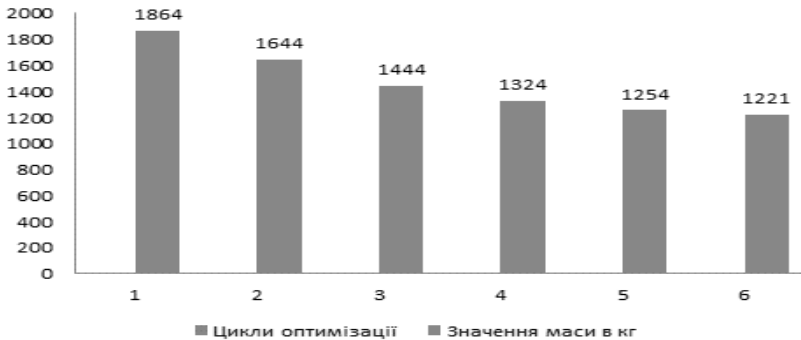


Рис. 2. Ригель Р1, поперечний переріз профіль прямокутної труби

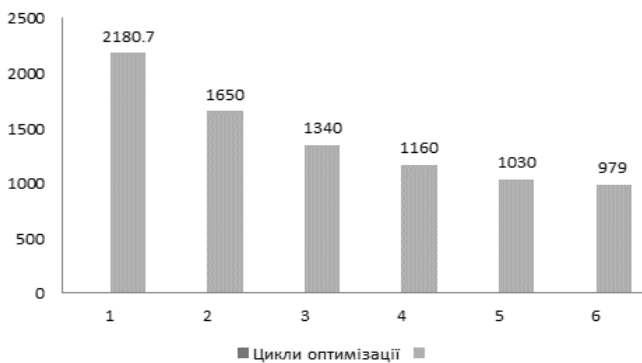


Рис. 3. Ригель Р1, поперечний переріз профіль двотавр



Рис. 4. Ригель Р1, поперечний переріз профіль тавра

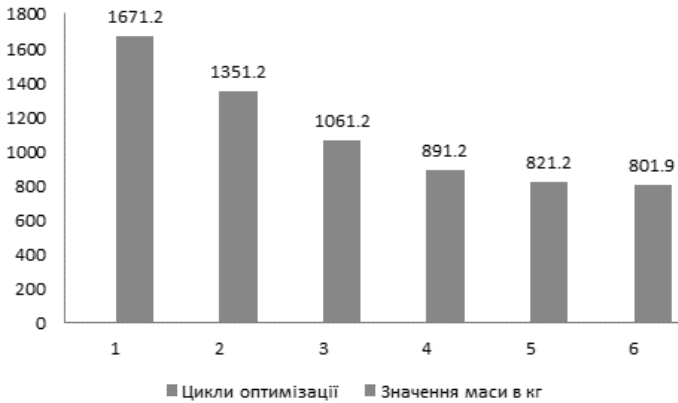


Рис. 5. Ригель P2, поперечний переріз профіль прямокутної труби

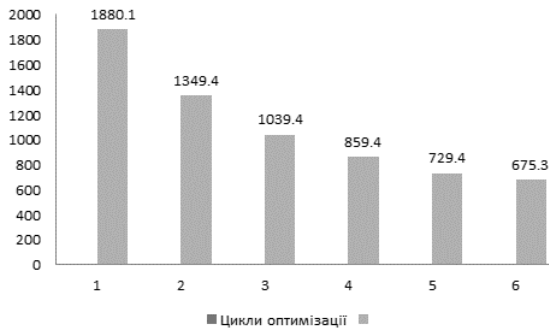


Рис. 6. Ригель P2, поперечний переріз профіль двотавр

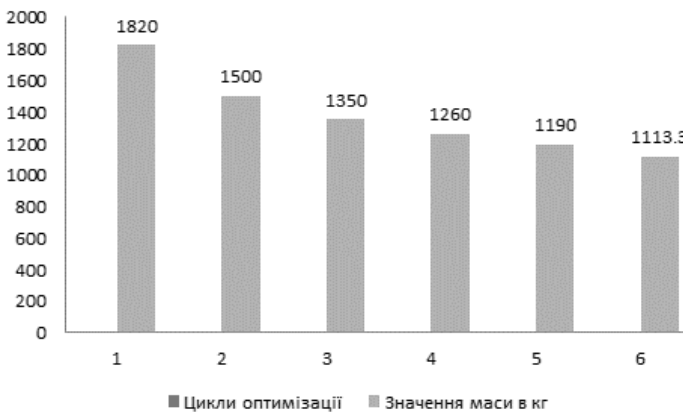


Рис. 7. Ригель P2, поперечний переріз профіль тавра

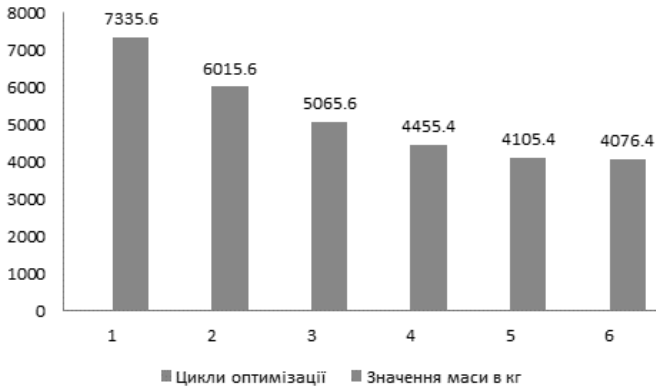


Рис. 8. Ригель РЗ, поперечний переріз профіль прямокутної труби

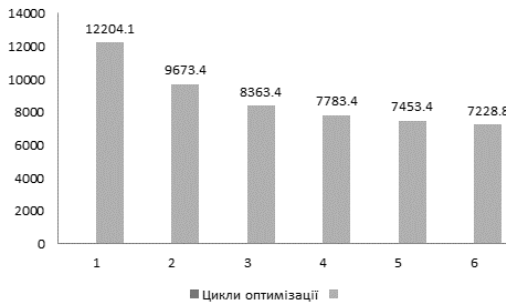


Рис. 9. Ригель РЗ, поперечний переріз профіль двотавр

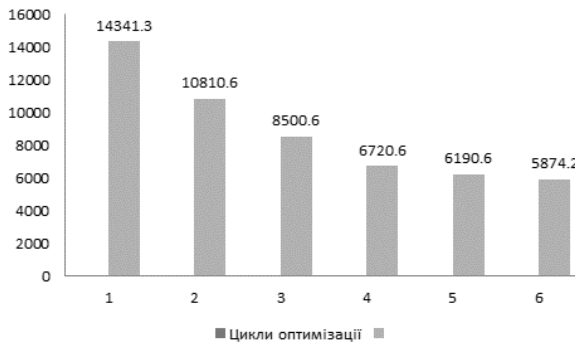
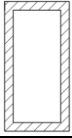
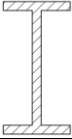



Рис. 10. Ригель РЗ, поперечний переріз профіль тавра

Таблиця 2

Зменшення по циклам оптимізації ригелів

Ригель	Ескіз перерізу	Зменшення і збільшення параметрів оптимізації		
		Площа в %	Маса %	Напруження %
Б1		34.48796169	34.4957082	18.9516129
Б2		52.02020202	52.0165151	24.87386478
Б3		44.42965247	44.4299035	15.4039137
Б1		55.10662177	55.1061586	21.9
Б2		51.96701031	51.9696714	28.04020101
Б3		38.7942029	38.8296703	18.06256307
Б1		44.42965247	44.4299035	15.4039137
Б2		40.76735175	40.767447	13.90695348
Б3		57.89405777	60.1547977	21.16641528

Висновки: Програмний комплекс Femap Nastran з використанням методу скінченних елементів дає можливість не тільки виконувати статичні і динамічні розрахунки просторових скінченно-елементних моделей, а і виконувати розрахунок для знаходження оптимального рішення для сталених конструкцій. На яку було задано навантаження згідно будівельних норм і виконаний розрахунок на оптимізацію ригелів різного поперечного перерізу і дослідження комбінованих напружень при оптимальному проектуванні ригелів. Результати досліджень представлені на рис. 2...10 показали, що для сталених ригелів при оптимізації можна зменшити площу поперечного перерізу і вагу від 30% до 60%, при цьому комбіновані напруження збільшилися від 15% до 20% і не перевищують критичне комбіноване допустиме напруження $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm} = 200 \text{ МПа}$. Цей метод параметричної оптимізації для сталених ригелів різного поперечного перерізу, які працюють на згин дає можливість автоматизувати процес проектування і отримання оптимального поперечного перерізу для будівельних конструкцій такого типу. Також було проведено перевірочний розрахунок на стійкість всієї просторової

скінченно-елементної моделі, після того, як було введено згідно розрахунків оптимальний поперечний переріз розрахованих ригелів.

1. Пермяков В.О., Перельмутер А.В. оптимальное проектирование стальных стержневых конструкций. – К: ООО “Издательство Сталь”, 2008. – 538 с. **2.** ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування.- К.: Мінрегіонбуд України, 2006.- 59с. **3.** Моргун А.С., Сорока М.М. Розв’язування задач параметричної оптимізації будівельних конструкцій в програмного комплексі ANSYS // Вісник Вінницького політехнічного інституту 2017. №5 С. 18-22. **4.** Гинзбург А.В., Василькин А.А. Постановка задачи оптимального проектирования стальных конструкций // Вестник МГСУ. 2014. № 6. С. 52—62. **5.** Волков А.А., Василькин А.А. Развитие методологии поиска проектного решения при проектировании строительных металлоконструкций // Вестник МГСУ. 2014. № 9. С. 123—137. **6.** Волков А.А., Беляев А.В., Давыдов Е.А., Юдин С.В. Некоторые задачи автоматизации проектирования в строительстве // Вестник МГСУ. 2010. № 4. С. 256—261. **7.** Шелофаст В.В., Куликов В.Г., Аль Хаммади, Яковлев А.С. Автоматизированное проектирование зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 9. С. 49—51.

УДК 624.011.2

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ТА ЗАСТОСУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНО-БЕТОННИХ КОМПОЗИТНИХ ПЛИТ

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРЕВЯННО-БЕТОННЫХ КОМПОЗИТНЫХ ПЛИТ

DISTINCTIONS IN CALCULATION AND APPLICATION OF WOOD-CONCRETE COMPOSITE SLABS

Михайловський Д.В., к.т.н., доц., Мавдюк А.М., студент (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Михайловский Д.В., к.т.н., доц., Мавдюк А.М., студент (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Mikhaylovskiy D.V. candidate of technical sciences, docent, Mavdiuk A.M., student (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Розглянуто ефективність застосування дерев'яно-бетонних композитних плит в якості перекриття, показано основні положення розрахунку та сферу застосування даної конструкції на об'єктах будівництва.

Рассмотрена эффективность применения деревянно-бетонных композитных плит в качестве перекрытия, показаны основные положения расчета и область применения данной конструкции на объектах строительства.

The effectiveness of wood-concrete composite slabs use as the floor is reviewed, the basic provisions of the calculation and the scope of application of this element on the objects of construction are presented.

Ключові слова:

Дерев'яно-бетонна композитна плита, з'єднувальні елементи, основи розрахунку.

Дервянно-бетонная композитная плита, соединительные элементы, основы расчета.

Wood-concrete composite slab, connecting elements, basis of calculation.

Вступ. Останнім часом дерев'яні конструкції набувають все більшої популярності в будівельній галузі, це зумовлено високими фізичними та механічними властивостями матеріалу. Постійні дослідження

продовжують вдосконалювати властивості матеріалів із наявністю деревини. Останні спроби були представлені розробкою сумісної системи із комбінації бетону, деревини та з'єднуючих елементів в якості монолітної плитної системи.

Постановка мети і задачі досліджень. Розглянути теоретичні положення розрахунку дерев'яно-бетонних композитних плит та виконати аналіз сфери застосування даної конструкції.

Основні положення розрахунку. Розрахунок дерев'яно-бетонних композитних плит базується на будівельних нормах які наведені в DIN 1052 [2] та DIN 1045-1 [3].

Модулі пружності деревини та бетону, необхідні для розрахунку, є прийнятими за DIN 1052 [2], DIN 1045-1 [3] або ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» [12]. Вирішальний вплив на розподіл внутрішніх зусиль в композитному поперечному перерізі, має модуль зсуву з'єднувального елемента в стику. Для визначення розмірів поперечного перерізу за граничним станом несучої здатності (перший граничний стан (І ГС)) ми повинні зменшити значення середнього модуля зсуву K_{ser} на третину, оскільки в нормативному документі значення вказано максимальне. Виходячи з чого отримаємо:

$$K_{u,mean} = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (1)$$

Вплив повзучості обумовлений зменшенням модуля пружності окремих частин перерізу. Згідно розділу 8.6.1 стандарту DIN 1052 [2] модуль пружності деревини повинен бути поділений на $(1+k_{def})$. Поведінка повзучості бетонної плити може бути спрощена діленням на 3,5.

В залежності від схеми конструкції (див. рис.1) при розрахунку за експлуатаційною придатністю вводять значення понижуючих коефіцієнтів модуля зсуву $k_{VBM}=2/3$ для суцільної схеми і $k_{VBM}=1/2$ для балочної. В свою чергу для балочної системи сформувались типові рішення поперечних перерізів (рис. 2) та конструкції з'єднання (рис.3) між ними, які здобули з часом найбільшого використання в будівництві.

В табл. 1 наведені основні характеристики потрібні для розрахунку дерев'яно-бетонних плит.

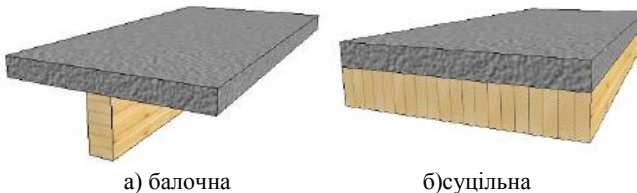


Рис. 1. Різновиди композитних дерев'яно-бетонних плит

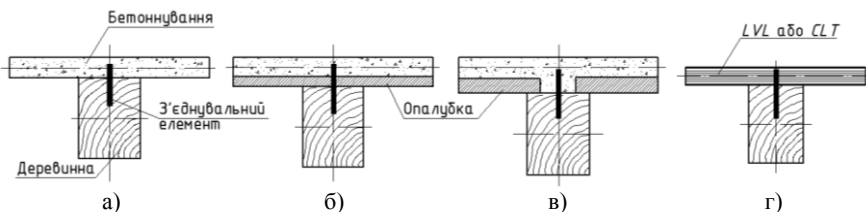


Рис. 2 Типові поперечні перерізи дерев'яно-бетонних композитних плит
 а) монолітне бетонування із знімною опалубкою; б) конструкція із незнімною неперервною опалубкою; в) конструкція із незнімною перерваною опалубкою для встановлення з'єднувальних елементів; г) замонолічування з додатковою дошкою із LVL-бруса або CLT-панелі

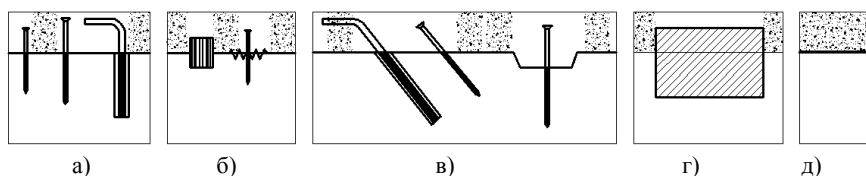


Рис. 3 Типові з'єднувальні системи в поздовжньому напрямку
 а) дюбелі (зазвичай гвинти) або арматура розміщена перпендикулярно до поздовжньої осі стику; б) з'єднання на кільцевих та зсувних пластинах; в) дюбелі або арматура розміщена під 45° до осі стику; г) сталеві сітка або плита склеєна епоксидною смолою; д) безпосереднє склеювання двох елементів на основі епоксидної смоли

При переході до визначення ефективних геометричних характеристик перерізу, важливою складовою розрахунку є врахування коефіцієнта послаблення γ внаслідок можливої піддатливості окремих складових. Особливості розрахунку за допомогою

γ -методу полягають у врахуванні піддатливості всіх складових конструкції.

Важливим показником який може суттєво впливати на експлуатаційні характеристики системи виступає ефективна відстань між елементами з'єднання s_{ef} .

Згідно стандарту [4] ефективна відстань між з'єднанням повинна бути в межах 3-4% довжини балки, або визначена за формулою:

$$S_{ef} = 1,14 \cdot s_{\min} + 3,14 \frac{s_{\max}}{l} (s_{\max} - s_{\min}); \quad (2)$$

в якій: значення максимальної (s_{\max}) і мінімальної (s_{\min}) відстані між елементами, які визначаються в залежності від типу з'єднання, товщини та ширини елемента [5].

Розрахункові характеристики компонентів системи

Матеріал	Граничні стани	Початок експлуатації ($t=0$)	Закінчення строку придатності до нормальної експлуатації ($t=\infty$)
Деревина (E_{wood})	I, II	$E_{0,mean}$	$\frac{E_{0,mean}}{(1 + k_{def})}$
Бетон (E_{beton})	I, II	$E_{0,m}$	$\frac{E_{cm}}{3,5}$
З'єднуючий елемент (K_{ser})	I	K_{ser}	$k_{VBM} \cdot K_{ser}$
	II	$2/3 \cdot K_{ser}$	$2/3 \cdot k_{VBM} \cdot K_{ser}$

Для виконання розрахунку призначимо індекси «1» та «2» які будуть відповідати бетону та деревині відповідно. Відстань між центрами мас перерізу позначення a , і воно визначається з умови ($a=a_1+a_2$). Всі інші геометричні характеристики показані на рис.2 .

Для визначення ефективної жорсткості на згин слід використовувати наступні формули; взяті з [5-10]:

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + EA_1 \frac{\pi^2 \cdot s_i}{K_i \cdot l^2}}; \quad (3)$$

$$\gamma_2 = 1; \quad (4)$$

$${}_{ef} EI = EI_1 + EI_2 + a^2 \frac{EA_1 \cdot \gamma_1 \cdot EA_2}{EA_1 \cdot \gamma_1 + EA_2}. \quad (5)$$

Геометричні характеристики складеного перерізу:

$$EA_1 = E_{cm} \cdot h_1; \quad (6)$$

$$EI_1 = E_{cm} \cdot \frac{b \cdot h_1^3}{12}; \quad (7)$$

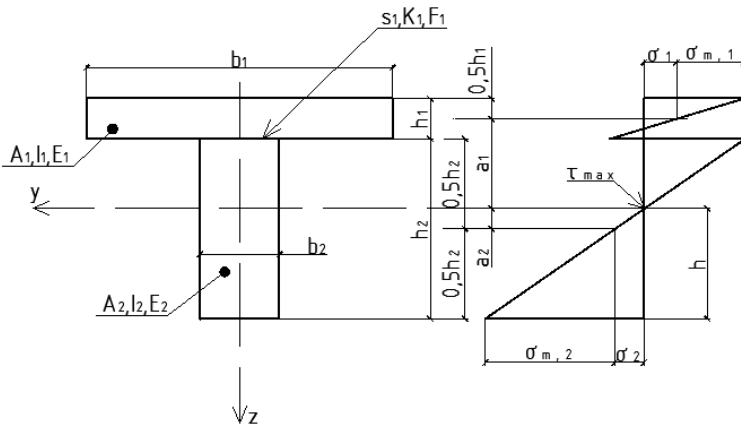


Рис. 4. Геометричні характеристики складеного перерізу

$$EA_2 = E_{0,mean} \cdot h_2; \quad (8)$$

$$EI_2 = E_{0,mean} \cdot \frac{b \cdot h_2^3}{12}. \quad (9)$$

Визначення відстаней до точки нульового напруження:

$$a_1 = a \frac{EA_2}{EA_1 \cdot \gamma_1 + EA_2}; \quad (10)$$

$$a_2 = a \frac{EA_1 \cdot \gamma_1}{EA_1 \cdot \gamma_1 + EA_2}. \quad (11)$$

Характеристики зсуву з'єднання:

$$k = \frac{K \cdot n}{s_i}; \quad (12)$$

де: K – модуль зсуву з'єднувальної системи; n – кількість елементів з'єднувальної системи в поперечному напрямку; s_i – відстань між ними в повздожньому напрямку

Визначення згинального моменту M_d та повздожніх зусиль:

$$M_{1d} = M_d \frac{EI_1}{ef EI}; \quad (13)$$

$$M_{2d} = M_d \frac{EI_2}{ef EI}; \quad (14)$$

$$N_{1d} = -N_{2d} = -\frac{M_d - M_{1d} - M_{2d}}{a}. \quad (15)$$

Розтягуючі та стискаючі зусилля в перерізах внаслідок усадки бетону ($t=\infty$):

$$N_{1,s} = F_0 - F_0 \left(1 + a^2 \frac{EA_2^2}{EA \cdot EI} \right) \frac{EA_1^2}{EA}, \quad (16)$$

де $F_0 = \varepsilon_{cs\infty} \cdot EA_1$ – утримуюча сила.

Згинальні моменти в розрахунковому перерізі з урахуванням повзучості:

$$M_s = F_0 \cdot a_1, \quad (17)$$

Перевірка нормальних напружень в бетонному перерізі:

$$\frac{\sigma_{1,R_0,d}}{\alpha \cdot f_{c,k} / \gamma_M} \leq 1. \quad (18)$$

Визначення напружень в деревині:

$$\sigma_{2,t,d} = \frac{N_{2,d}}{A_2}; \quad (19)$$

$$\sigma_{2,m,d} = \sigma_{2,t,d} + \frac{M_{2,d}}{W_2}. \quad (20)$$

Для визначення зсуву виконуються наступні умови:

$$t_d = V_d \frac{EA_1 \cdot \gamma_1 \cdot a_1}{ef EI}. \quad (21)$$

Дотичні напруження в перерізі:

$$\tau_{\max,d} = V_d \frac{0,5 \cdot E_2 \cdot h^2}{ef EI}; \quad (22)$$

$$\text{де: } h = a_2 + \frac{h_2}{2}.$$

Перевірка міцності згідно DIN 1052 [2] та українських норм [11].
Нормальні напруження:

$$\frac{\sigma_{f,t,\max,d}}{f_{m,d}} \leq 1; \quad (23)$$

$$\frac{\sigma_{f,t,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1. \quad (24)$$

Дотичні напруження:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1. \quad (25)$$

Розрахунок за експлуатаційною придатністю (II групою граничних станів):

$$w_{Q,inst} \leq \frac{l}{300}; \quad (26)$$

$$w_{fin} - w_{G,inst} \leq \frac{l}{200}; \quad (27)$$

де:

$$w_{fin} = w_{G,fin} + w_{Q,fin} + w_{S,fin} = w_{g,inst} (1 + k_{def}) + w_{Q,inst} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + w_{S,fin}. \quad (28)$$

Перевірка прогинів при квазі-постійному навантаженні:

$$w_{fin} - w_0 \leq \frac{l}{200}; \quad (29)$$

де:

$$w_{fin} = w_{G,fin} + w_{Q,fin} + w_{S,fin} = w_{g,inst} (1 + k_{def}) + w_{Q,inst} \psi_{2,1} (1 + k_{def}) + w_{S,fin}. \quad (30)$$

Визначення коефіцієнта деформації k_{def} для складеного поперечного перерізу слід виконувати за формулою:

$$k_{def} = \frac{ef EI_{t=0}}{ef EI_{t=\infty}}. \quad (31)$$

Приклад розрахунку плити. Розрахунок здійснюємо згідно нормативних документів DIN 1052:2004-08 [2] та DIN 1045-1:2001-07 [3]. Для розрахунку приймаємо суцільну композитну систему із застосуванням *CLT*-панелі. Геометричні характеристики та навантаження заданої конструкції показані на рис. 5.

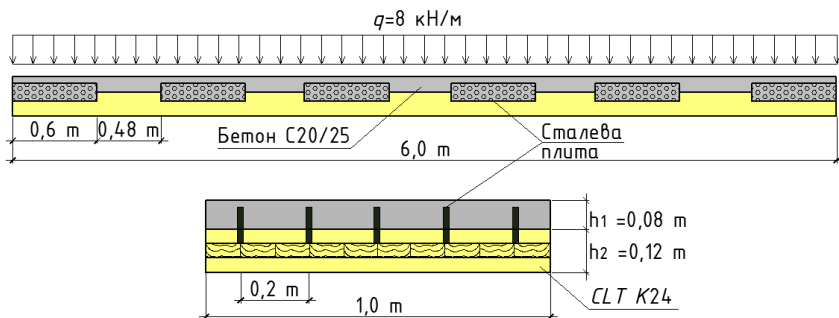


Рис. 5. Поперечний та повздовжній розрізи композитної плити

Основні характеристики матеріалів та з'єднувальних засобів приведені в табл. 2.

Таблиця 2

Характеристики матеріалів

Матеріал	Граничні стани	($t=0$)	($t=\infty$)
E_{wood} (МПа)	I, II	11000	(2/3)11000=7333
E_{beton} (МПа)	I, II	28800	28800/3,5=8230
K_{ser} (МН/М)	I	0,825·600=495	0,5·495=248
	II	2/3·495=330	0,5·330=165

Перевірка напружень у перерізі із деревини задовільняє для нормальних напружень умовам (23, 24), для сколюючих напружень умові (25).

Напруження в гвинті зєднувальної системи перевіряємо за формулою:

$$\frac{F_d}{T_d} \leq 1. \quad (32)$$

Таблиця 3

Визначення жорсткості елементів

Матеріал		Деревина	Бетон	З'єднувальний елемент
EA (МН)	$(t=0)$	1320	2300	—
	$(t=\infty)$	880	660	
		1540		
EI (МН м ²)	$(t=0)$	1,23	1,58	—
	$(t=\infty)$	1,05	1,35	
		5,17		
eI (МН м ²)	$(t=0)$	I	10,21	
		II	10,33	
	$(t=\infty)$	I	4,67	
		II	4,89	

Таблиця 4

Визначення коефіцієнтів γ_1 та k для розрахунку з'єднувального елемента

γ_1	$(t=0)$	I	0,732
		II	0,76
	$(t=\infty)$	I	0,826
		II	0,88
k (МН/м ²)	$(t=0)$	I	1720
		II	2578
	$(t=\infty)$	I	860
		II	1290

Бетонний переріз задовільняє умові розрахунку (16), для сприйняття остаточних можливих напружень встановлюємо конструктивну арматуру.

Таблиця 5

Розрахункові зусилля та напруження у бетоні та деревині

Матеріал		Деревина	Бетон
Згинальний момент M (кНм)	$(t=0)$	5,57	4,34
	$(t=\infty)$	10,38	4,46
Повздовжня сила N (кН)	$(t=0)$	-260	260
	$(t=\infty)$	-221,35	221,35
Нормальні напруження σ (МПа)	$(t=0)$	$\sigma_{2,t,d} = 2,17$	$\sigma_{1,R0,d} = -7,32$
	$(t=\infty)$	$\sigma_{2,t,d} = 1,25$	$\sigma_{1,R0,d} = -6,02$
	$(t=0)$	$\sigma_{2,m,d} = 4,49$	$\sigma_{1,Ru,d} = 0,82$
	$(t=\infty)$	$\sigma_{2,m,d} = 6,18$	$\sigma_{1,Ru,d} = 0,46$
Дотичні напруження $\tau_{max,d}$ МПа	$(t=0)$	0,19	
	$(t=\infty)$	0,19	

Таблиця 6

Розрахункові зусилля та напруження у з'єднувальному елементі

t_d (кНм)	$(t=0)$	192,6
	$(t=\infty)$	183
F_d (кН)	$(t=0)$	35,1
	$(t=\infty)$	35,7
T_d (кН)	$(t=0)$	66,5
	$(t=\infty)$	66,5

Таблиця 7

Результати розрахунку за 2 граничним станом

$(t=0)$	$(t=\infty)$
$w_{G,inst} = 8,00 \text{ mm}$	$w_{G,inst} = 8,00 \text{ mm}$
$w_{Q,inst} = 3,27 \text{ mm}$	$w_{Q,inst} = 20 \text{ mm}$
—	$w_{fin} = 29,32 \text{ mm}$

Таким чином прийнята в прикладі конструкція дерев'яно-бетонної плити задовільняє вимогам розрахунку.

Переваги застосування дерев'яно-бетонних плит: низька вага конструкції у порівнянні з аналогами з залізобетону, чи комбінованих залізобетонних плит по металевим балкам; значно покращуються пожежостійкість будівель з дерев'яним каркасом; мають високі показники

за шумоізоляцією; збільшується несуча здатність у порівнянні з традиційними плитами з дерев'яними настилами чи перехресно-клеєдощатими панелями; можливість використання незнімної опалубки що включається в роботу перерізу; скорочення термінів виконання будівельно-монтажних робіт.

Висновки:

1. За результатами проведеного дослідження, продемонстровано основні теоретичні положення розрахунку дерев'яно-бетонних композитних плит та наведено приклад розрахунку цієї конструкції.

2. Основою розрахунку дерев'яно-бетонних композитних плит є γ -метод, який базується і виведений для розрахунку складених балок. Застосування γ -методу для розрахунку композитних плит викликає багато питань і потребує ретельного подальшого вивчення.

3. Встановлено, що дерев'яно-бетонні композитні плити є сучасним і перспективним будівельним виробом, що заслуговує на широке впровадження в будівництво.

1. Rautenstrauch, K.: Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise. In: Holz-Beton Verbund, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus der Praxis und Wissenschaft; Herausgeber: König, G., Holschmacher, K., Dehn, F.; Bauwerk Verlag GmbH, Berlin 2004. – 126 p. 2. DIN 1052:2004-08. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. 2004. – 235 p. 3. DIN 1045-1:2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion 2001. – 257 p. 4. Rautenstrauch, K.; Grosse, M.; Lehmann, S.; Hartnack, R.: Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau; Bauhaus-Universität Weimar; 6. Informationstag des IKI; Oktober 2003. – 374 p. 5. Kreuzinger, H.; Scholz, A.: Flächentragwerke – Berechnung und Konstruktion. AiF Forschungsvorhaben, Schlussbericht, TECHNISCHE UNIVERSITÄT München, 2003. – 437 p. 6. Winter, S.; Hamm, P.; Richter, A.: Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Holz- und Holz-Beton-Verbund-Decken. AiF-Forschungsvorhaben, TECHNISCHE UNIVERSITÄT München 2007. – 323 p. 7. Rautenstrauch, K.; Döhrer, A.: Weiterentwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise unter Einsatz von blockverleimten Brettschichtholz querschnitten bei Straßenbrücken. Zwischenbericht zum AiF Forschungsvorhaben Nr. 14275 BR. Bauhaus-Universität Weimar. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Professur Holz- und Mauerwerksbau. 2007. – 233 p. 8. Döhrer, A.; Rautenstrauch, K.: Hybridbrücken mit blockverleimten Brettschichtholz. Bautechnik 8, Heft 06; Ernst & Sohn Verlag, Berlin. 2006 – 344 p. 9. Die Holz-Beton-Verbunddecke mit den BVD-Verbundankern Typ VA1 - Bemessungstabelle; Bertsche System GmbH, Prackebach, Deutschland. 2011 – 54 p. 10. Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern, Bathon & Bahmer GbR, Glattbach, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin. 2014 – 109 p. 11. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення.» / Фурсов В.В., Михайловский Д.В., Найчук А.Я. та інші // - Київ, "Укрархбудінформ" 2017. – 125 с.

УДК 624.011.14

ПЕРЕХРЕСНО КЛЕСДОЩАТІ ПАНЕЛІ ТА МЕТОДИ ЇХ РОЗРАХУНКУ

CROSS LAMINATED TIMBER AND METHODS FOR CALCULATING THEM

ПЕРЕКРКСТНО – СКЛЕЕННАЯ ДРЕВЕСИНА И МЕТОДЫ ИХ РАСЧЕТА

Михайловський Д.В., к.т.н., доцент, Комар А.А., (Київський національний університет будівництва і архітектури, м Київ)

Mykhailovskyi D.V., Komar A.A.,(Kyiv National University of Construction and Architecture, s. Kiev)

Михайловський Д.В., к.т.н., доцент, Комар А.А., (Київський національний університет будівництва і архітектури, м Київ)

Розглянуто методики розрахунку CLT панелей за нормами: США – Handbook, європейською практикою Eurocode 5 та чисельно аналітичного моделювання в ПК Ліра та проведено їх аналіз.

Рассмотрены методики расчета CLT панелей по нормам США – Handbook, европейской практикой Eurocode 5 и численно аналитического моделирования в ПК Лира и проведения их анализа.

Consider the methods of calculating CLT panels according to the norms: USA - Handbook, European practice Eurocode 5 and numerically analytical modeling in PC Lira and their analysis

Ключові слова:

Розрахунок CLT, чисельне моделювання CLT.

CLT designer, numerical simulation CLT

Расчет CLT, численное моделирование CLT.

Стан питання та мета досліджень: На сьогоднішній день напружено – деформований стан перехресно клеєдощатих панелей залишається маловивченим як в Україні так і у всьому світі.

Для розрахунку CLT панелей [1] передбачено два способи:

1. γ - метод;

2. Метод аналогії зсуву.

γ - метод, описаний в додатку В [1] і використовується для розрахунку простих механічно з'єднаних балок. Використовуючи коефіцієнти γ ефективну згинальну жорсткість $(E \cdot I)_{ef}$ можна розрахувати для механічно з'єднаних балок (складена балка з'єднана за допомогою шпонок або болтів) від трьох окремих шарів через рівняння 1.

$$(E \cdot I)_{ef} = \sum_{i=1}^3 \left(\underbrace{E_i \cdot I_i}_A + \underbrace{\gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2}_B \right) \quad (1)$$

Спільні коефіцієнти ефективності γ_i враховують зсувні деформації в напівжорсткому з'єднанні двох окремих компонентів (рис.1, б). При $\gamma = 0$ частина б у формулі 1 перетворюється в нуль. В цьому випадку загальна ефективна жорсткість враховує тільки жорсткість на згин окремих складових (рис. 1, в). Коли $\gamma = 1$ жорсткість згину відповідає клейовому з'єднанню або суцільному поперечному перерізу.(рис. 1, а).

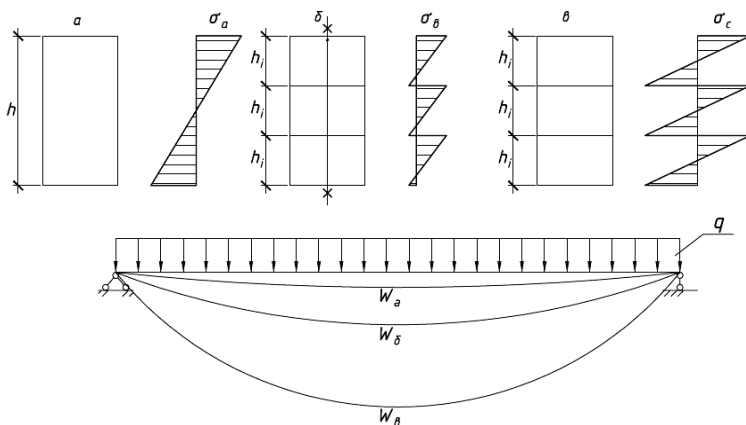


Рис. 1 Порівняння прогину і нормальних напружень цілого поперечного перерізу (а), поперечного перерізу, складеного із трьох окремих елементів з'єднаних за допомогою напівжорсткого з'єднання (б), поперечний переріз, складене за допомогою трьох вільно накладених елементів (в).

Відповідно в [1] коефіцієнти γ для окремих компонентів п'ятишарової панелі (рис. 2) $i = 1$ та $i = 5$ розраховуються наступним чином:

$$\gamma_{1(5)} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_0 \cdot t_{1(5)} \cdot t_{2(4)}}{L_{ef}^2 \cdot G_R}} \quad (2)$$

де G_R - модуль зсуву окремих складових; L_{ef} - розрахунковий прольот панелі; $L_{ef} = 2L$ для шарнірного обпирання балки, $L_{ef} = L$ для консольної балки.

Для середнього шару $\gamma_3 = 1$.

У поперечних шарах $\gamma_{2,4} = 0$, враховується тільки згин окремих складових.

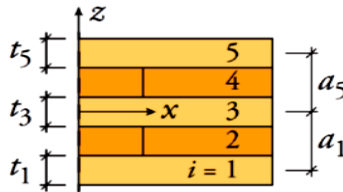


Рис. 2 Поперечний переріз п'ятишарової панелі.

Даний метод є дуже обмежений у використанні і забезпечує точне рішення диференційного рівняння лише для шарнірно обпертої панелі із рівномірно розподіленим навантаженням. Також γ -метод не враховує зсувні деформації окремих шарів і відповідно точне рішення можна отримати для балок із прольотами настільки великим, що зсувні деформації стають мізерними. Проте даний метод є досить точний для співвідношення I_{ef} / I_{net} яке наближається до одиниці (рис. 3).

$$I_{ef} = (I_i + \gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (3)$$

$$I_{net} = (I_i + A_i \cdot a_i^2) \quad (4)$$

Розрахунок за методом аналогії зсуву включено до національного додатку до EC5 Великої Британії [1].

Концепція розрахунку полягає у перетворенні реальної складеної балки, включаючої в себе декілька механічно – з'єднаних елементів в єдиний фіктивний гомогенізований елемент (див. рис. 4).

Фіктивний елемент А відповідає за згинальну жорсткість усіх з'єднаних елементів вздовж окремої нейтральної осі реальних елементів.

Фіктивний елемент В враховує частини Штейнера ($E_i \cdot A_i \cdot a_i^2$) згинаючої жорсткості реальних елементів, а також жорсткість зсуву S_B .

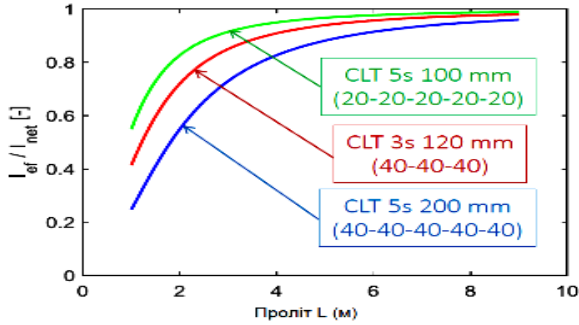


Рис. 3 Графік порівняння CLT панелей в залежності від прольоту L та співвідношення I_{ef} / I_{net}

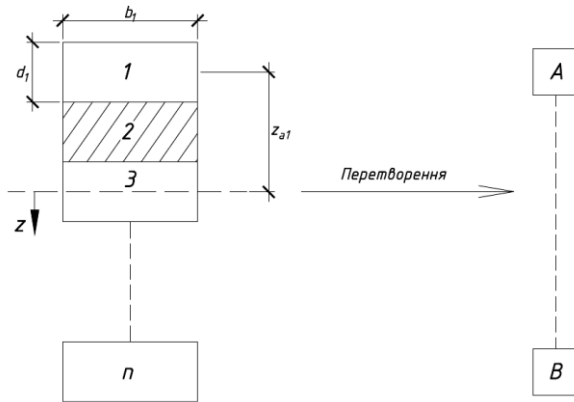


Рис. 4 Перетворення складеного перерізу у фіктивний елемент.

S_B включає в себе зсувні деформації окремих елементів, визначається за формулою (6).

$$(EI)_{ef} = (EI)_A + (EI)_B = \underbrace{\sum_{i=1}^n E_i \cdot \frac{b_i \cdot h_i^3}{12}}_{\text{елемент A}} + \underbrace{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot z_i^2}_{\text{елемент B}} \quad (5)$$

в якій: $(GA)_A = S_A = \infty$ - частина із нескінченною осью жорсткістю;
 $(GA)_B = S_B$ - жорсткість зсуву компоненту B .

$$(GA)_B = \overline{a^2 \left[\left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right) \right]} \quad (6)$$

$$\frac{1}{S_B} = \frac{1}{a^2} \cdot \left[\left(\frac{h_1}{2G_1 \cdot b_1} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2G_n \cdot b_n} \right) \right] \quad (7)$$

Даний метод підходить для розрахунку будь – яких складених елементів під будь – якою конфігурацією навантаження. Ефективна жорсткість не залежить від прольоту та умов закріплення. Враховуються деформації зсуву та згинальна жорсткість поперечного шару.

Для порівняння методів розрахунку було проведено чисельне дослідження панелі з наступними параметрами:

геометричний розмір панелі:

- L=6м. (прольот панелі);
- В=1,2м. (ширина панелі);
- Н=0,04х5=0,2м. (товщина панелі).

Клас міцності деревини складових елементів С24.

Навантаження: вага підлоги – 150кг/м.кв.; вага плити перекриття – 70кг/м.кв.; короточасне – 150кг/м.кв.; довготривале 100кг/м.кв.

Розрахунок проводився згідно [1] та [2].

Крім того виконано чисельне дослідження напружено – деформованого стану CLT панелі за допомогою методу скінчених елементів в програмному комплексі Лира Сапр 2013.

Таблиця 1

Моделювання ортотропних властивостей деревини

Для поздовжнього шару		
E_1 (МПа)	E_2 (МПа)	E_3 (МПа)
370	11600	370
ν_{12}	ν_{21}	ν_{13}
0,0134	0,42	0,0134
ν_{31}	ν_{23}	ν_{32}
0,0134	0,42	0,0134
Для поперечного шару		
E_1 (МПа)	E_2 (МПа)	E_3 (МПа)
11600	370	370
ν_{12}	ν_{21}	ν_{13}
0,42	0,0134	0,42
ν_{31}	ν_{23}	ν_{32}
0,0134	0,0134	0,0134

Для моделювання використана прийняте для деревини припущення про наявність пружного потенціалу(8):

$$\frac{E_1}{\nu_{12}} = \frac{E_1}{\nu_{13}} = \frac{E_2}{\nu_{21}} = \frac{E_2}{\nu_{23}} = \frac{E_3}{\nu_{31}} = \frac{E_3}{\nu_{32}} \quad (8)$$

Кожний елемент CLT моделювався об'ємними СЕМ№11 із врахуванням ортотропних властивостей деревини.

У результаті розрахунку було отримано переміщення по осі Z:

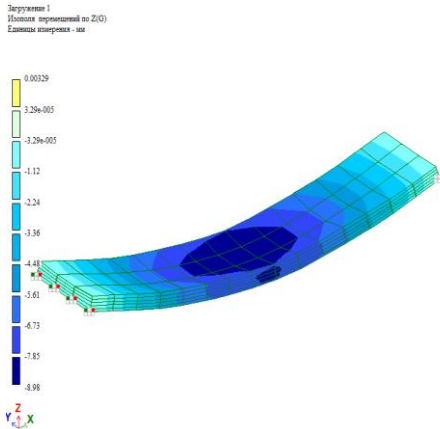


Рис. 5 Переміщення по осі Z від постійного та довготривалого навантаження.

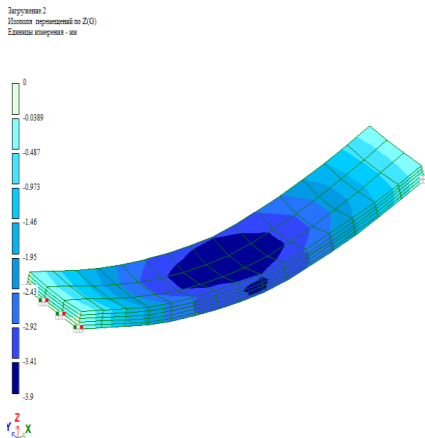


Рис. 6 Переміщення по осі Z від короточасного навантаження

Прогини визначені за формулами:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep}$$

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst}$$

$$w_{inst} = w_{g.k} + \psi_2 \cdot w_{k.k}$$

За допомогою моделювання також було отримано еквівалентні напруження розтягу та стиску об'ємних СЕ.

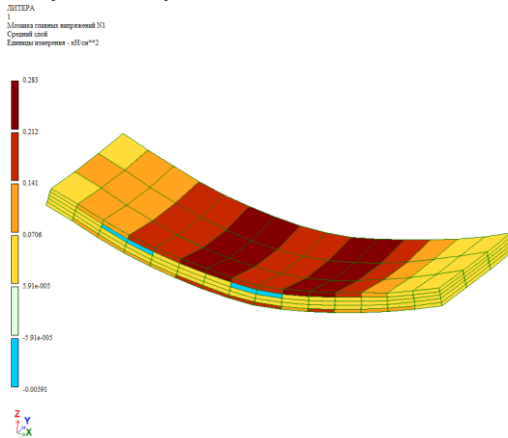


Рис. 7 Мозаїка головних напружень σ_1

Для визначення головних напружень була застосована енергетична теорія міцності (Губер – Хенки – Мизес)

$$\sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \leq [\sigma]$$

$$\sqrt{\frac{1}{2}[(0,283 - 0,00232)^2 + (0,0023 - 0,147)^2 + (-0,147 - 0,283)^2]} =$$

$$= 0,3782 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} \leq \frac{2,4 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} \cdot 0,6}{1,25} = 1,152 \frac{\kappa H}{\text{см}^2}$$

Таблиця 2

Аналіз результатів				
№	Розрахункова характеристика	γ -метод	Метод аналогії зсуву	Моделювання в ПК Лира Спр 2013
1	W_{ef} (см ³)	6332(0,9)	6390,9	-
2	$(EI)_{ef}$ (кНм ²)	6694,07(9,7)	7413,45	-
3	w_{fin} (мм)	16,57(0,9)	16,425	18,27(10)
4	M_y (кНсм)	2115	2115	-
5	σ_y (кН/см ²)	0,3340(0,9)	0,331	0,3782(12,48)

Значення в дужках відображають різницю значень у порівнянні з методом аналогії зсуву який вважається найбільш точним для панелей CLT і був прийнятий стандартом продукту [3] (різниця записана у відсотках).

Висновки:

1. γ -метод та метод аналогії зсуву розроблені для розрахунку механічно – з'єднаних складених балок (на шпонках, болтах тощо), і для розрахунку перехресно клеєдощатих панелей можуть застосовуватися з певними припущеннями. Розрахунок можна проводити тільки ототожуючи напівжорстке з'єднання із поперечними шарами CLT панелей.

2. В [2] питання розрахунку CLT не висвітленні, а отже потребують дослідження з наступним нормуванням.

3. Якщо використовувати вітчизняні програмні комплекси із використанням методу СЕ можна отримати результати які знаходяться в межах 15% від методу аналогії зсуву. Але нажаль у вітчизняній практиці не розроблено програм для чисельного конструювання перехресно клеєдощатих панелей а ті способи які є передбачають певні складнощі (моделювання ортотропії, використання теорій міцності та ін.).

1. EN 1995-1-2 (2004): Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC] – English 2004 – 124 p.; 2. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення.» / керівник розробки Фурсов В.В., відповідальний виконавець: Михайловський Д.В., Найчук А.Я. та інші // - Київ, «Укрархбудінформ» 2017 – 111с. 3. ANSI/APA PRG 320-2012 «Standard for Performance – Rated Cross – Laminated Timber» - Tacoma, WA 98466 October 30, 2012, 29 p. 4. TIMBER ENGINEERING PRINCIPLES FOR DESIGN, /H.J.Blab, C. Sandhaas.// English, «KIT Scientific Publishing» 2017 – 658 p.

УДК 624.012.25: 539.319

**МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ЗЧЕПЛЕННЯ АРМАТУРИ З
ВИСОКОМІЦНИМ БЕТОНОМ**

**МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С
ВЫСОКОПРОЧНЫМ БЕТОНОМ.**

**MATHEMATICAL MODEL OF ARMATURE ADHESION WITH
HIGH-STRENGTH CONCRETE**

Бабич Є.М. д.т.н., проф., Кочкарєв Д.В. к.т.н., доц., Філіпчук С.В. к.т.н., доц., (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Бабич Е.М. д.т.н., проф., Кочкарев Д.В. к.т.н., доц., Филипчук С.В. к.т.н., доц., (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

Babych Y. M. Doctor of technical sciences, Professor, Kochkarev D.V. candidate of technical sciences, docent, Filipchuk S.V. candidate of technical sciences, docent, (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne)

Наведені результати експериментальних досліджень зчеплення арматури з високоміцним бетоном. Порахована математична модель для визначення граничних напружень зчеплення на поверхні контакту бетону і арматури, за результатами досліджень.

Приведенные результаты экспериментальных исследований сцепления арматуры с высокопрочным бетоном. Посчитана математическая модель для определения предельных напряжений сцепления на поверхности контакта бетона и арматуры, по результатам исследований.

The results of experimental studies of coupling reinforcing concrete with high strength concrete are given. Calculated mathematical model for determining the boundary stresses of adhesion on the contact surface of concrete and reinforcement, according to research results.

Ключові слова:

Міцність, арматура, бетон, зчеплення.

Прочність, арматура, бетон, зчеплення. Strength, armature, concrete, adhesion.

Стан питання та мета досліджень. Зчеплення арматури з бетоном є важливою якістю залізобетону, яка визначає його несучу здатність, жорсткість та тріщиностійкість, залежить від великої кількості факторів: міцності бетону, виду і діаметра арматури, довжини зароблення стержнів у бетон, товщини захисного шару бетону, характеру навантаження, тривалих процесів, гранулометричного складу суміші, природи наповнювачів, умов твердіння, розташування стержнів при бетонуванні тощо. В зв'язку з цим надійність анкерування арматури в залізобетонних конструкціях також залежить від численних факторів, які визначають її зчеплення з бетоном. Із-за великої кількості впливових факторів задача вивчення зчеплення арматури з бетоном складна, але дуже актуальна [1].

На сьогодні значне розширення області використання залізобетонних конструкцій, особливо в фортифікаційних спорудах, потребує застосування високоміцних бетонів класів С70, С80 і вище.

Виходячи з наведеного, метою досліджень є виявлення особливостей зчеплення арматури з високоміцним бетоном, встановлення відповідних розрахункових характеристик міцності зчеплення.

Оскільки відомо, що бетон є пружно-пластичним матеріалом, якому притаманні криволінійні діаграми механічного стану, необхідно вибирати плани для отримання квадратичних залежностей (квадратичної математичної моделі). Наведеним вимогам відповідає матриця плану Бокса – Бенкіна [2].

Методика досліджень. В планованому експерименті за фактори впливу (незалежні змінні) прийнято: x_1 – діаметр стержнів; x_2 – довжина анкерування стержня (довжина заробки стержнів в бетон); x_3 – товщина захисного шару бетону (табл. 1).

Всі фактори мають високий ступінь управління, що дає можливість вибирати заданий рівень варіювання. Для діаметрів стержнів на основному рівні планування (0) прийнятий діаметр 16 мм, а на нижньому (-1) та верхньому (+1) рівнях - відповідно 12 і 20 мм (крок варіювання рівний 4 мм). Такі діаметри стержнів найбільш розповсюджені для армування залізобетонних конструкцій.

До зразків виготовлялися кубики розміром $150 \times 150 \times 150$ мм в кількості 6 штук для визначення кубикової міцності бетону у віці 28 діб і в період випробувань зразків, призми розміром $150 \times 150 \times 600$ мм в кількості 6 штук для визначення призмової міцності бетону й початкового модуля пружності у віці 28 діб та під час випробувань зразків.

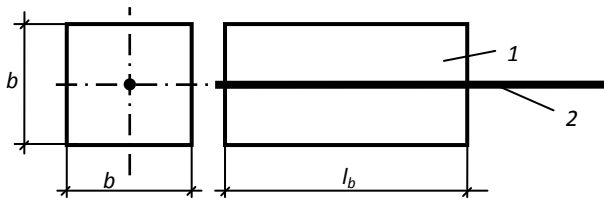
У віці 28 діб середня кубикова міцність для бетону класу С65/70 склала відповідно $f_{cm,cube} = 70,4$ МПа. Середня призмova міцність бетону для прийнятого класу бетону склала $f_{cm,prism} = 58,8$ МПа.

Умови планування експерименту

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
натуральний вигляд	кодований вигляд	- 1	0	+1	
Діаметр стержнів, d , мм	x_1	12	16	20	4
Довжина анкеровки, l_b	x_2	$5d$	$10d$	$15d$	$5d$
Товщина захисного шару, c	x_3	$1d$	$2d$	$3d$	$1d$

В дослідах використовували арматуру класу А500С діаметром 12, 16 та 20 мм, яка найбільш поширено використовується для армування залізобетонних конструкцій. Індекс Рема для цих стержнів відповідно склав $f_R = 0,070$; $0,075$ та $0,071$ і відповідає середнім значенням, що забезпечують необхідне зчеплення з бетоном.

Основні дослідні зразки виготовляли у вигляді бетонних призм квадратного перерізу, сторони якого дорівнювали 15 см, а висота - запланованій довжині анкерування. Арматурні стержні розташовували в призмах таким чином, щоб їхні поздовжні осі співпадали, а виступаючі з призм частини стержнів дозволяли з одного боку закріплювати в захватах гідравлічного преса, а з другого (вільного) кінця стержнів – вимірювати їхні переміщення відносно торця призм (рис. 1). Всі параметри зразків приймалися відповідно до матриці плану експерименту.



1 – бетонна призма; 2 – арматурний стержень

Рис. 1. Конструктивна схема дослідних зразків

В кожній точці плану виготовляли по три зразки – близнюки, а на основному рівні – шість зразків. Крім цього виготовляли бетонні зразки у вигляді стандартних кубів і призм для визначення міцнісних властивостей бетону при стиску, а також призм для визначення міцності бетону при розтяганні. Всього відповідно до плану було випробувано 18 основних зразки. Формування зразків здійснювали в дерев'яних формах, в які попередньо встановлювалися арматурні стержні.

Дослідження зчеплення арматури з бетоном здійснювали шляхом витягування стержнів із бетонних призм з використанням спеціального реверсного пристрою в розривній гідравлічній машині УИМ–50. Витягування стержнів виконували ступенями, рівними $\Delta F = (0,5 \dots 1,0)$ кН

За граничний стан зчеплення арматури з бетоном приймали зусилля в стержні F_u , коли зміщення його вільного кінця відносно торця призми складало $\delta_u = 0,1$ мм або відбувалося розколювання призми при $\delta < 0,1$ мм.

Результати досліджень. При випробуванні основних зразків для кожного із них у граничному стані визначалися руйнуючі зусилля F_{ui} , за значеннями яких визначалися в кожній точці плану значення граничних напружень зчеплення на контакті стержнів з бетоном f_{bi} , а також їхні середні значення f_{bm} (табл. 2).

Таблиця 2

Матриця плану Бокса-Бенкіна та вихідні експериментальні дані

Точки плану	Матриця плаування			Вихідні параметри, f_b , МПа			
	x_1	x_2	x_3	f_{b1}	f_{b2}	f_{b3}	f_{bm}
1	+1	+1	0	16.5	20	18.8	18.43
2	+1	-1	0	4.4	5.6	4.5	4.83
3	-1	+1	0	6.5	6.5	6.5	6.50
4	-1	-1	0	1.3	1.43	2	1.58
5	+1	0	+1	11	14.6	14.4	13.33
6	+1	0	-1	12.6	13.7	12.8	13.03
7	-1	0	+1	5.4	6.1	6.15	5.88
8	-1	0	-1	3.9	3.96	3.96	3.94
9	0	+1	+1	14.4	13	11.5	12.97
10	0	+1	-1	11.5	11.52	12.7	11.91
11	0	-1	+1	4.25	4.24	4.2	4.23
12	0	-1	-1	3.67	3.5	3.62	3.60
13	0	0	0	9	8.42	9.9	9.45
				9.24	9.9	10.24	

Примітки. 1. В точках плану 1 – 12 виконується по три досліді.
2. В точці плану 13 виконується 6 дослідів (основний рівень)

На основному рівні середні максимальні напруження зчеплення за результатами випробувань шести зразків склали $f_{bm} = 9,45$ МПа.

Повні квадратичні рівняння регресії для описання максимальних напружень зчеплення можна записати у такому вигляді:

$$f_b = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3, \quad (1)$$

де b_0 , b_i , b_{ii} , b_{ij} – вільний член рівняння регресії та коефіцієнти лінійних, квадратичних факторів та факторів взаємодії.

Коефіцієнти рівнянь регресії b_0, b_i, b_{ii}, b_{ij} для трирівневого плану Бокса-Бенкіна визначаються статистичним шляхом за формулами:

$$b_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n_0} f_{b0}}{n_0}; \quad (2)$$

$$b_i = T_3(i f_b); \quad (3)$$

$$b_{ii} = T_4(ii f_b) + T_5(\sum_{i=1}^3(ii f_b) - T_2(0 f_b)); \quad (4)$$

$$b_{ij} = T_6(ij f_b), \quad (5)$$

де f_{b0} – вихідні параметри на нульовому рівні;

n_0 – кількість дослідів на нульовому рівні (кількість нульових точок);

i, j – номери дослідів (в дослідях $i = 1 \dots 3; j = 1 \dots 3$);

f_b – вихідні параметри (експериментальні дані);

$T_2; T_3; T_4; T_5; T_6$ – розрахункові значення параметрів, які визначаються для конкретних планів методами математичної статистики.

Вільний коефіцієнт, який визначений за формулою (1) за результатами дослідів в нульових точках виявився рівним $b_0 = 9,45$ МПа. Інші коефіцієнти визначали за формулами (2) – (5), в яких розрахункові параметри для визначення коефіцієнтів знаходилися за формулами:

$$(i f_b) = \sum_1^N x_i f_{bm}; \quad (6)$$

$$(ii f_b) = \sum_1^N x_i^2 f_{bm}; \quad (7)$$

$$(ij f_b) = \sum_1^N x_i x_j f_{bm}; \quad (8)$$

$$(0 f_b) = \sum_1^N x_0 f_{bm}. \quad (9)$$

де N – число точок плану.

Для трирівневого плану Бокса-Бенкіна розрахункові значення параметрів T прийняті такими [2]: $T_2 = 0,1667; T_3 = 0,125; T_4 = 0,25; T_5 = -0,0028; T_6 = 0,25$. Знайдені за формулами (4) – (7) значення коефіцієнтів рівнянь регресії з урахуванням даних таблиці 5 та формул (8) – (11) наведені в таблиці 6. Наприклад:

$$b_1 = T_3(i f_b) = 0,125 \times 31,73 = 3,97;$$

$$b_{11} = T_4(ii f_b) + T_5(\sum_{i=1}^3(ii f_b) - T_2(0 f_b)) = 0,25 \times 67,53 - 0,0028(67,53 + 64,04 + 68,89) - 0,1667 \times 100,23 = -0,39$$

$$b_{12} = T_6(ij f_b) = 0,25 \times 8,68 = 2,17.$$

За значеннями коефіцієнтів регресії можна судити про ступінь впливу відповідного фактора. Коефіцієнти вважаються значимими, якщо розрахункове значення t – критерію Стьюдента виявиться більше табличного, встановленого в залежності від заданого рівня значимості і кількості степенів свободи. Доцільно оцінювати значимість коефіцієнту b_0 за результатами випробувань в нульових точках, а всі інші – в усіх точках плану.

Середньоквадратичні відхилення результатів дослідів в нульових точках $S_{\{f_{b_0}\}}$ і в інших точках плану $S_{\{f_{b_i}\}}$ визначимо відповідно за формулами:

$$S_{\{f_{b_0}\}} = \sqrt{\frac{\sum_1^{n_0} (f_{b_{0i}} - f_{b_{0m}})^2}{n_0 - 1}}; \quad (10)$$

$$S_{\{f_{b_i}\}} = \sqrt{\frac{\sum_1^N \sum_1^r (f_{b_{i1}} - f_{b_{im}})^2}{N(r-1)}}; \quad (11)$$

де n_0 – кількість дослідів в нульових точках ($n_0 = 6$);

N – кількість строчок плану за винятком нульових ($N = 12$);

r – кількість дослідів в строчці ($r = 3$).

Середньоквадратичні відхилення визначимо за формулою:

$$S_{\{f_{b_i}\}} = \sqrt{\frac{\sum S_{\{f_b\}}^2}{N(r-1)}} = \sqrt{\frac{21.886}{12(3-1)}} = 0,955.$$

Для знаходження теоретичних значень t – критерію Стьюдента для кожного коефіцієнта рівняння регресії необхідно визначити середньоквадратичні помилки за формулами:

$$S_{\{b_0\}} = T_7 S_{\{f_{b_0}\}}; S_{\{b_1\}} = T_8 S_{\{f_{b_{1j}}\}}; S_{\{b_2\}} = T_9 S_{\{f_{b_{2j}}\}}; S_{\{b_{ij}\}} = T_{10} S_{\{f_{b_{ij}}\}}; \quad (12)$$

де T_7, T_8, T_9, T_{10} – коефіцієнти, які для трьохрівневого плану Бокса – Бенкіна приймаються рівними $T_7 = 0,5774$; $T_8 = 0,3536$; $T_9 = 0,5204$; $T_{10} = 0,5$.

За формулою (14) значення середньоквадратичних помилок виявилися рівними:

$$S_{\{b_0\}} = 0,5774 \times 0,312 = 0,18;$$

$$S_{\{b_1\}} = S_{\{b_2\}} = S_{\{b_3\}} = 0,3536 \times 0,955 = 0,338;$$

$$S_{\{b_{11}\}} = S_{\{b_{22}\}} = S_{\{b_{33}\}} = 0,5204 \times 0,955 = 0,497;$$

$$S_{\{b_{12}\}} = S_{\{b_{13}\}} = S_{\{b_{23}\}} = 0,5 \times 0,955 = 0,477;$$

За формулою (12) обчислені значення середньоквадратичного відхилення для дослідів в нульових точках, що виявилось рівним $S_{\{f_{b_0}\}} = 0,312$. Розрахункові значення t – критерію Стьюдента для кожного коефіцієнта рівняння регресії знаходили за формулами [2]:

$$t_{\{b_0\}} = \frac{|b_0|}{S_{\{b_0\}}}; \quad t_{\{b_i\}} = \frac{|b_i|}{S_{\{b_i\}}}; \quad t_{\{b_{ii}\}} = \frac{|b_{ii}|}{S_{\{b_{ii}\}}}; \quad t_{\{b_{ij}\}} = \frac{|b_{ij}|}{S_{\{b_{ij}\}}}. \quad (13)$$

Табличні значення t_m -критерія Стьюдента визначимо для рівня значимості 0,05 залежно від кількості степенів свободи. Для коефіцієнтів b_0 кількість степенів свободи складає $f_{\{b\}} = n_0 - 1 = 6 - 1 = 5$, а для

інших коефіцієнтів $-f_{\{b\}} = N(r - 1) = 12(3 - 1) = 24$. Відповідно табличний t_m -критерій Стьюдента складає: для коефіцієнтів b_0 $t_m = 2,57$, а для інших коефіцієнтів $-t_m = 2,06$.

Порівнюючи значення розрахункових і табличних критеріїв приходимо до висновку, що в рівнянні можна не брати до уваги коефіцієнти t_{b13} і t_{b23} . Для коефіцієнтів при квадратичних факторах значення розрахункових коефіцієнтів менші за табличні, але при квадратичних факторах не рекомендується нехтувати коефіцієнтами рівнянь регресії [2].

Кінцево рівняння регресії, які можна вважати як математичні моделі для визначення граничних напружень зчеплення на поверхні контакту бетону і арматури, за результатами досліджень можна записати у такому вигляді:

$$f_b = 9,45 + 3,97x_1 + 4,45x_2 + 0,49x_3 - 0,39x_1^2 - 1,26x_2^2 - 0,05x_3^2 - 2,17x_1x_2, \quad (14)$$

Отримане рівняння регресії адекватно описує результати експериментальних досліджень, оскільки розрахункове значення F -критерія Фішера менше за табличне значення. Розрахункове значення F -критерія Фішера знаходили за формулою

$$F_p = \frac{S_{\{f_b\}}^2}{S_{ад}^2} \quad (15)$$

де $S_{\{f_b\}}^2$ – дисперсія відтворюваності вихідного параметра, яка визначається за формулою

$$S_{\{f_b\}}^2 = \frac{\sum_1^N \sum_1^r (f_{bi} - f_{bm})^2}{N(r-1)}, \quad (16)$$

де \sum_1^N – сума за стовпцями матриці; \sum_1^r – сума за рядками матриці;

$S_{ад}^2$ – дисперсія адекватності, яку визначали за формулою

$$S_{ад}^2 = \frac{r}{N-m} \sum_1^N (f_{b,теор} - f_{bm})^2, \quad (17)$$

де m – число значущих коефіцієнтів в рівнянні регресії ($m = 7$);

$f_{b,теор}$ – розрахункове значення вихідного параметра;

f_{bm} – вихідний параметр за результатами експериментальних випробувань.

Дисперсія відтворюваності вихідного параметра (граничних напружень зчеплення) за формулою (16) $S_{\{f_b\}}^2 = 0,912$.

Дисперсія адекватності за формулою (17) виявилися $S_{ад}^2 = 0,76$. За формулою (15) розрахункове значення F -критерія Фішера рівне $F_p = 1,19$. Табличний коефіцієнт з забезпеченістю 0,95 при більшій ступені свободи 24 і меншій 6 дорівнюють $F_m = 2,55$. Оскільки табличний критерій більше

розрахункового, то побудоване рівняння регресії адекватно описує отримані експериментальні дані.

Адекватність рівняння можна підтвердити іншими статистичними показниками (табл. 3). Так середнє відношення експериментальних значень граничних напружень зчеплення арматури з бетоном до теоретичних, визначених за формулою (14) склало $f_{bm}/f_{b,теор} = 1,01$. Середньоквадратичні відхилення склало 0,065, а коефіцієнти мінливості 0,065, що менше допустимого нормованого для бетону 0,135.

Висновок. Таким чином, отримане рівняння регресії (16) може бути використане для аналізу впливу окремих факторів на граничні напруження на поверхні бетону з арматурою, а також для нормування граничних напружень зчеплення.

1. Зчеплення з бетоном арматури серпоподібного профілю та її анкерування в згинальних залізобетонних елементах: Монографія / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, О. Є. Поляновська .- Рівне: «Волинські обереги», 2017. – 160 с. **2.** Дворкін Л.Й. Розв’язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін, В.В. Житковський. – Рівне: НУВГП, 2011. – 174 с. **3.** Дворкін Л.Й., Бабич Є.М., Житковський В.В., Бордюженко О.М., Філіпчук С.В., Кочкаръов Д.В., Ковалик І.В., Ковальчук Т.В., Скрипник М.М. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібро бетони – Рівне: НУВГП, 2017. 331 с.

УДК 624.014

**ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТА РОЗРАХУНКОВОЇ ДОВЖИНИ
СТЕРЖНЯ ШАРНІРНО ЗАКРІПЛЕНОГО В НИЖНІЙ ЧАСТИНІ**

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ
СТЕРЖНЯ ШАРНИРНО ЗАКРЕПЛЕННОГО В НИЖНЕЙ ЧАСТИ**

**DETERMINATION OF COEFFICIENT OF CALCULATION LENGTH O
F BAR GIMBALLED IN BOTTOM PART**

**Білик С.І. д.т.н., проф., Білик А.С. к.т.н., доц., Ключниченко Т.О.
ст.викл., Джанов Л.В. маг. (Київський національний університет
будівництва і архітектури)**

**Билык С.И. д.т.н., проф., Билык А.С. к.т.н., доц., Ключниченко Т.А.
ст. преп., Джанов Л.В. маг. (Киевский национальный университет
строительства и архитектуры)**

**Bilyk S.I. doctor of technical sciences, professor, Bilyk A.S. candidate of
technical sciences, associate professor., Klushnichenko T.A. senior lecturer,
Dzhanov L.V. graduate student (Kyiv National University of Construction
and Architecture, Kyiv)**

У статті приведено загальне рішення рівняння стійкості стержня шарнірно закріпленого на нижньому кінці та пружно закріпленого на верхньому кінці. Надано обґрунтування отриманого узагальненого критерію стійкості та наведено рішення тестових задач.

В статье приведено общее решение уравнения устойчивости стержня шарнирно закрепленного на нижнем конце и упруго закрепленного на верхнем конце. Предоставлено обоснование метода и приведены решения тестовых задач.

The article gives a general solution of the equilibrium stability of the rod hinged on the lower end and elastically secured to the upper end. The justification of the method is provided and the solution of the test tasks is given.

Ключові слова:

Критична сила, коефіцієнт розрахункової довжини, рівняння стійкості, метод початкових параметрів, стержень, шарнір, пружні опори.

Критическая сила, коэффициент расчетной длины, уравнение устойчивости, метод начальных параметров, стержень, шарнир, упругие опоры.

Critical force, coefficient of estimated length, stability equation, method of initial parameters, rod, hinge, elastic support.

Актуальність роботи полягає в узагальненні теоретичного методу розрахунку стійкості стержня, що одним кінцем закріплений шарнірно.

Аналіз основних досліджень та публікацій.

У статті розглянуто загальне рішення втрати стійкості стержня шарнірно закріпленого в одному кінці та на пружних опорах з іншого. У витоків теорії стійкості стояв Л. Ейлер, отримав формулу для визначення критичної сили шарнірно закріпленого стержня [1]. Для ряду випадків стрижнів постійного і змінного перерізу з жорсткими [1,2,3,11] і пружними опорами отримані відповідні критерії наукових розробках [3,6,7,11]. Розроблені узагальнені методики визначення стійкості стрижнів за експериментальними даними при різних граничних умовах [5,12]. Стійкості стрижнів з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій і початкових недосконалостей та місцевої стійкості присвячені роботи [8,9,10,13].

Постановка задачі. Отримати узагальнений критерій стійкості стрижня шарнірно закріпленого на нижньому кінці та пружно закріпленого на верхньому кінці при сприйманні згинального моменту та поперечних сил.

Мета і задача досліджень. Отримати на основі методу початкових параметрів узагальнений критерій стійкості стрижня шарнірно закріпленого на нижньому кінці та пружно закріпленого на верхньому кінці при сприйманні згинального моменту та поперечних сил.

Методика досліджень будується на аналітичних дослідженнях стержнів методом початкових параметрів [3].

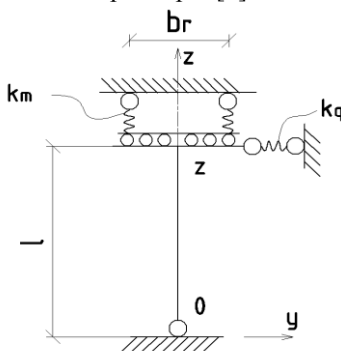


Рис.1.

Напишемо загальне рівняння прогинів, кутів повороту та згинальних моментів за методом початкових параметрів при використанні загального вигляду і позначення параметрів за [4,7].

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_z = \eta_0 + \frac{\eta'_0}{\alpha_N} \sin(\alpha_N z) - \frac{M_{x0}}{\alpha_N^2 EI_x} [1 - \cos(\alpha_N z)] - Q_0 [\alpha_N z - \sin(\alpha_N z)] \\ \eta'_z = \eta'_0 \cos(\alpha_N z) - \frac{M_{x0}}{\alpha_N EI_x} \sin(\alpha_N z) - \frac{Q_0}{\alpha_N^2 EI_x} [1 - \cos(\alpha_N z)] \\ \eta''_z = -\alpha_N \eta'_0 \sin(\alpha_N z) - \frac{M_{x0}}{EI_x} \cos(\alpha_N z) - \frac{Q_0}{\alpha_N EI_x} \sin(\alpha_N z) \\ M_{xz} = -EI_x \eta''_z = \alpha_N EI_x \eta'_0 \sin(\alpha_N z) + M_{x0} \cos(\alpha_N z) + \frac{Q_0}{\alpha_N} \sin(\alpha_N z) \end{array} \right. \quad (1)$$

У рівняннях (1) використані позначення параметрів стійкості: η_z – переміщення поточного перерізу, η'_z – кути о перерізів з довільною координатою z , M_{xz} – згинальний момент в поточному перерізі, η_0 ; η'_0 ; M_{x0} ; Q_0 – відповідно початкові переміщення, кути повороту перерізу, згинальний момент, і попечена сила в перерізі з координатою $z=0$. Параметр стійкості прийнято в загальному відомому вигляді.

$$\alpha_N^2 = \frac{N}{EI_x} \rightarrow \alpha_N^2 l^2 = \frac{Nl^2}{EI_x} \rightarrow \alpha_N^2 EI_x = N \quad (2)$$

Рівняння рівноваги у загальному вигляді стрижня з граничними умовами (рис.1) мають вид.

$$\begin{aligned} \eta_0 = 0 \rightarrow M_{x0} = 0 \rightarrow Q_0 = k_q \eta_n \rightarrow M_{xn} - Q_0 l - N \eta_n = 0 \rightarrow M_{xn} = R_M b_r \\ = k_M \frac{b_r^2}{2} \eta'_0 \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} k_M \frac{b_r^2}{2} \eta'_0 - k_q \eta_n l - N \eta_n = 0 \rightarrow \alpha_N^2 EI_x \\ = N \rightarrow k_M \frac{b_r^2}{2} \eta'_0 - k_q \eta_n l - \alpha_N^2 EI_x \eta_n = 0 \end{aligned}$$

$$k_M \frac{b_r^2}{2} \eta'_0 - \eta_n (k_q l + \alpha_N^2 EI_x) = 0 \quad (4)$$

Відповідно при граничних умовах (3) рівняння методу початкових параметрів (1) для стрижня (рис.1) приймають спрощений вид.

$$\left\{ \begin{array}{l} k_M \frac{b_r^2}{2} \eta'_n + \eta_n (k_q l - \alpha_N^2 EI_x) = 0 \\ \eta'_z = \eta'_0 \cos(\alpha_N z) - \frac{k_q \eta_n}{\alpha_N^2 EI_x} [1 - \cos(\alpha_N z)] \\ M_{xz} = -EI_x \eta''_z = \alpha_N EI_x \eta'_0 \sin(\alpha_N z) + \frac{-k_q \eta_n}{\alpha_N} \sin(\alpha_N z) \end{array} \right. \quad (5)$$

Таким чином, об'єднання першого і другого рівняння при граничних умовах $z=l$ в системі рівняння (5) приводить до рівняння рівноваги (4). Для граничних умов $z=l$ система рівнянь (5) може бути записана так.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_n \frac{k_q}{\alpha_N^2 EI_x} [1 - \cos(\alpha_N l)] + \eta'_0 \cos(\alpha_N l) - \eta'_n = 0 \\ \frac{k_q \eta_n}{\alpha_N} \sin(\alpha_N l) - \alpha_N EI_x \eta'_0 \sin(\alpha_N l) + k_M \frac{b_r^2}{2} \eta'_n = 0 \\ k_M \frac{b_r^2}{2} \eta'_n + \eta_n (k_q l - \alpha_N^2 EI_x) = 0 \end{array} \right. \quad (6)$$

Нетривіальне рішення системи рівнянь (6) буде дійсним при рівності нулю визначника системи при невизначених коефіцієнтах:

$$\frac{k_q}{\alpha_N^2 EI_x} [1 - \cos(\alpha_N l)] [-\alpha_N EI_x \sin(\alpha_N l)] k_M \frac{b_r^2}{2} + \cos(\alpha_N l) k_M \frac{b_r^2}{2} (k_q l - \alpha_N^2 EI_x) - (-1) (-\alpha_N EI_x \sin(\alpha_N l)) (k_q l - \alpha_N^2 EI_x) - \frac{k_q}{\alpha_N} \sin(\alpha_N l) \cos(\alpha_N l) k_M \frac{b_r^2}{2} = 0$$

Виносимо за дужки $\sin(\alpha_N l)$.

$$\begin{vmatrix} \frac{k_q}{\alpha_N^2 EI_x} \left[1 - \cos(\alpha_N l) \right] & \cos(\alpha_N l) & -1 \\ \frac{k_q}{\alpha_N} \sin(\alpha_N l) & -\alpha_N EI_{x0} \sin(\alpha_N l) & k_M \frac{b_r^2}{2} \\ \left(k_q l - \alpha_N^2 EI_x \right) & 0 & k_M \frac{b_r^2}{2} \end{vmatrix} = 0. \quad (7)$$

Загальний критерій стійкості стрижня при пружному защемленні верхньої опри і шарнірно опертому нижнього кінця матиме остаточно такий запис трансцендентного рівняння.

$$\begin{aligned} \sin(\alpha_N l) k_M \frac{b_r^2}{2} \left\{ -\frac{k_q}{\alpha_N} + \operatorname{ctg}(\alpha_N l) \left(k_q l - \alpha_N^2 EI_x \right) + \left(-k_q l + \alpha_N^2 EI_{x0} \right) \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \right\} &= 0 \\ \sin(\alpha_N l) k_M \frac{b_r^2}{2} \left\{ -\frac{k_q}{\alpha_N} + \operatorname{ctg}(\alpha_N l) \left(k_q l - \alpha_N^2 EI_x \right) - \left(k_q l - \alpha_N^2 EI_{x0} \right) \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \right\} &= 0 \\ \sin(\alpha_N l) \frac{k_M b_r^2}{2} \frac{k_q}{\alpha_N} \left\{ -1 + \left(\alpha_N l - \frac{\alpha_N^3 EI_x}{k_q} \right) \left[\operatorname{ctg}(\alpha_N l) - \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \right] \right\} &= 0 \\ \sin(\alpha_N l) \frac{k_M b_r^2}{2} \left\{ -\frac{k_q}{\alpha_N} + \left(k_q l - \alpha_N^2 EI_x \right) \left[\operatorname{ctg}(\alpha_N l) - \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \right] \right\} &= 0 \end{aligned} \quad (8)$$

Випадок 1, тест1. Шарнірно обертий стрижень $k_M = 0, k_q \rightarrow \infty$ (рис. 2,а).

$$\begin{aligned} \sin(\alpha_N l) k_M \frac{b_r^2}{2} \left\{ -\frac{k_q}{\alpha_N} + \operatorname{ctg}(\alpha_N l) \left(k_q l - \alpha_N^2 EI_x \right) + \left(-k_q l + \alpha_N^2 EI_{x0} \right) \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \right\} &= 0 \\ \sin(\alpha_N l) &= 0 \rightarrow \alpha_N l = \pi \end{aligned} \quad (9)$$

Отримано традиційний критерій стійкості шарнірно-опертого стрижня [1].

Випадок 2, тест 2. Стрижень шарнірно обертий нижнім кінцем і жорстко защемлений на верхніх вільних котках $k_M \rightarrow \infty, k_q = 0$ (рис. 2,б).

$$\sin(\alpha_N l) \frac{k_M b_r^2}{2} \left\{ -\frac{k_q}{\alpha_N} + (k_q l - \alpha_N^2 EI_x) \left[\operatorname{ctg}(\alpha_N l) - \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \right] \right\} = 0 \quad (10)$$

$$\sin(\alpha_N l) \frac{k_M b_r^2}{2} \alpha_N^2 EI_x \operatorname{ctg}(\alpha_N l) = 0 \rightarrow \cos(\alpha_N l) = 0 \rightarrow \alpha_N l = \pi / 2$$

Отримано традиційний критерій стійкості з однією шарнірною опорою інший кінець жорстко защемлений на вільних котках, що аналогічно консольно-защемленому стрижню [1,2].

Випадок 3, тест 3. Стрижень шарнірно обертий нижнім кінцем і жорстко защемлений на верхній опорі $k_M \rightarrow \infty$ $k_q \rightarrow \infty$ (рис. 2,в).

$$k_M \frac{b_r^2}{2} k_q l \left\{ -\frac{1}{\alpha_N l} \sin(\alpha_N l) + \cos(\alpha_N l) \left(1 - \frac{\alpha_N^2 EI_x}{k_q l} \right) \right\} = 0$$

$$-\frac{1}{\alpha_N l} \sin(\alpha_N l) + \cos(\alpha_N l) \left(1 - \frac{\alpha_N^2 EI_x}{k_q l} \right) = 0 \rightarrow$$

$$\rightarrow k_q \rightarrow \infty \rightarrow \frac{\cos(\alpha_N l)}{\alpha_N l} \left\{ -\operatorname{tg}(\alpha_N l) + \alpha_N l \right\} = 0$$

$$-\operatorname{tg}(\alpha_N l) + \alpha_N l = 0 \quad (11)$$

Отримано традиційний критерій стійкості з однією шарнірною опорою і жорстко защемленим кінцем [1,2].

Випадок 4, тест 4. Стрижень шарнірно опертий нижнім кінцем і пружно защемлений на вільних котках опори: $k_M \neq 0$ $k_q = 0$ (рис. 2,г).

$$k_q = 0 \rightarrow \sin(\alpha_N l) k_M \frac{b_r^2}{2} \alpha_N^2 EI_{x0} \left\{ -\operatorname{ctg}(\alpha_N l) + \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \right\} = 0$$

$$k_M \frac{b_r^2}{2} \alpha_N^2 EI_{x0} \cos(\alpha_N l) \left\{ -1 + \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \operatorname{tg}(\alpha_N l) \right\} = 0$$

$$\cos(\alpha_N l) \left\{ -1 + \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \operatorname{tg}(\alpha_N l) \right\} = 0 \quad (12)$$

Критерій (11) співпадає з критерієм, отриманим у роботі [2,7].

Випадок 5, тест 5. Стрижень шарнірно обертий нижнім кінцем і пружно защемлений, горизонтальні переміщення відсутні $k_M \neq 0$
 $k_q \rightarrow \infty$ (рис.2,д).

$$\sin(\alpha_N l) \frac{k_M b_r^2}{2} \frac{k_q}{\alpha_N} \left\{ -1 + \left(\alpha_N l - \frac{\alpha_N^3 EI_x}{k_q} \right) \left[\operatorname{ctg}(\alpha_N l) - \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \right] \right\} = 0$$

$$\frac{k_M b_r^2}{2} \frac{k_q}{\alpha_N} \left\{ -\sin(\alpha_N l) + \alpha_N l \left[\cos(\alpha_N l) - \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \sin(\alpha_N l) \right] \right\} = 0$$

$$\frac{k_M b_r^2}{2} \frac{k_q}{\alpha_N} \cos(\alpha_N l) \left\{ -\operatorname{tg}(\alpha_N l) + \alpha_N l \left[1 - \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \operatorname{tg}(\alpha_N l) \right] \right\} = 0 \quad (12.a)$$

$$-\operatorname{tg}(\alpha_N l) + \alpha_N l \left[1 - \frac{2\alpha_N EI_{x0}}{k_M b_r^2} \operatorname{tg}(\alpha_N l) \right] = 0. \quad (12.б)$$

Критерій (12) співпадає з критерієм отриманим у роботі [2,7].

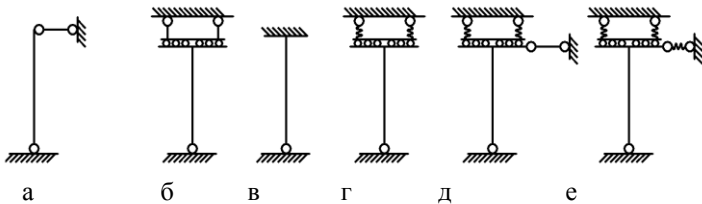


Рис.2. Випадки закріплення опор: а) випадок 1; б) випадок 2;
 в) випадок 3; г) випадок 4; д) випадок 5; е) загальний випадок

Висновок. Виведений загальний критерій (8) втрати стійкості стержня з шарнірно закріпленим нижнім кінцем та пружно закріпленого на верхньому кінці при можливості горизонтальних переміщень і куту повороту защемленої опори в окремих розглянутих випадках співпадає з критеріями стійкості отриманими іншими авторами. Тестові задачі показують правильність отриманого критерію.

1. Timoshenko S.P., Gere J.M., 1961. Theory of Elastic Stability, McGraw Hill Kogakusha Ltd., New York. 2. Баженов В.А. Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії / В.А. Баженов, Ю.В. Ворона, А.В. Перельмутер. – К.: Каравела, 2016. – 428 с. 3. Киселев В.А. Строительная механика: Специальный курс. Динамика и устойчивость сооружений 3-е изд., испр. и доп. — М.: Стройиздат, 1980. — 616 с. 4. Bilyk S., 2006. The peculiarities of buckling and strength analysis of

frame elements of I-shaped cross-section with variable web height. Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures. Proceeding of the XI international conference on metal structures (ICMS-2006), Pzeszow, Poland, 21-23 June, 144-145. **5.** Bilyk S., 2016. Determination of critical load of elastic steel column based on experimental data/ S.Bilyk // Underwater technologies. Industrial and civil engineering. 2016. Vol. 04, 89-96. **6.** Білик С. І. Рациональні сталеві каркаси малоенергоємних будівель із двотаврів змінного перерізу : дис. доктора. техн. наук : 05.23.01 /С.І. Білик – Київ, 2008. – 460 с. **7.** Снитко Н.К. Расчет сжато-изогнутых стержней. Проект и стандарт, 1938, № 1, с.28-31. **8.** Білик С.І. Залишкові напруження в сталевих холодно-гнутих швелерах / Білик С.І., Білик А.С., Усенко М.В., Куземко В.В., Нужний В.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып.№61. - Дн-вск., ПГАСА, 2011.-С.43-49. **9.** Білик С.І. Білик А.С. Коефіцієнт стійкості центрально-стиснутих сталевих елементів з урахуванням початкових деформацій та геометричних недосконалостей / Білик С.І., Білик А.С.// Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып.№82. - Дн-вск., ПГАСА, 2015.-С.32-37. **10.** Білик С.І. Білик А.С., Усенко М.В., Золотопольський О.Є. Стійкість холодногнутих швелерів з урахуванням пластичних властивостей мало вуглецевих сталей //Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського. Вип.7. – К.: Вид-во «Сталь», 2011. – С.26-35. **11.** Бутенко Ю.И. (ред.) Строительная механика. Руководство к практическим занятиям. – Ю.И. Бутенко К.:Вища школа, 1984 . –328с. **12.** Білик С.І. Порівняння о місцевої стійкості стінок двотаврових балок за ДБН В.2.6-198-2014 і Єврокодом 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010) при пружній роботі сталі/ С.І. Білик, Л.І. Лавриненко, Н. Альтайе // Будівельні конструкції. Теорія і практика. Зб. наук. пр. Вип. 1. – Київ. МОН України, КНУБ, 2017. – С. 36–47. **13.** Білик С.І. Теоретичне порівняння фактора стійкості і коефіцієнта поздовжнього згину центрально-стиснутих сталевих колон з урахуванням початкових деформацій та вигинів//Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. Вип. 15. – К. : Вид-во «Сталь», 2015. – С. 48-61.

УДК 355.7: 624.01: 725.18

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ СПОРУД ПЕНІТЕНЦІАРНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СООРУЖЕНИЙ ПЕНИТЕНЦИАРНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

FEATURES OF DESIGN PENITENTIARY PURPOSE BUILDINGS

Гетун Г.В., к.т.н., проф., Кисиль О.В., асп. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Гетун Г.В., к.т.н., проф., Кисиль А.В., асп. (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Getun G.V., candidate of technical sciences, prof., Kisil O.V., postgraduate (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

В статті наведені деякі принципи проектування та зведення споруд пенітенціарного призначення. Показані конструктивні схеми охоронних веж спостереження, які можуть бути оснащені інтелектуальними вогневими системами (ІВС).

В статье приведены некоторые принципы проектирования и возведения сооружений пенитенциарного назначения. Показаны конструктивные схемы охранных вышек наблюдения, которые могут быть оснащены интеллектуальными огневыми системами (ИОС).

This article describes some of the design principles and construction of prison destination. Showing constructive scheme of security surveillance towers that can be equipped with intelligent fire systems (IFS)

Ключові слова:

пенітенціарні установи, спеціальні споруди, охоронні вежі, інтелектуальні вогневі системи (ІВС).

пенитенциарные учреждения, специальные сооружения, охранные башни, интеллектуальные огневые системы (ИОС).

penal institutions, special structures, security towers, intelligent fire systems (IFS).

Вступ. Відродження України як суверенної, демократичної та правової держави тісно пов'язано з процесом формування сучасної пенітенціальної доктрини, яка впливає на розвиток і стабільність правової

системи країни. Розроблення основних положень сучасної доктринальної моделі сформовано з урахуванням конкретних історичних умов, чинної структури кримінально-виконавчої системи та потреби побудови пенітенціарної системи України нового типу, а також зумовлено нерозв'язаністю і проблемністю багатьох питань функціонування Державної пенітенціарної служби України як правонаступника Державного департаменту України з питань виконання покарань [1]. Ураховуючи факт перебування Державної пенітенціарної служби на новому етапі свого розвитку, що пов'язаний з активізацією євроінтеграційних процесів, розроблення доктринальної моделі побудови пенітенціарної системи України нового типу є одним із заходів реалізації Концепції державної політики у сфері реформування Державної кримінально-виконавчої служби України та Державної цільової програми її реформування.

Аналіз останніх досліджень і публікацій

Проведений порівняльний аналіз пенітенціарних систем зарубіжних країн надав можливість виокремити кілька історичних етапів, які проминули пенітенціарні системи, мета і завдання яких реалізувати державну політику в сфері виконання покарань. Взагалі, усі пенітенціарні системи зарубіжних країн містять у собі відповідні атрибути, засоби й заходи правового, соціального, медичного, релігійного та психолого-педагогічного впливу на особу злочинця. Вони залежать від економічного й політичного устрою відповідної держави та її мети, яку вона ставила перед пенітенціарною системою.

Більшість установ виконання покарань в Україні побудована ще в царські, навіть не радянські часи, будівництво нових сучасних в'язниць в Україні є нагальною потребою. Споруди старих в'язниць розташовані зараз в центральних районах таких міст як Київ, Харків, Одеса, Львів, Чернівці тощо. Планується їх знесення, на звільнених територіях будувати висотки і торгівельні центри, а на кошти інвесторів за межами великих міст зводити сучасні тюремні заклади.

Характерною ознакою тюрми радянських часів є охоронна вежа з озброєним вартовим (рис. 1). Основною метою охоронної вежі є слідкування за периметром тюремного закладу, а також за належним порядком в зоні та своєчасне реагування на позаштатні ситуації. Традиційно для розміщення вартових під час несення караульної служби використовують спостережливі стаціонарні вишки, схема якої наведена на рис. 2. Вишки спостереження зазвичай обладнуються викличними пристроями засобів оповіщення, абонентськими пристроями оперативного зв'язку і керованими прожекторами.



Рис. 1. Типовий вигляд радянської тюрми

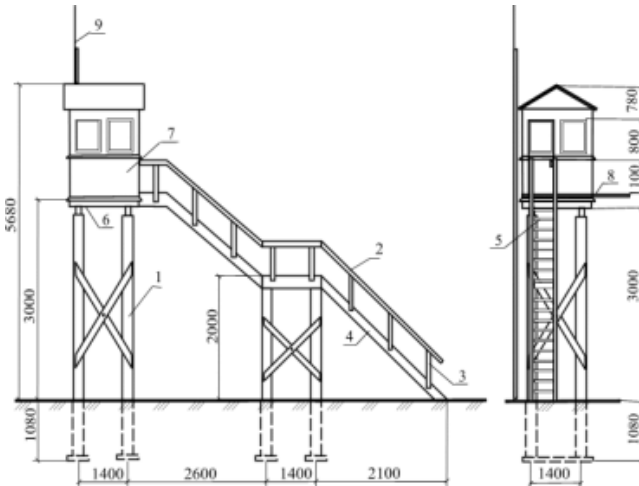


Рис. 2. Схема традиційної стаціонарної вишки спостереження для розміщення вартових при несенні караульної служби: 1 – несучий каркас; 2 – поруччя сходів; 3 – стояки перил; 4 – тятива сходів; 5 – сходи; 6 – настил; 7 – будка; 8 – площадка для влаштування прожектора; 9 – блискавковідвід

Ця ланка охоронного периметру є найбільш уразливою з багатьох міркувань – на вартового діє ряд факторів, що роблять його задачу вкрай важкою. Це метеорологічні, фізіологічні (потрібна постійна концентрація) психологічні навантаження. Крім того вартовий піддається впливу провокаторів з числа ув'язнених, так званих «репродукторів» (тюремний жаргон), мета яких базіканням відволікати увагу. Кінець-кінцем вартовий знаходиться в постійній небезпеці, бо при спробі втечі або при бунті

усувається першим.

Світовий досвід диктує необхідність усунення людини з цього посту підвищеної небезпеки. Так тюрма в м. Гельзенкірхен, Німеччини, збудована в 1998 році, не має вартових веж, їх замінюють автоматичні вогневі пункти у визначених точках периметру (рис. 3).



Рис. 3. Тюрма в Гельзенкірхе, Німеччина, 1998 рік

Естонія у спадщину від Радянського Союзу отримала такі самі тюрми, як і Україна. Але за часи незалежності країна зробила великий крок вперед у сфері пенітенціарної служби. В 2005 році почалося, а в 2008 році закінчилося будівництво суперсучасного комплексу тюрми Віру в м. Йихві, Іда-Вірумаа для 1075 ув'язнених, які відбувають термін покарання або знаходяться під слідством, який також має автоматизований периметр (рис. 4).



Рис. 4. Тюрма Віру, м. Йихві, Естонія, арх. Калле Риймус, 2008 рік

Реалізація створення проектів споруд тюремного призначення, які відповідають європейським вимогам, розпочинається з Києва. Розробляється проектна документація для будівництва нового слідчого ізолятору у смт. Коцюбинське, Київської області, який має бути збудований за сучасними європейськими стандартами для перенесення Лук'янівського СІЗО з плановим наповненням установи 2200 місць у тому числі: осіб узятих під варту – 1890 місць, з них жінок – 200 та неповнолітніх – 100; засуджених до довічного позбавлення волі та на певний строк (сектори максимальної безпеки) – 200 місць; засуджених, залишених в установі для господарського обслуговування – 110 місць. Для цього тюремного закладу необхідно створити автоматизований периметр охорони з системою чутливих датчиків виявлення та сигналізаторів, які обробляють первинну інформацію та відтворюють її на відеомоніторах. При спрацюванні датчиків охоронної сигналізації прикладна телевізійна установка дає можливість безпосередньо з чергового приміщення визначати характер порушення і приймати відповідне рішення.

Технічними засобами охоронного призначення обладнуються будівельні конструкції периметра будівель, при цьому блокуються: вікна на відчинення та розбиття; центральні вхідні двері на відчинення; двері запасного виходу на відчинення та пролом; вентиляційні канали та теплові вводи діаметром 0,2 м і більше на руйнування та ударну дію; двері приміщень, залежно від ступеня важливості, на відчинення і пролом; двері, вікна, люки і лази в підвалах, технічних поверхах, технічних підпіллях і горищах на відчинення та пролом.

З метою швидкого визначення місця проникнення сторонніх осіб, периметри будівель розділяють на зони, що охороняються (фасад, тил, торці будівель тощо). Приміщення другого і наступних поверхів обладнуються охоронною сигналізацією виходячи з можливості проникнення до них сторонніх осіб або можливості втеч арештованих чи затриманих.

Засоби охоронного призначення зон виділяються в самостійні шлейфи, які підключаються до пристроїв охоронної сигналізації, що встановлюються в чергових частинах.

На основі численних публікацій про винаходи пропонується запровадити нові технології повністю автоматизованих, інтелектуальних вогневих стрілецьких систем, здатних відрізнити корисну ціль від небажаної (система «свій-чужий»). Цей принцип легко втілюється в пенітенціарній системі, де персонал може мати при собі (наприклад в складі обмундирування) спеціальні чіпи, яких не буде у в'язнів.

Постановка завдання

Визначення основних принципів створення будівельних конструкцій для розміщення інтелектуальних вогневих систем в складі периметру пенітенціарної установи. Основною метою дослідження є охоронна вежа з необхідним обладнанням, яка повинна відповідати таким вимогам:

- відповідати своєму функціональному призначенню – виконувати свої основні функції за будь-яких обставин без присутності людини в зоні підвищеної небезпеки;
- легко обслуговуватися без тривалого виходу з небезпечного периметру;
- створювати певний психологічний вплив на в'язнів, унеможливаючи втечу або бунт;
- бути надійно захищеною від кліматичних і вандалських впливів тощо.

Технічні засоби обладнання охоронного призначення

Розробляються спеціальними закладами. Обладнання охоронного призначення становить таємницю, тому в даній роботі оперуватимемо гіпотетичними габаритними розмірами і очевидними міркуваннями.

Основний матеріал і результати

Аналогом (прототипом) створення будівельних конструкцій для розміщення інтелектуальних вогневих систем в складі периметру пенітенціарної установи може стати вишка спостереження, описана в патенті [4], схема якої наведена на рис. 5. В цьому винаході акцент зроблений на підвищенні кулестійкості броньованої оглядової кабіни вартового, яка розміщена на високій опорі, в периметрі об'єкта охорони. В оглядовій кабіні, яка має форму випуклого багатогранника, розміщена автоматизована система цифрової відеооцінки оточуючої місцевості та система слідкування і ліквідації цілі. Технічним результатом цього винаходу є забезпечення підвищеної безпеки і апаратури, які знаходяться всередині оглядової кабіни від озброєного нападу.

Основною задачею проведеної роботи є створення будівельних конських систем в складі периметру пенітенціарної установи без присутності людини в зоні підвищеної небезпеки. Електронне обладнання охоронної вежі повинне слідкувати за периметром тюремного закладу, а також за належним порядком в зоні та своєчасно реагувати на нештатні ситуації – передавати інформацію на відеоконтрольні пристрої до чергового приміщення, розташованого в безпечній зоні, де оператор визначить характер порушення і прийме відповідне рішення. Ця мета досягається при розміщенні теленаглядових пристроїв, освітлювальних приладів та інтелектуальної вогневої системи (ІВС) в критичних пунктах периметру пенітенціарної установи на спорудах, які дають можливість здійснити призначення, та створити належні умови експлуатації комплексу вежі в цілому.

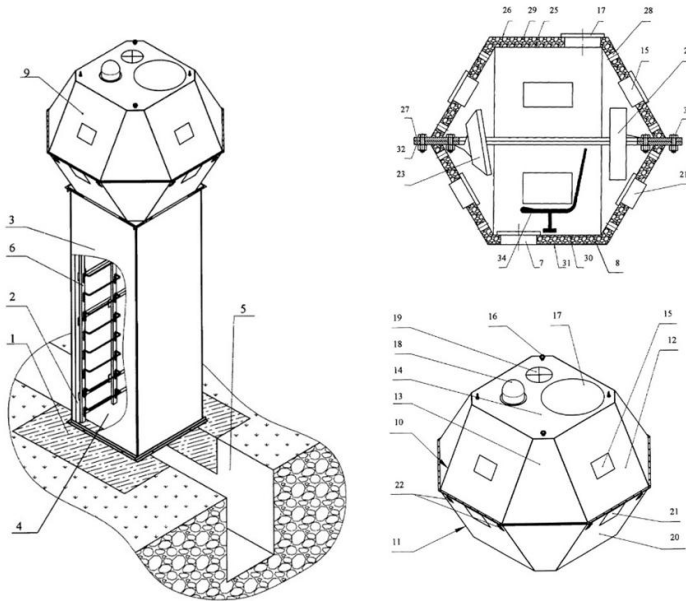


Рис. 5. Вишка спостереження: 1 – залізобетонний фундамент; 2 – сталевая опора обшита листовим металом; 3 – замаскований вхід, підхід з'єднаний з окопом (5); 6 – сталевая драбина; 7 – люк входу-виходу; 8 – нижня грань kabіни спостереження (9); 10, 11 – верхня і нижня частини kabіни, які складаються з прямокутних (12, 20), трапециподібних (13) і восьмикутних (14) граней; 15, 21 – вікна-бійниці в гранях kabіни; 16 – рим-болти для монтажу kabіни; 17 – герметичний люк аварійного виходу; 18 – пристрій кругового огляду; 19 – пристрій забору і очистки зовнішнього повітря; 22 – відеомодулі; 23 – автоматизована система обробки відеоінформації; 24 – апаратура підтримки мікроклімату; 25, 26 – металеві листи обшивки, приварені до сталевого каркаса (27) kabіни; 28 – розпірки фіксації товщини огорожувальних стінок kabіни; 29 – кулегальмувальний матеріал (обкотиші металургійного виробництва) між шарами обшивки; 30, 31 – листи броньованої сталі приварені до сталевого каркаса основи kabіни (32); 33 – болтові з'єднання кромки верхньої та нижньої частин kabіни; 34 – робоче місце вартового в kabіні

Шляхом наукового аналізу визначено оптимальну пропозицію з конструкції такої спеціальної споруди (рис. 6). Це повинна бути *вишка з kabіною спостереження*, обладнана пристроями кругового огляду, очистки і забору чистого повітря, відеомодулями з передачею сигналів до автоматизованої системи обробки відеоінформації та відтворення її на моніторах, які розташовані в безпечних приміщеннях. В споруді повинна підніматися, фіксуватися і опускатися платформа з опорою діаметром 500

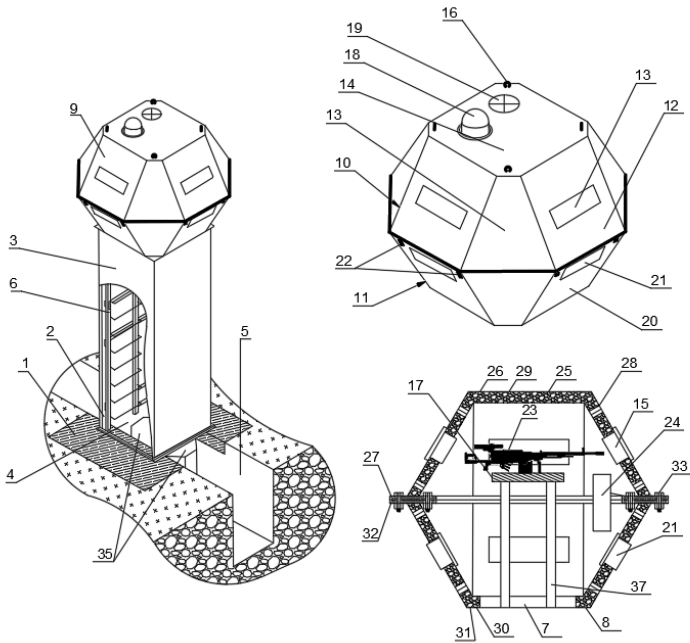


Рис. 6. Вишка спостереження: 1 – залізобетонний фундамент; 2 – сталева опора обшита листовим металом; 3 – замаскований вхід, підхід з'єднаний з окопом (5); 6 – напрямні закріплені до опори; 7 – проріз; 8 – нижня грань kabіни спостереження (9); 10, 11 – верхня і нижня частини kabіни, які складаються з прямокутних (12, 20), трапециподібних (13) і восьмикутних (14) граней; 15, 21 – вікна-бійниці в гранях kabіни; 16 – рим-болти для монтажу kabіни; 17 – сталева платформа; 18 – пристрій кругового огляду; 19 – пристрій забору і очистки зовнішнього повітря; 22 – відеомодулі; 23 – автоматизований вогневий пункт; 24 – апаратура підтримки мікроклімату; 25, 26 – металеві листи обшивки, приварені до сталевого каркаса (27) kabіни; 28 – розпірки фіксації товщини огорожувальних стінок kabіни; 29 – кулегальмувальний матеріал (обкошті металургійного виробництва) між шарами обшивки; 30, 31 – листи броньованої сталі приварені до сталевого каркаса основи kabіни (32); 33 – болтові з'єднання кромки верхньої та нижньої частин kabіни; 34 – опора сталевій платформі; 35 – машинне приміщення

мм, на якій розміщуватиметься автоматизований вогневий пункт (АВП) – стрілецька установка з автоматизованим веденням вогню. Обладнання АВП повинне бути захищеним від атмосферних впливів. Крім того для створення психологічного впливу на ув'язнених (вони повинні вважати, що в kabіні знаходиться озброєний черговий охорони) з метою

перешкоджання неправомірним діям доцільно запроєктувати кабіну спостереження багатогранної опуклої форми наближеної до шару. Багатогранник корпусу кабіни можна виконати у вигляді вісімнадцятигранника, вісім граней якого трапецієподібні, вісім прямокутні, а дві восьмикутні. При цьому внутрішні кути між гранями, які стикаються, дорівнюють 120° . Це дозволяє раціонально використати внутрішній об'єм кабіни, розмістивши в центрі АВП, а в бокових понижених об'ємах необхідне обладнання підтримки мікроклімату, а також черговий боскомплект.

Для покращення кулестійкості кабіни простір між шарами сталевій обшивки доцільно заповнити окатишами металургійного виробництва.

Платформу, яка обертається на 360° зі стрільською установкою необхідно закріпити на відповідній висоті кабіни на опорі з фіксацією на вікна-бійниці. Для пересування платформи з АВП по напрямних під опорою вишки спостереження треба запроєктувати машинне приміщення – залізобетонний циліндричний об'єм, в якому передбачити місця розташування касет боскомплекту, ємності для відпрацьованих гільз, обслуговування або оперативної заміни всього комплексу технологічного обладнання, поповнювання боскомплекту тощо. Передбачається влаштування замаскованого входу, підходу, з'єднаного з окопом.

Гіпотетичний вигляд вежі наведений на рис. 6.

Висновки

Запропонована раціональна конструктивна схема кулестійкої охоронної вишки з кабіною спостереження, яка обладнана електронними пристроями кругового огляду та інтелектуальною автоматизованою вогневою системою. Основною задачею створення такої споруди є виведення обслуговуючого персоналу (вартових) пенітенціарних закладів із зон підвищеної небезпеки. Технічним результатом є маскування обладнання і пересування людей.

1. Богатирьов І.Г. Доктринальна модель побудови пенітенціарної системи України нового типу. – Київ, 2014 р. – 58 с. **2.** ГБН. Проектування виправних колоній і слідчих ізоляторів. Слідчі ізолятори (ДСК) . – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. **3.** ВБН В.2.2-2004. Будинки і споруди. Проектування об'єктів міліції (спеціальні установи міліції). – К.: МВС України, 2004 р. – 46 с. **4.** Подгорный В. А., Юрков С.И., Евсеев С.М., Щербина А.Н. Наблюдательная вышка. Патент РФ 2332545, 27.08.2008. **5.** Гетун Г.В., Товбич В.В., Михальченко С.В., Кисіль О.В. Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення стаціонарних автоматизованих вогневих пунктів // Будівельні конструкції. Теорія і практика. Вип. 1. – К.: КНУБА, 2017 р. – С.63-68.

УДК 624.072.012

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ
ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З КОМПОЗИТНОЮ
СКЛОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ**

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ
ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С КОМПОЗИТНОЙ
СТКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРОЙ**

**RESEARCH OF INFLUENCE CURVILINEAR POST-TENSION
REINFORCEMENT WITHOUT ADHESION TO CONCRETE ON
SHEAR RESISTANCE**

Клімов Ю.А., д.т.н., проф. (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Климов Ю.А., д.т.н., проф. Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Klymov J.A., doctor of technical sciences, professor (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Наведені результати експериментальних досліджень міцності згинальних елементів з композитною склопластиковою арматурою.

Приведены результаты экспериментальных исследований прочности изгибаемых элементов с композитной стеклопластиковой арматурой.

The results of experimental studies of the strength of bent elements with composite glass reinforcement.

Ключові слова:

Міцність, згинальні елементи, склопластиково арматура.

Прочность, изгибаемые элементы, стеклопластиковая арматура.

Strength, bending elements, fiber glass reinforcement.

Вступ. У сучасній світовій будівельній практиці все більш широкое застосування знаходить композитна склопластиково арматура [1, 2], однією з основних переваг якої є більш висока корозійна стійкість в порівнянні з традиційною сталевією арматурою. В Україні освоєно виробництво композитної неметалевої склопластикової арматури. В той же час, експериментальних досліджень властивостей елементів з такою арматурою, зокрема міцності згинальних елементів з різними

коефіцієнтами армування і відповідно різними формами руйнування, проведено недостатньо. Ця робота присвячена експериментальному дослідженню міцності згинальних елементів з композитною склопластиковою арматурою з різними коефіцієнтами армування.

Аналіз останніх досліджень. Композитна арматура являє собою основний несучий стрижень і зовнішній шар, який формує періодичний профіль арматури. Несучий стержень створюється з гладким профілем з тонких волокон скла діаметром 14 ... 16 мк, просочених зв'язуючою термореактивною смолою (пластиком). Композитна арматура проводиться методом пултрузії - протяжкою просочених сполучною волокон через формоутворювальну фільтру або методом підтрузії - без використання фільтри. Періодичний профіль поперечного перерізу формується шляхом вдавнення обмоточного джгута у зовнішній формоутворювальний шар, або шляхом спіральної обмотки уступами несучого стрижня обмотувальним джгутом. Тимчасовий опір композитної склопластикової арматури становить відповідно 600 ... 800 МПа, модуль пружності - 40..55 ГПа, відносне подовження після розриву - 2,0 %, густина - 2,03 т / м³. Для арматури характерна лінійна залежність напруги - деформації з крихким руйнуванням зразків при випробуванні на розтяг. Окремі експериментальні дослідження виявили, в залежності від коефіцієнтів поздовжнього армування композитною можливі різні форми – одночасне руйнування бетону стиснутої зони і поздовжньої арматури, руйнування бетону до руйнування арматури і руйнування по арматурі до руйнування бетону.

Постановка мети і задач досліджень. Метою цих експериментальних досліджень було встановлення значень коефіцієнтів поздовжнього армування, які відповідають можливим формам руйнування згинальних елементів. При цьому задачі досліджень передбачали встановлення характеру утворення, розвитку тріщин, деформацій бетону і арматури, прогинів дослідних зразків в процесі навантаження.

Методика досліджень. В якості дослідних зразків були прийняті балки прямокутного перерізу, армовані композитної склопластикової арматурою (рис. 1, рис.2). Варійованими факторами при проведенні експериментальних досліджень були коефіцієнт армування, розташування в перерізі балки і міцність (тимчасовий опір) композитної склопластикової арматури (АКС). Всього було випробувано 4 серії зразків по 5 балок-близнюків в кожній. У зразках перших трьох серій (I, II, III) використовувалася склопластиковою арматура діаметром 10, 12 і 16 мм з тимчасовим опором від 705 до 730 МПа, в четвертій серії (IV) - арматура діаметром 12 мм з тимчасовим опором 800 МПа. У першій, другій і четвертій серіях композитна склопластиковою арматура була розташована в розтягнутій зоні, а в третій серії - в розтягнутої і стиснутої зонах. У першій, другій і четвертій серіях в розтягнутій зоні встановлювалися по два стрижня діаметром 10 мм (серія I), 12 мм (серія II) і 12 мм (серія IV).

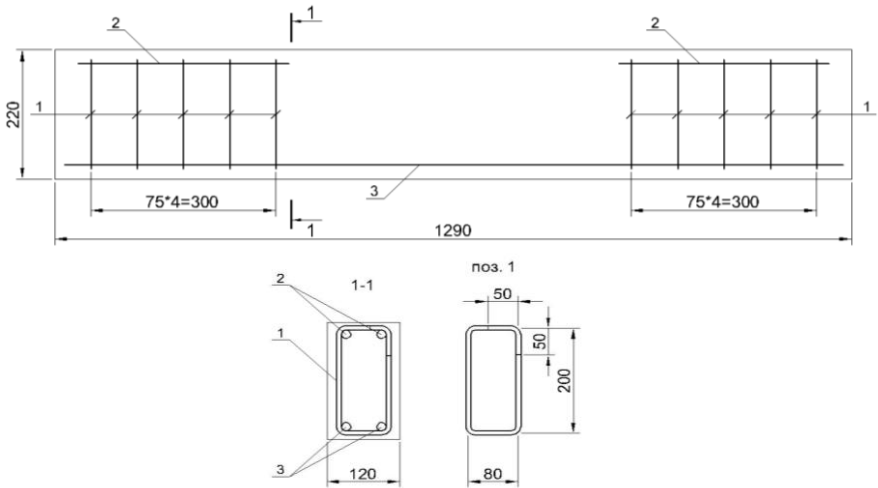


Рис. 1. Конструкція дослідних балок серій I, II і IV: 1- Ø8 A240C; 2 — 2Ø8 A240C; 3- - 2 Ø 10 АКС (серія I) і 2 Ø 10 АКС (серія II, серія IV)

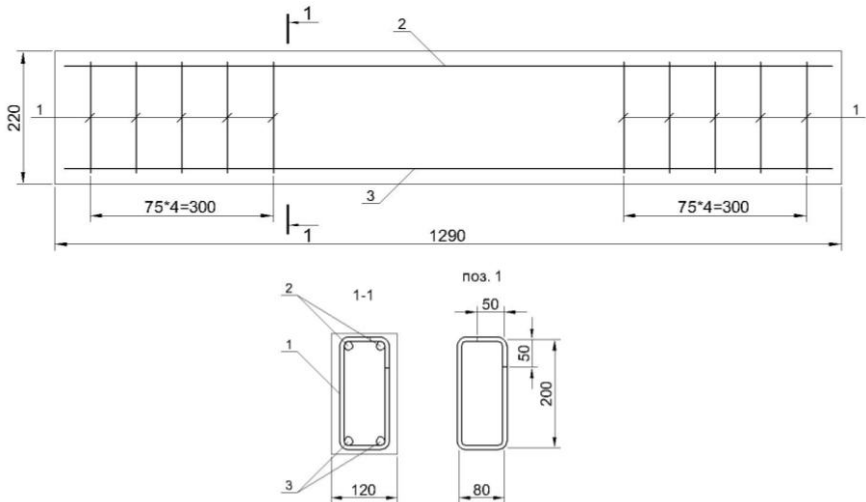


Рис. 2. Конструкція дослідних балок серії III: 1- Ø10 A240C; 2-2 Ø 10 АСК; 3- - 2 Ø 16 АСК

У третій серії в розтягнутій зоні встановлювалися два стержня діаметром 16 мм, а в стиснутій - два стержня діаметром 12 мм. Для того, щоб уникнути руйнування балок по похилій тріщині, в зоні дії поперечних сил балок встановлювалися, необхідна за розрахунком, поперечна арматура класу

A240С з кроком 75 мм. Коефіцієнт поздовжнього армування розтягнутої зони у балках серій I, II, III і IV відповідно складав - 0,0059, 0,0086, 0,0178, 0,0086.

Дослідні балки випробовувалися як вільно оперті прольотом 860 мм. При цьому одна з опор (шарнірно-нерухома) допускала тільки поворот балки, а друга (шарнірно рухома) - поворот і переміщення в площині вигину. Навантаження балок здійснювалося двома зосередженими силами, розташованими на відстані 230 мм від опор, відстань між силами (довжина зони чистого згину) становила 400 мм. Схема випробувань дослідних балок і розстановка виміральної апаратури наведена на рис.3.

В процесі випробувань вимірювалися деформації бетону стиснутої зони, деформації композитної арматури розтягнутої зони, вертикальні переміщення (прогин) балки в середині прольоту, кількість і ширина розкриття нормальних тріщин, зміщення (зсув) вільного кінця композитної поздовжньої арматури розтягнутої зони на торцях балки. Навантаження зразків здійснювалося ступенями по 0,05 ... 0,10 від передбачуваної руйнівного навантаження. На кожній ступені навантаження дотримувалися 2-3 хвилини.

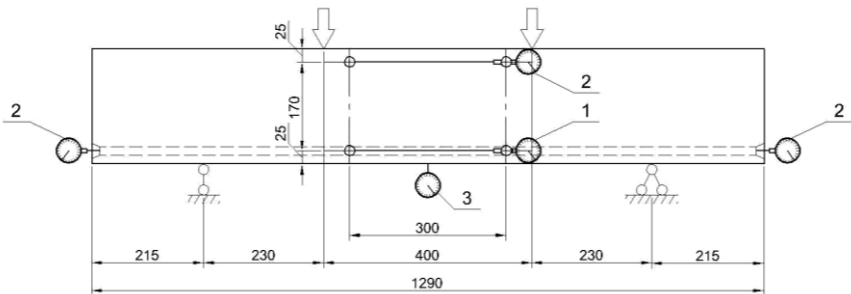


Рис.3. Схема випробувань дослідних балок і розташування виміральної апаратури: 1 – індикатор годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм; 2 - індикатор годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм; 3 - прогиномір годинникового типу з ціною поділки 0,1 мм.

Результати досліджень. В процесі навантаження першими утворювалися нормальні тріщини в зоні чистого згину. Утворення тріщин відбувалося при навантаженні від 0,32 до 0,36 від руйнівного. При подальшому збільшенні навантаження відбувалося розвиток по висоті і розкриття нормальних тріщин. Розвиток нормальних тріщин по висоті практично припинялося при навантаженні від 0,65 до 0,80 від руйнівного, розкриття тріщин тривало аж до руйнування балки. При навантаженні від 0,60 до 0,75 від руйнівного, яка приблизно відповідає рівню нормативної, прийнятої для оцінки тріщиностійкості конструкцій, середня ширина розкриття тріщин залежала від коефіцієнта поздовжнього армування та становила від 0,20 до 0,25 мм при коефіцієнті 0,0178 (серія III) і від 0,50 до 0,60 мм при коефіцієнті 0,0059 (серія I).

Зсуву вільного кінця композитної поздовжньої арматури на торці балки аж до руйнування не відбувалося, що свідчить про забезпечення зчеплення арматури з бетоном. Виняток становила одна балка третьої серії, яка зруйнувалася внаслідок втрати зчеплення (просмикування) арматури з бетоном.

В процесі випробувань було зафіксовано три види руйнування дослідних балок: розрив поздовжньої арматури, який мав місце у всіх балках першої серії і чотирьох з п'яти балок другої серії (рис. 4); роздроблення бетону стиснутої зони, яка мала місце у всіх балках четвертої серії, чотирьох з п'яти балок третьої серії і однієї балки другої серії (рис. 5); втрата зчеплення (просмикування) поздовжньої арматури розтягнутої зони з бетоном, яке мало місце в одній балці другої серії. Руйнування балок в результаті роздроблення бетону стиснутої зони носило пластичний, а в результаті розриву і втрати зчеплення арматури з бетоном - крихкий характер. Результати проведених експериментальних досліджень наведені в табл. 1 у вигляді даних щодо деформацій бетону стиснутої зони і композитної розтягнутої арматури безпосередньо перед руйнування, значень переміщень (прогинів) і ширини розкриття тріщин на стадії, що відповідає нормативному навантаженню (від 0,5 до 0,6 від руйнівного) і стадії перед руйнування, величини руйнівного навантаження.

Висновки. Закономірності опору бетонних елементів, армованих композитної склопластикової арматурою, а саме характер тріщиноутворення, деформування і руйнування, відповідають аналогічним закономірностям для елементів, армованих сталевую арматурою. Величина напружень в поздовжньої композитної розтягнутій арматурі на стадії руйнування залежала від виду руйнування і відповідно становила: в балках, що зруйнувалися в результаті розриву арматури - від 384 до 504 МПа; в балках, що зруйнувалися в результаті роздроблення бетону стиснутої зони другої серії - від 337 до 474 МПа, четвертої серії з більшим значенням тимчасового опору арматури - від 377 до 754 МПа; в балках, що зруйнувалися в результаті втрати зчеплення арматури з бетоном - 187 МПа. Зміна деформацій поздовжньої композитної арматури розтягнутої зони дослідних балок в процесі навантаження носило лінійний характер. Деформації бетону на рівні середини висоти стиснутої зони балок на стадії перед руйнування в результаті розриву поздовжньої арматури і втрати зчеплення арматури з бетоном становили про $0,900 \cdot 10^{-3}$ до $2,147 \cdot 10^{-3}$ і були нижче граничних деформацій бетону при стисканні. Деформації бетону на рівні середини висоти стиснутої зони балок на стадії перед руйнуванням в результаті роздроблення бетону стиснутої зони становили від $1,933 \cdot 10^{-3}$ до $3,588 \cdot 10^{-3}$ і в більшості випадків були близькі до граничних деформацій бетону при стисканні. Прогини балок при навантаженні, що відповідає рівню нормативної, становили в балках з одиночним армуванням від 2,4 до 5,5 мм, що відповідало від 1/360 до 1/160 прольоту, а в балках з подвійним армуванням - від 1,4 до 2,4 мм, що відповідало від 1/610 до 1/360 прольоту.

Ширина розкриття тріщин при навантаженні, яке відповідає рівню нормативного, змінювалася залежно від коефіцієнта поздовжнього армування розтягнутої зони і при коефіцієнті 0,0059 (серія I) становила від 0,50 до 0,60 мм, при коефіцієнті 0,0086 (серії II, IV) - від 0,35 до 0,55 мм, при коефіцієнті 0,0178 (серія III) - від 0,20 до 0,25 мм.

Таблиця 1

Результати експериментальних досліджень

Серія	Марка зразка	Відносні деформації 10^{-3}		Прогин f при навантаженні, мм		a_{crc} мм	M_u , кНм
		ε_c	ε_s	F_{ser}	F_u		
I	I-1	1,167	11,467	4,4	8,6	0,55	14,22
	I-2	1,147	10,75	5,5	11,5	0,60	15,15
	I-3	1,117	12,35	4,1	8,9	0,55	15,91
	I-4	0,906	10,417	4,5	7,9	0,60	15,95
	I-5	1,295	12,051	5,1	9,4	0,60	15,48
II	II-1	2,147	12,467	3,3	9,9	0,45	20,22
	II-2	1,392	10,117	3,1	10,5	0,35	23,01
	II-3	1,222	13,25	3,7	10,9	0,45	20,15
	II-4	1,337	10,217	2,7	8,2	0,40	20,05
	II-5	2,983	7,167	2,4	6,9	0,40	22,16
III	III-1	1,472	4,933	2,4	6,3	0,20	22,72
	III-2	3,588	12,467	1,4	11,9	0,25	35,75
	III-3	3,017	9,317	1,7	11,2	0,25	33,61
	III-4	3,358	9,25	1,8	11,9	0,20	32,10
	III-5	3,497	8,867	1,5	10,1	0,25	35,72
IV	I-1	2,017	19,833	5,4	17,0	0,50	20,2
	I-2	2,417	11,433	4,4	13,4	0,55	19,2
	I-3	1,933	12,733	3,2	12,1	0,45	18,8
	I-4	3,033	15,210	3,7	14,9	0,50	18,9
	I-5	3,015	15,317	4,2	12,9	0,50	19,2

1. ACI 440.3R-04 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. - American Concrete Institute, 2006. 2. ДСТУ-Н Б-В.2.6-185:2012 Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу. МІНРЕГІОНБУД УКРАЇНИ. К:2012.

УДК 624.046;624.48;69059.2

ОЦІНКА СТІЙКОСТІ КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ ПРОТИ ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ

ОЦЕНКА СТОЙКОСТИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ПРОТИВ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО РАЗРУШЕНИЯ

THE STABILITY OF FRAME BUILDINGS AGAINST THE PROGRESSIVE DESTRUCTION

Кріпак В.Д., к.т.н., професор, Давиденко Р.П., аспірант (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Крипак В.Д., к.т.н., профессор, Давыденко Р. П., аспирант (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Kripak W.D., Ph.d., Professor, Davydenko R., postgraduate (Kyiv National University of construction and architecture, Kiev)

Наведені результати числового дослідження стійкості каркасного будинку проти прогресуючого обваллення при послідовному видаленні несучих вертикальних елементів, виявлені резерви міцності залізобетонного каркасу та шляхи підвищення його стійкості.

Приведены результаты численного исследования стойкости каркасного здания против прогрессирующего обрушения при последовательном удалении несущих вертикальных элементов, установлены резервы прочности железобетонного каркаса и пути повышения его стойкости.

The results of a numerical study of stability of frame buildings against progressive collapse when sequential removal of load bearing vertical elements found reserves of strength of reinforced concrete frame and ways to enhance its sustainability.

Ключові слова:

Стійкість, залізобетонний каркас, прогресуюче обваллення.

Стойкость, железобетонный каркас, прогрессирующее обрушение.

Resistance, reinforced concrete frame, progressive collapse.

Конструктивною основою більшості сучасних житлових і цивільних багатоповерхових будівель, як правило, служить монолітний залізобетонний каркас, який складається з вертикальних елементів (колон чи пілонів), ядра жорсткості, де розташовуються сходові клітки і ліфтовий

блок, і горизонтальних елементів, якими служать плоска плита перекриття, чи плита в комбінації з балками. Наявність сучасних опалубок, проста технологія їх зведення, обумовлює широке застосування багатоповерхових каркасно-монолітних будівель в багатьох великих регіонах країни.

Зведення багатоповерхових будівель в Україні регламентується ДБН В 2.2-24:2009 [1]. Норми вимагають виконання розрахунків конструктивних систем на стандартні комбінації постійних, квазіпостійних, тимчасових навантажень і впливів, а в окремих випадках і врахування дії особливих впливів (землетруси, карстові провали, підроблювані території та інше). Такі розрахунки регламентовані і виконуються по більш-менш стандартних процедурах. Врахування та дотримання всіх вимог нормативних документів забезпечує необхідний проектний рівень надійності конструкцій будівлі та їх експлуатаційний ресурс.

Однак згідно [1] для всіх багатоповерхових будівель при проектуванні рекомендується виконувати також оцінку стійкості конструктивної схеми прогресуючому руйнуванню (обваленню). Під прогресуючим руйнуванням розуміють розповсюдження початкового локального пошкодження у вигляді ланцюгової реакції від елемента до елемента, яке, в кінцевому випадку, призводить до руйнування всієї споруди. Взагалі причиною такого руйнування може бути будь-яка аварійна ситуація, яка не розглядається в звичайному проектуванні. Для оцінки стійкості будинку проти прогресуючого обвалення норми [1] рекомендують розглядати лише найбільш небезпечні розрахункові ситуації. У якості локального (гіпотетичного) обвалення для каркасної будівлі рекомендується розглядати видалення колони (пілона) одного (будь-якого) поверху будинку та обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального обвалення, яка нормується.

Згідно [1, 2] розрахунок будинку у випадку локального обвалення несучих конструкцій проводиться тільки за граничними станами першої групи. Величина деформацій і ширина розкриття тріщин у конструкціях у даному випадку не регламентується. Розрахунковий опір матеріалів (сталі, бетону і арматури) згідно [3] приймається таким, що дорівнює їх характеристичним значенням. Постійні і квазіпостійні значення навантажень при перевірці стійкості будинку прогресуючому обваленню слід приймати згідно з [1] з коефіцієнтами надійності за навантаженням та за призначенням будівлі рівними одиниці. При стандартному розрахунку конструкцій будинку за граничними станами першої групи всі характеристичні значення навантажень та впливів, коефіцієнти сполучень, коефіцієнти надійності за навантаженням, коефіцієнти надійності за відповідальністю конструкцій, згідно з ДБН В.1.2-2 приймають більшими за одиницю. Таким чином в усіх конструкціях будівлі уже утворені резерви стійкості проти прогресуючого обвалення.

Каркасні будівлі мають несучі елементи, які неможливо захистити від прогресуючого обвалення тільки конструктивними заходами. Це ключові вертикальні елементи каркаса (в першу чергу колони), і для підвищення стійкості будівлі проти прогресуючого обвалення при НС слід резервувати для цих елементів додаткову міцність.

При проектуванні каркасної будівлі з захистом проти прогресуючого обвалення необхідно прогнозувати наслідки локального руйнування певних несучих елементів будівлі, руйнування яких може призвести до ланцюгової реакції обвалення. Отже, перед проектувальником стоїть декілька задач. По - перше, визначити найнебезпечніші конструктивні елементи в будівлі, руйнування яких може призвести до ланцюгової реакції обвалення. По - друге, оцінити існуючі резерви стійкості конструкцій та визначити необхідні величини резервування надлишкової несучої здатності для забезпечення стійкості проти обвалення. Крім того необхідно мати розуміння наслідків локального руйнування та оцінити масштаби можливих руйнувань. Якщо об'єми зруйнованих конструкцій виявляться значні, а величини резервування надлишкової несучої здатності конструкцій непропорційно великі, то необхідно, очевидно, змінювати конструктивну схему будівлі. Проблема захисту каркасних будівель останнім часом приділяється підвищена увага серед вітчизняних та зарубіжних вчених [4, 5].

Задачами проведеного дослідження являлися:

1. Аналіз поведінки каркасної будівлі при почерговому видаленні з роботи колон, розташованих в характерних зонах плану будинку.
2. Визначення розташування найбільш «небезпечних» колон, які можуть послідовно виключатися з роботи при ПР.
3. Аналіз впливу на перерозподіл зусиль в колонах включення в конструктивну схему будинку балок по осях колон.
4. Аналіз впливу на перерозподіл зусиль в колонах включення в розрахункову схему будинку перегородок.
5. Аналіз впливу на перерозподіл зусиль в колонах включення в конструктивну схему будинку жорстких поверхів.

Для оцінки стійкості вертикальних елементів каркасного будинку, для першого випадку локального обвалення, проведені числові дослідження 30-ти поверхової будівлі каркасного типу з використанням ПК ЛИРА-САПР 2015(R1). Будівля в плані має розміри 30 x 27 м, висоту 90 м. Будівля включає підвал висотою 3,0 м та 30-ть поверхів заввишки 3,0 м. Ядро жорсткості виконано за допомогою монолітних стін товщиною 200 мм. Крок колон прийнятий рівним 6 м в двох напрямках. Крайні та кутові колони прийняті перерізом 500x500 мм, всі інші колони мають пер середні – 600x600 мм. Товщина плит перекриттів і покриття – 200 мм. Основа будівлі прийнята умовно - фундаментна плита високої жорсткості. Зовнішні стіни прийняті із повнотілої цегли товщиною 250 мм.

Перегородки прийнято аналогічно, товщиною 120 мм. План типового поверху наведено на рис. 1.

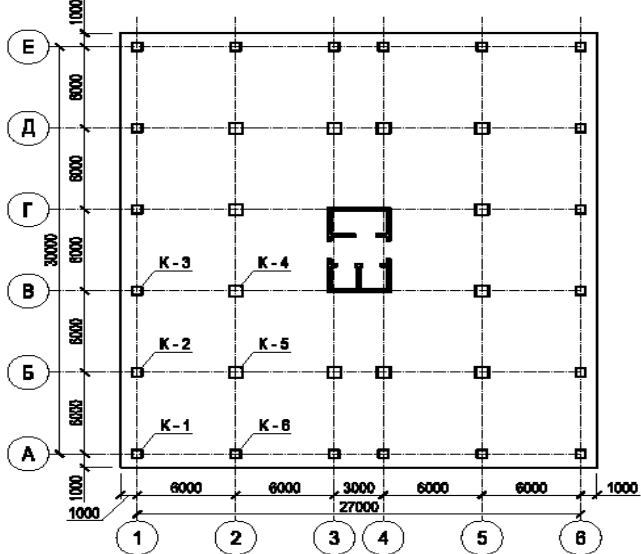
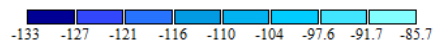


Рис. 1. План типового поверху. Маркувальний план колон.



Ізополі переміщень по Z(G)
Единиця вимірювання - мм

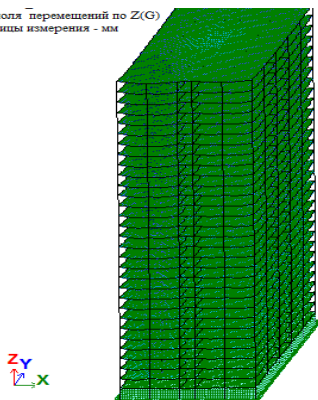
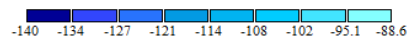


Рис. 2. Розрахункова модель каркасу.



Ізополі переміщень по Z(G)
Единиця вимірювання - мм

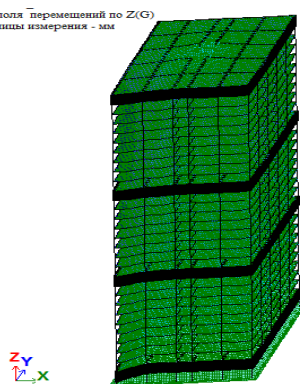


Рис. 3. Розрахункова модель каркасу з жорсткими поверхами.

Варіювались кроки колон, місця розташування колон, які виключалися з роботи, та ряд інших параметрів. Для пошуку найбільш небезпечного вертикального елемента в будівлі, було розглянуто випадки, в яких по черзі виключаються з роботи колони: К-1, яка розташована у куті будівлі, К-2 – розташована біля краю перекриття та середня колона К-5, що має найбільшу вантажну площу. Розрахункова схеми будівлі представлена на рис. 2.

В табл.1 наведені поздовжні сили N в характерних колонах будинку К-1...К-5, які отримані при розрахунках системи для наступних сполучень навантажень: $\gamma_{fm} > 1$ і $\gamma_n = 1,25$; $\gamma_{fm} > 1$ і $\gamma_n = 1,1$; $\gamma_{fm} = 1$ і $\gamma_n = 1$. Перші два сполучення використовуються при стандартних розрахунках конструкцій зі ступенем відповідальності відповідно СС1 та СС2, а останнє – рекомендується для розрахунків на прогресуюче обвалення (ПР). Порівняння свідчить, що тільки за рахунок зменшення нормованих навантажень, зусилля в колонах при розрахунках на ПР зменшується на 28...31% для будівель зі ступенем відповідальності СС1 і на 18...21% – для будівель з СС2. Це забезпечує в будинках уже певний резерв міцності для захисту від ПР.

Таблиця 1

Зусилля в колонах N , тс для різних сполучень навантажень

№ кол.	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$
	1-й поверх			6-й поверх			26-й поверх		
К-1	668	589	484	568	501	411	114	100	81
К-2	955	841	694	793	698	576	154	136	109
К-3	987	869	722	821	724	601	159	140	114
К-4	1299	1142	936	1045	919	754	203	178	140
К-5	1485	1307	1033	1210	1065	844	232	204	161
К-6	983	866	684	809	713	563	151	133	105

В таблиці 2 наведені поздовжні сили N в характерних колонах будинку К-1...К-5, які отримані при розрахунках системи на ПР, коли послідовно виключалися з роботи колони К-1, К-2 та К-5 на першому поверсі. Розрахунки виконувалися згідно методики, наведеної в ДБН В 2.2-24, дод Е.

Таблиця 2

Зусилля в колонах N , тс при розрахунках на ПР

№ кол.	Видалена К-1 на 1-му пов.			Видалена К-2 на 1-му пов.			Видалена К-5 на 1-му пов.		
	1-й пов.	6-й пов.	26-й пов.	1-й пов.	6-й пов.	26-й пов.	1-й пов.	6-й пов.	26-й пов.
К-1	-	42	20	689	555	100	504	438	89
К-2	960	763	134	-	80	40	904	702	119
К-3	721	609	118	947	748	129	759	640	123
К-4	928	752	142	990	809	152	1173	879	144
К-5	1066	892	176	1300	1004	172	-	164	82
К-6	949	748	129	698	589	113	894	689	114

При виключенні з роботи тієї, чи іншої колони, напружено-деформований стан будівлі змінюється. Довантажуються сусідні колони та розвантажуються ті, що розташовані вище зруйнованої. Аналіз сил N з табл. 2 показує, що приріст зусиль в колонах при ПР для будинків з ступенем відповідальності СС1 не є небезпечним, тобто збільшені зусилля не перевищують уже передбачених стандартним розрахунком при $\gamma_{fm} > 1$ і $\gamma_n = 1,25$. Для будинків зі ступенем відповідальності СС2 ($\gamma_{fm} > 1$ і $\gamma_n = 1,1$) збільшення зусиль при ПР спостерігається в крайніх колонах на 9...12%, в кутових колонах на 13...15%. В середніх колонах виникаючі зусилля при ПР не перевищують сформованих стандартним розрахунком.

В табл. 3, 4, 5 наведені розрахункові площі арматури в колонах К-1...К-5 для розглянутих вище всіх розрахункових ситуаціях, відповідно, при кроці колон 6,0, 7,0 та 8,0 м.

Аналіз отриманих даних свідчить, що колони багатопверхового будинку зі ступенем відповідальності СС1 запроектовані при стандартному нормованому сполученні навантажень ($\gamma_{fm} > 1$ і $\gamma_n = 1,25$) не вимагають додаткового армування при розрахунках з захистом від ПР при кроці колон каркасу від 6,0 до 8,0 м. В будівлях зі ступенем відповідальності СС2 ($\gamma_{fm} > 1$ і $\gamma_n = 1,1$) вимагають додаткового армування лише крайні колони в межах 5...10 %. Слід підкреслити, що при розрахунках армування колон, проявляються крім резервів за навантаженнями ще й резерви з міцності бетону та арматури. Згідно [1] при розрахунках на ПР використовують нормативні опори матеріалів і не беруть до уваги деформації конструкцій.

Для пошуку стійкої конструктивної схеми до прогресуючого руйнування проведено ряд варіантних розрахунків. На основі існуючої розрахункової моделі створено нову модель (рис.3). Вона враховувала введення балок в плиту перекриття по осях будівлі над 1-м, 11-м, 20-м та 30-м поверхами.

Таблиця 3

№ кол.	Розрахункова площа арматури в колонах A_s , см ²									
	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$
	1-й поверх					6-й поверх				
К-1	132	110	-	107	57	92	73	-	71	39
К-2	196	166	180	-	165	153	127	127	-	106
К-3	205	169	110	176	125	160	134	85	123	94
К-4	262	220	136	153	202	191	160	89	104	123
К-5	311	264	173	236	-	238	199	127	157	-
К-6	205	173	176	109	162	156	131	123	80	109

Таблиця 4

№ кол	Розрахункова площа арматури в колонах A_s , см ²									
	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$
	1-й поверх					6-й поверх				
К-1	187	157	-	161	96	137	113	7	121	72
К-2	269	231	250	-	238	212	182	186	3	179
К-3	261	223	159	230	169	213	178	122	168	132
К-4	357	308	207	227	288	283	234	248	266	295
К-5	426	369	261	244	-	345	287	200	244	-
К-6	276	237	249	158	237	216	185	181	126	170

Таблиця 5

№ кол	Розрахункова площа арматури в колонах A_s , см ²									
	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,25$	$\gamma_{fm} > 1$ $\gamma_n = 1,1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$	$\gamma_{fm} = 1$ $\gamma_n = 1$
	1-й поверх					6-й поверх				
К-1	243	211	-	220	134	180	157	16	176	107
К-2	369	317	336	-	319	296	253	254	17	263
К-3	336	288	206	292	220	271	232	156	218	174
К-4	488	418	284	309	388	382	326	213	234	274
К-5	593	511	357	472	-	489	402	283	346	-
К-6	365	314	331	226	326	301	250	250	183	263

Проведені розрахунки показали, що введення балок по осях колон не підвищує суттєво стійкість будівлі. Проаналізовано напружено-деформований стан колон та перекриття, коли локально включалися в роботу зовнішні стіни та цегляні перегородки, які примикали до видалених колон.

На рис. 4, 5 і 6 наведені мозаїки прогинів плити перекриття при локальному видаленні кутової, крайньої та середньої колони першого поверху. Максимальні значення прогинів коливаються від 35 мм для до 70 мм. Величина прогинів перевищує конструктивний просвіт, який передбачається між плитою перекриття і перегородками. Це дозволяє локально вводити в розрахункову модель цегляні перегородки та стіни, які примикають до видаленої колони. На рис.5 показані прогини плити з урахуванням роботи стін та перегородок.

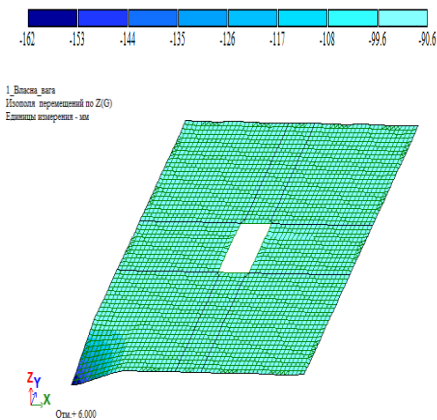


Рис. 4

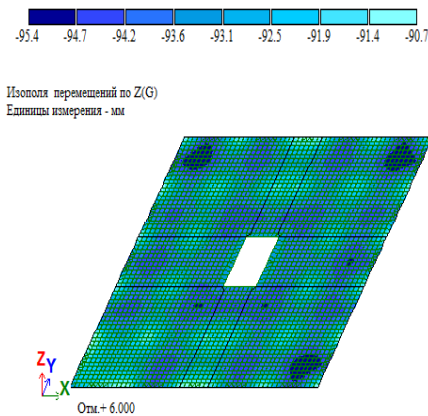


Рис. 5

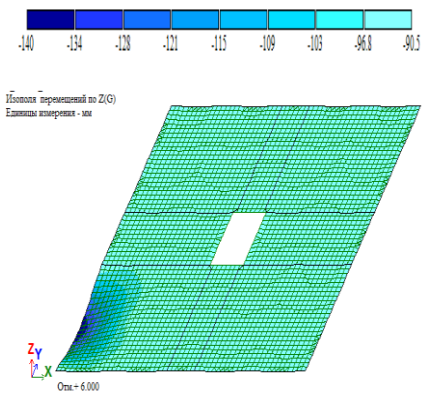


Рис. 6

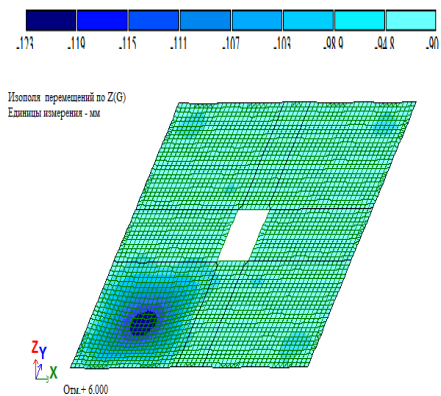


Рис. 7

Основні результати та висновки по роботі.

1. Виявлені найбільш небезпечні місця розташування видалених колон в плані та по висоті будинку. Такими являються крайні та кутові 1 поверху.
2. Колони висотних будівель мають значний резерв стійкості проти прогресуючого обвалення за рахунок запасу по навантаженнях і міцності матеріалів (використовуються різні γ_n та γ_m і не нормуються деформації).

3. Суттєвий резерв стійкості будівлі проти обвалення знаходиться в використанні цегляних міжкімнатних та міжквартирних перегородок.
4. Встановлені граничні межі кроків вертикальних елементів для будівель з різної відповідальності, при яких прогресуюче обвалення не є критичним.
5. Найбільш слабким місцем для першого випадку обвалення є елементи перекриття над видаленою колоною.
6. В стиках плит перекриття з колонами рекомендується передбачати встановлення спеціальних анкерних стержнів.

1. ДБН В.2.2-24:2009 Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. 2. ДБН В.1.2-2-2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. 3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010.Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. 4. Першаков В.М. Барабаш М.С.,та інш. Проблеми протидії конструкцій прогресивному обваленню будівель та споруд. –К.:НАУ,2015. –456 с. 5. Руденко Р. Р. Защита каркасных зданий от прогрессирующего обрушения. Дисс. маг. техники и технологии. Санкт-Петербург:. – 91 с.

**МОНОЛІТНІ ПЛОСКІ ПЕРЕКРИТТЯ З ПОРОЖНИСТИМИ
ВКЛАДИШАМИ**

**МОНОЛИТНЫЕ ПЛОСКИЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПУСТОТНЫМИ
ВКЛАДЫШАМИ**

FLAT REINFORCED CONCRETE MULTI VOID SLABS

Кріпак В.Д., к.т.н., професор, Антонов Р.Э., аспірант (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Крипак В.Д., к.т.н., профессор, Антонов Р.Е., аспирант (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Kripak W., Ph.D., Professor, Antonov R., postgraduate (Kyiv National University of construction and architecture, Kiev)

У статті розглядаються сучасні типи багатопорожнистих перекриттів, висвітлюються їхні переваги над традиційними, розглядаються проблеми використання таких перекриттів в проектуванні та обґрунтовується доцільність проведення дослідження таких плит на фізичних та числових моделях.

В статье рассматриваются современные типы многопустотных перекрытий, освещаются их преимущества над традиционными, рассматриваются проблемы их проектирования и обосновывается целесообразность проведения исследований таких плит на физических и числовых моделях.

This article discusses the modern types of hollow core slabs, highlights their advantage over traditional, addresses the challenges of their design and the expedience of such plates conducting research on physical and numerical models.

Ключові слова:

Плита з вкладишами, залізобетонні перекриття, моделювання, армування, порожниноутворювачі.

Плита с вкладышами, железобетонное перекрытие, моделирование, армирование, пустообразователи.

Cooker with liner, concrete slabs, modeling, reinforcement, void formers.

В зв'язку з постійним збільшенням поверховості масової забудови важливою проблемою стає зниження маси будинків. Як відомо, зниження маси будівель може бути досягнуто за рахунок застосування нових ефективних конструктивних форм, використання попередньо напружених

конструкцій, збільшення застосування легких бетонів на пористих заповнювачах. В останні роки ця проблема стала ще більш актуальною у зв'язку з інтенсивним розвитком зведення будівель з монолітного залізобетону. У нашій країні в практиці проектування і будівництва монолітних будівель найбільш широкого поширення набули стінові, каркасні, каркасно-стінові і рамно-ригельні конструктивні системи з суцільними плоскими перекриттями [1, 2].

Не так давно, в світі з'явилася практика виконання монолітних безригельних пустотних перекриттів. Основні типи і характеристики та проблеми використання таких перекриттів і викладаються у цій статті.

Принцип створення пустот в перекритті не новий, але в сучасному будівництві він має суттєві відмінності, від відомих, і інші способи реалізації, і при цьому, відповідає всім перерахованим вище вимогам.

Використовують різні варіанти використання багато порожнистих плит для різних задач:

- Розташування пустотоутворювачів в одному напрямку (однопролітна схема роботи, рис.1);
- Розташування пустотоутворювачів в двох напрямках (двопролітна схема роботи, рис. 2);
- Утворення в тілі плити в зоні спирання на вертикальні елементи ділянок плит без порожнин (утворення умовних капітелей) [3, 7].



Рис. 1. Плита з порожнинами в одному напрямку



Рис. 2. Плита з порожнинами в обох напрямках

Принцип та характер роботи всіх варіантів схожий, але є відмінності у технології виробництва, засобах реалізації та отриманих результатах.

Для зниження маси перекриттів, що зводяться з монолітного бетону, в зарубіжних країнах широко застосовують перекриття ефективних конструктивних форм. Наприклад, у багатьох європейських країнах будують монолітні кесонні перекриття, перекриття з елементами у вигляді

пустотілих бетонних блоків, пластикових елементів різноманітної форми і т.п., що залишаються в товщі конструкції плити. Ці елементи відіграють роль незнімної опалубки, формуючи простір для отримання кесонної структури з монолітного бетону, заповнюють частину конструкції перекриття, одночасно утворюючи пустоти і зменшуючи масу перекриттів.

Перераховані ефективні конструктивні рішення дозволяють знизити масу перекриттів на 30...40%, зменшити витрати арматури в 1,3...1,5 разів, знизити масу будівлі в цілому на 25...30%. Використання легких конструктивних бетонів дозволяє ще більше підвищити ефективність застосування таких конструкцій.

При видаленні бетону з розтягнутої зони зберігають лише ребра шириною, необхідної для розміщення зварних каркасів і забезпечення міцності панелей по похилому перерізі. При цьому панелі в прольоті між ребрами працюють на вигин як балки таврового перетину. Верхня полиця панелі також працює на місцевий вигин між ребрами. Нижня полиця, що утворюється замкнуте порожнечу, створюється при необхідності влаштування гладкої стелі. За формою поперечного перерізу панелі перекриттів можуть виготовлятися з овальними, круглими, кулястими і вертикальними порожнечами, ребристими з ребрами вгору і ребрами вниз, суцільні. У панелях з пустотами мінімальна товщина полиць складає 25...30 мм, ребер 30...5 мм, в ребристих панелях з ребрами вниз товщина полиці - плити 50...60 мм [4...6].

На рис. 3 наведена конструкція порожнинного перекриття з круглими пластиковими кулями системи "Bubble Desk" фірми «Cobiax».



Рис. 3. Перекриття з кульковими вкладишами системи "Bubble Desk"



Рис. 4. Перекриття з пластиковими плоскими вкладишами

У місцях розташування отворів в перекритті, сполучення перекриттів з вертикальними несучими конструкціями влаштовують суцільну монолітну залізобетонну плиту.

За даними фірми «Cobiax» витрата бетону на одиницю площі перекриття скорочується на 32%, економія арматурної сталі і зменшення

витрати бетону на влаштування фундаментів будівлі становить 20%, кількість колон зменшується на 40%. Пропонована система дозволяє зводити безбалкові перекриття, в зв'язку з чим досягається економія бетону на влаштування прогонів і балок скорочення часу на виконання опалубних робіт.

Застосування системи відкриває широкі перспективи для творчості архітекторів і дизайнерів. З'являється можливість перекривати значні площі з розміщенням мінімальної кількості опор.

При товщині покриття до 30 см його маса дозволяє обмежитися значно меншим числом опорних стійок, при цьому доцільно використовувати для влаштування покриття легкий бетон, наприклад, керамзитобетон. Застосування конструктивного керамзитобетону об'ємною масою 1700...1800 кг / м³ дає можливість знизити вагу покриття на 20-25%.

При проектуванні громадських будівель, спортивних споруд і т.п., застосовуючи систему "Bubble Desk", архітектор має можливість перекривати великі простори, використовуючи нестандартні оригінальні рішення (рис.5) [8...10].



Рис. 5. Можливості системи для ефективних архітектурних рішень.

Незважаючи на суттєву ефективність багатопорожнистих монолітних плит, зведення багатопверхових будівель в нашій країні ведеться в основному із суцільними перекриттями. Це пов'язано як із технологічними ускладненнями зведення перекриттів з монолітними вкладишами, так і відсутністю достатніх наукових досліджень і нормативної бази для їх проектування.

Інтерес до впровадження в практику проектування монолітних порожнистих перекриттів в Україні росте, з'являються окремі наукові публікації в цьому напрямку.

Автори статті мають на меті виявити основні переваги перекриттів з пустотними вкладишами в порівнянні з традиційними суцільними

плитами та показати проектну реалізацію такого перекриття на конкретному об'єкті.

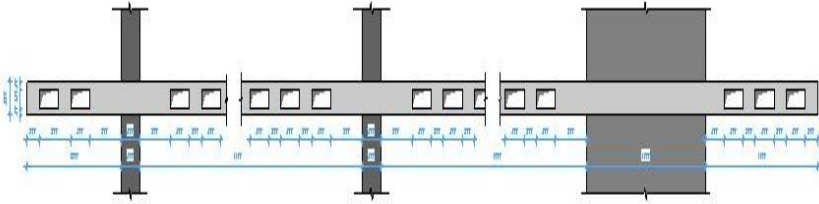


Рис. 6. Розріз багатопорожнистої плити перекриття товщ. 250мм.

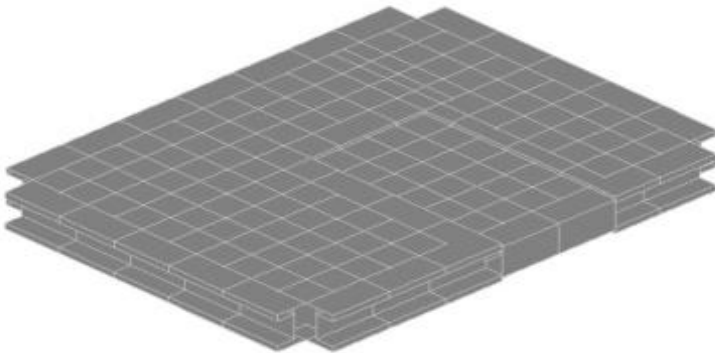


Рис. 7. Фрагмент розрахункової моделі багатопорожнистої плити.

Для проведення порівняльного аналізу між перекриттям в традиційному виконанні, у вигляді безбалкового монолітного перекриття товщиною 200 мм, та перекриттям з порожнистими вкладишами, проведені числові дослідження на конкретному проектному об'єкті (рис.8) з використанням програмного комплексу “SCAD OFFICE”. Для аналізу напружено деформованого стану перекриття з порожнинами (рис. 6) розроблена багатоелементна розрахункова модель (умовно “точна”, рис. 7 та 9).

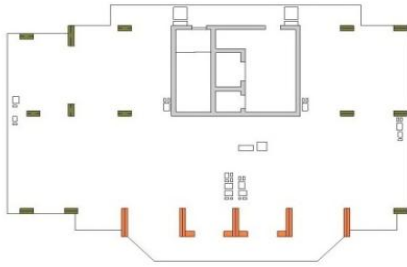


Рис. 8. Схема плану перекриття

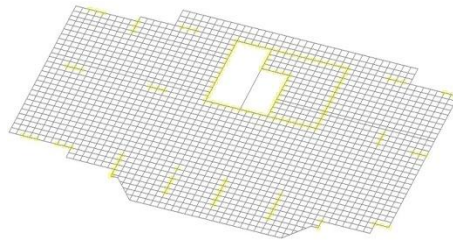


Рис. 9. Розрахункова схема багатопорожнистої плити перекриття

Результати даних розрахунків представлені нижче у графічному вигляді на рис. 10–13.

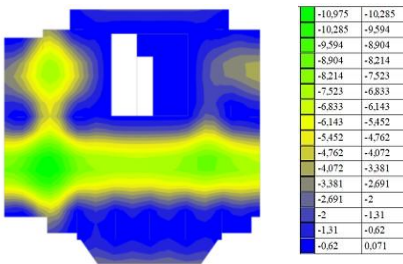


Рис. 10. Прогини монолітного безбалкового перекриття

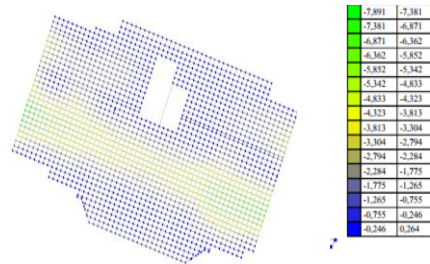


Рис. 11. Прогини порожнистої плити перекриття товщ. 250мм

Як видно з епюр максимальний прогин по середині найбільшого прольоту в плиті перекриття з порожнинами в 1,5 рази менший ніж в безбалковій плиті.

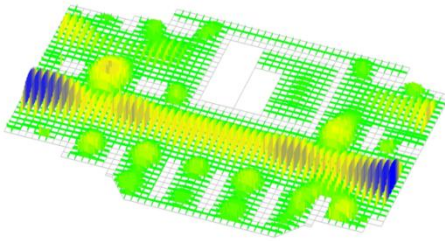


Рис. 12. Епюри армування нижньої зони «в прольоті» багатопорожнистої плити

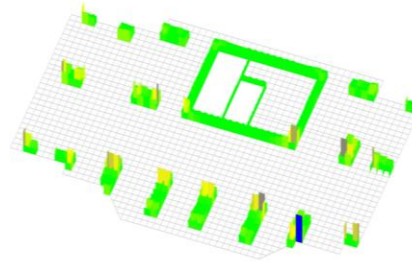


Рис. 13. Епюри армування нижньої зони «біля опор» плити

Виходячи з прийнятого армування безбалкової плити перекриття на підставі наведених епюр, загальна витрата сталі на 1 м^2 у верхній та нижній зонах плити перекриття складає $27,13 \text{ кг/м}^2$.

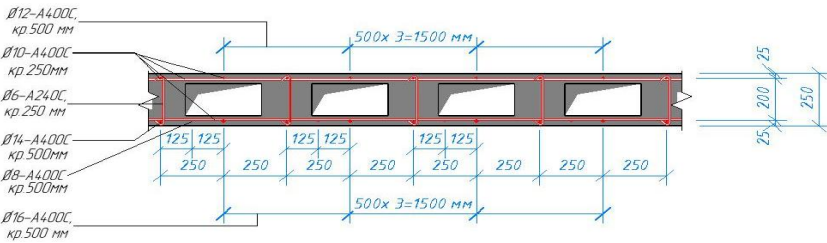


Рис. 14. Переріз багатопорожнистої плити. Армування.

Виходячи з прийнятого армування багатопорожнистої монолітної плити перекриття на підставі наведених епюр (рис.14), загальні витрати сталі на 1 м^2 плити перекриття складає $24,42 \text{ кг/м}^2$.

Порівняння витрат матеріалів на 1 м^2 плану плити перекриття у безбалочному та багатопорожнистому виконанні наведено в табл.1.

Таблиця 1

№ п.п.	Показники на 1 м^2 плану плити	Тип перекриття	
		Безбалкове	Багатопорожнисте
1	Витрати сталі, кг	27,3	24,4
2	Об'єм бетону, м^3	0,2	0,135
3	Власна вага, кг	510	332

З даних, наведених у порівняльній таблиці видно, що перекриття з порожнинами має ряд переваг, а саме: потребує на $0,07 \text{ м}^3$ менше бетону; має меншу вагу на 178 кг; на 11% менше вимагає сталі для армування; жорсткість плити з порожнинами в 1,5 рази перевищує жорсткість звичайної плити.

Для оцінки адекватності моделювання дійсного напружено-деформованого стану плити з порожнинами багатоелементною розрахунковою стержневою моделлю запланована програма дослідження натурального фрагменту перекриття показаного на рис. 15.

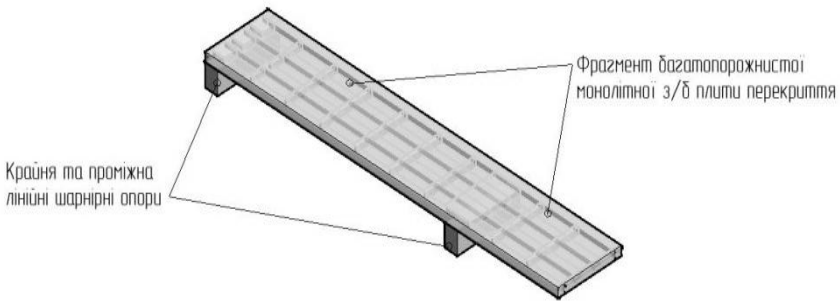


Рис. 15. Аксонометрія натурального фрагменту перекриття з порожнистими вкладишами

1. Сагадеев Р.А. "Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий". Учебное пособие. М., ГАСИС, 2008. 2. Казаков Ю.Н., Рафальский Ю.Е. Новые зарубежные строительные технологии. Санкт-Петербург. «ДЕАН», 2007. 3. Mota, M. (2009). Voided Two-Way Flat Plate Slabs. Structure , (April), 7. 4. Nasvik, J. (2011). On the Bubble. Concrete Construction, (December), 10/28/2012. 5. CBD-MS & CRO, Cobiax Technology Handbook, Switzerland: Cobiax Technologies AG Zug. 6. BubbleDeck Design Guide for compliance with BCA using AS3600 and EC231, October 2008. Unpublished manuscript. 7. Tina L (2010). Structural behavior of Bubble Deck slabs and their application to lightweight bridge decks, Master of Engineering in Civil and Environmental Engineering at the Massachusetts Institute of Technology, USA.

УДК 624.012.26

**ОСОБЛИВОСТІ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ
МАЛОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ В РЕСПУБЛІЦІ КОНГО**

**ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ
МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ В РЕСПУБЛИКЕ КОНГО**

**PECULIARITIES OF CONSTRUCTIVE SOLUTIONS OF LOW-ROOF
BUILDINGS IN THE REPUBLIC OF CONGO**

Корнієнко М.В., к.т.н., професор, Ндинга М.Р. аспірант (Київський національний університет будівництва та архітектури, м. Київ)

Корниенко М.В., к.т.н., профессор, Ндинга М.Р. аспирант (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Kornienko M.V., Ph.D., Prof., Ndinga M.R. postgraduate (Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture, Kyiv)

Приведені загальні дані про особливості конструктивних рішень малоповерхових будівель та їх фундаментів в умовах їх підземної частини.

Поданы общие данные об особенностях конструктивных решений малоэтажных зданий и их фундаментов в условиях экваториальной Африки и основы проектирования их подземной части.

General data on the features of structural solutions of low-rise buildings and their foundations in the conditions of equatorial Africa and the basis for designing their underground part.

Ключові слова:

**житлові будівлі, основи, фундаменти, залізобетон, проектування;
жилые здания, основания, фундаменты, железобетон, проектирование;
residential buildings, bases, foundations, reinforced concrete, design.**

1. Стан питання та мета. В сучасних умовах в країнах екваторіальної Африки переходять активно на будівництво сучасного житла. Це стосується і Республіки Конго (місто Браззавіль) при проектуванні використовуються нормативні вимоги Франції. Проте різні ґрунтові умови на території Республіки застосовують місцеві матеріали, які використовують в будівництві вимагають поглибленого аналізу конструктивних рішень. Технологічний підхід в будівництві та

інженерному захисті ділянок побудованих за таким досвідом не відповідають умовам будівництва, як в Європі так і во Франції зокрема.

Ці питання в Республіці Конго мало досліджені і описанні їх особливості майже не викладенні в науково-практичних виданнях.

Метою проведення досліджень було співставлення традицій конструктивних рішень житлових будівель в кліматичних умовах Республіці Конго з сучасними конструктивними рішеннями та матеріальними, які сьогодні почали використовувати на практиці.

Умовою, що аналіз може бути використаний при врахуванні впливу розрахункових підходів і конструктивних рішень. В першу чергу це стосується підготовки основи і розрахунку фундаменту за граничними умовами. Дана робота виконана як попередня у загальну чергу з підкріплення зроблено висновки прикладними з реального будівництва.

2. Аналіз історичного розвитку будівництва малоповерхових.

Аналіз розвитку житлових будівель включають фундаменти за період з 1960-х років. Місцеве населення раніше будувалося самостійно, використовуючи місцевий досвід, як це мало місце в 19 столітті. На Україні в міській місцевості ці будівлі використовували дерева, фактично фундаменти мали дерев'яні заглиблені в ґрунт елементи у вигляді дерев'яних балок.



Рис. 1. Старовинні форми житлових будівель в Республіці Конго з місцевих матеріалів будівель, що зводились: а) будівля циліндрична з дерев'яним каркасом та огорожуючими стінами з глинистих блоків; б) будівля прямокутна з вертикальних і горизонтальних дерев'яних елементів; в) будівлі квадратні з використанням листя дерев при влаштуванні огорожуючих стін

Такі житлові будівлі були одноповерховими їх планувальне рішення було примітивним, а розміри плани неперевіреніми. Розміри до 3...4,5 м. Як негнучкі конструкції так і фундаменти швидко зношувалися тому через 10...20 років потребували їх заміну. Таким чином це були тимчасові будівлі з обмеженим терміном експлуатації. Ці недоліки, як і відсутність комфорту для проживання людей поступово вимагали переходу до кам'яних а пізніше і до залізобетонних конструкцій. З іншого боку при

розробці системи Єврокодів було визнано, що на оцінку ґрунтових умов та проектування фундаментів реальних будівель дуже впливають місцеві умови в кожній країні Європи [1]. Тому потрібно використовуючи світові досягнення в геотехнічному проектуванні вносити відповідні зміни, які будуть враховувати місцевий досвід будівництва. Зрозуміло, що впровадження нових конструктивних рішень і методів розрахунку фундаментів покорокового наближення до максимального забезпечення якості проектування, будівництва і експлуатації будівель.

Розглянемо ці особливості формування нових підкодові в будівництві фундаментів малоповерхових будівель, які найчастіше в Конго використовували в житловому будівництві. При цьому не наголосили, що сьогодні в цій державі стараються максимально використовувати французькі норми для геотехнічного проектування [2] у вигляді Єврокодів -7. Послідовно зупинимося на класифікації фундаментів в будівництві та їх конструктивних рішеннях, що сьогодні впроваджуються в будівництві різного типу будівельних об'єктів в Конго[3].

Фундамент є складовою частиною будівлі, яка передає на фундамент та ґрунтову основу, як правило, вертикальні навантаження, а тому дуже часто використовують для малоповерхових будівель фундаменти неглибокого закладання (розподільні в світовій практиці).

2. Сучасній конструктивній рішення фундаменти та їх матеріалів. Якщо через D позначити глибину закладання фундаменту, B - ширину і L - довжину, то можна так класифікувати можливі типи фундаментів: •Розподільчих фундамент: $D \leq 4-5$; •Глибокий фундамент: $D \geq 10$; •Напівглибокий фундамент: $4 \leq D \leq 10$ [4].

Схематично конструктивні типи розподільних фундаментів представлені на рис. 2. В більшості випадків в Конго для житлових будівель використовують фундаменти неглибокого накладання. Можна стверджувати, що наші фундаменти мають класичне відображення, але в практиці будівництва за конструкцією та технологією влаштування свої традиції.

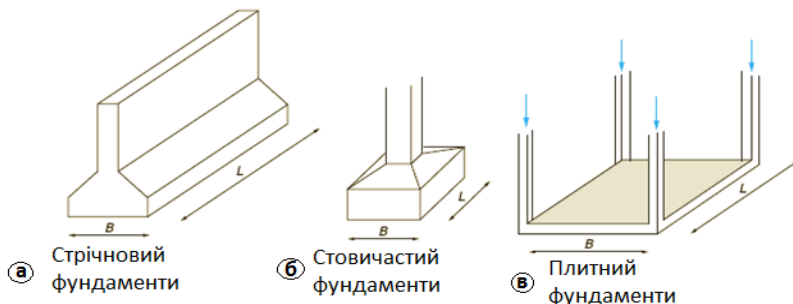


Рис.2. Типи розподільчих фундаментів

4. Клас бетонів та клас арматури. Сьогодні в будівництві використовується клас бетону для споруд на C40/50 (як і на території України) але для фундаментів малої забудови використовують C8/10 і C12 (при будівництві рекомендації відсутні).[5] підтверджує що на свій метод розрахунку як правило не використовують а спираються на досвід.

5. Потенції рішення фундаментів неглибокого закладання малоповерхових будівель: Особлисті деформації ґрунтів основи, що враховуються при проектуванні розподільчих фундаментів. Випробування статичним навантаженням фундаментів за пластичного схемою підтверджує, що на початковому стані завантаження стовичатого чи стрічкового фундаменті деформації основи наростають лінійно, тобто спостерігається пружна робота ґрунту несучого шару основи. І мільки при збільшенні навантаження приріст деформацій відбувається а параболічного залежністю . Статико пластичні деформації приводить до втрати несучої здатності основи , що в кожному конкретному випадку обмежується величиною граничного навантаження Q_u . Цей граничний стан ґрунтової основи звичайно в світовій практиці розглядається як проявлення пластичної течії, яка робить не придатною основу до сприйняття більших навантажень. Проте з точни зору розрахункового осідання основи її надійна величина може бути прогнозована тільки на стадії кружної роботи основи. Однак на практиці можна до пустити деяка збільшення навантаження , при якому лінійний закон залежності деформацій від напружень може з нивкою точністю бути використаний при розрахунках осідання основи , а значить фундаменти і конструкції будівлі. За французькими нормами та практичного проектувальників будівельних об'єктів це підтверджується як розрахунковою схемою (а), так і залежністю $S = f(Q)$ [6]. Від прийнятих в Україні позначень тут є незначна відмінність (на приклад (б)) $D = d$, $B = b$, але навантаження Q звичайно замиється величиною тиску по підшві фундаменту P . Отже при проектуванні за різними нормами класична схема взаємодії фундаменту з ґрунтовою основою залишається рівноцінною . Різниця починає проявлятися при реалізації схеми рустування ґрунтової основи при Q_u , а значить і має серемий вплив на величину допустимого навантаження на основу Q_d . Якраз це сторона глибоко в грантових умовах території Республіці Конго ще не досліджена , а тому покажено на приклад реальних будівельних об'єктів, як це може вливати не тільки на визначення основних геометричних розмірів фундаментів, а і на їх конструкцію та оптимальне рішення з підтвердження прийнятою рівня надійності в гасі , що визначений в цілому в державі . Для цього розглянемо послідовно , як методи оцінки фізико-механічних властивостей ґрунтів так і особливості визначення для них необхідного тиску фундаментів та їх розрахунок , починаючи з місцевого.

Армування використовується як окремими стержнями так і сітками та каркасами при чому використовується арматура що виго до товляється на заводі в Браззавілі для фундаментів малої забудови класу **НА 8** до **НА 25**. Це досвід.

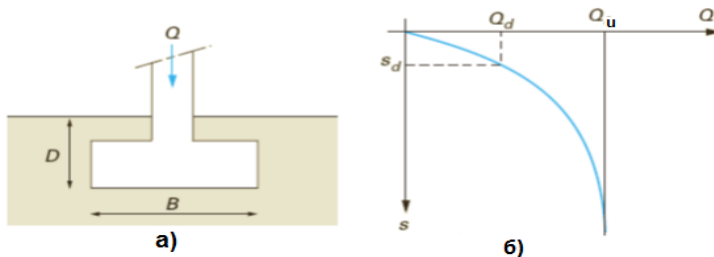


Рис. 2. Механізм руйнування ґрунтової основи під підшоною фундаменту: а) розрахункова схема фундаменту; б) залежність $S = f(Q)$

6. Потенційні методи визначення розрахункових параметрів. В той час як в Україні розрахунок фундаментів ведеться за деформаціями основи, французькі норми, які норми більшості країн світу (включючи і Республіку Конго) предбагають розрахунок за несучою здатністю основи, для чого використовуються різні значення параметрів міцності. В Україні це питоме зчеплення C_{II} , кПа і кут внутрішнього тертя φ_{II} , що визначаються за результатами лабораторних визначень на зсування (приклад одно площинною зрізу), в той час як за французькими нормами ці параметри визначаються як величини при ефективному напруженні для розрахунків за міцністю C' і φ' , які в порівнянні з методами в Україні відповідають C_I і φ_I , але повинні визначатися з врахування норového тиску u . Для визначення C_I і φ_I , використовують звичайно стабілометри.

7. Особливості розрахунку фундаментів за різними підходами. За ДБН [8], потрібна площа фундаменту визначається за величиною розрахункового опору ґрунту R , який визначається за стандартного формулою як $f(b, d, C_{II}, \varphi_{II})$ і залежить від виду та стану ґрунту несучого шару та умов роботи, що враховується додатковими коефіцієнтами γ_{c1} , γ_{c2} . При цьому навантаження на фундаменти визначаються при коефіцієнті надійності $\gamma_f = 1$. В розрахунках фундаментів неглибокого закладення в Республіці Конго використовують формулу несучої здатності ґрунту основи Терцагі, в якій і використовуються параметри міцності C_I і φ_I . Проте як показує аналіз проектної документації малоповерхових будівель інженерно-геологічні вишукування виконуються не завжди, а їх рівень світовими вимогами низький: буріння свердловин на глибину до 3...5 м доповнюється

визначенням основних параметрів фізичних властивостей і рідко доповнюється даними про вличину c , i E , а інколи навіть і c і i (ефективні значення). Встановлено, що за різними оцінками при невеликій глибині закладання фундаментів від 0,3 м до 1,0 м для поверхневих алювіальних, делювіальних і елювіальних глинистих і піщаних ґрунтів з використанням французьких норм [1], Єврокодів та ДБН України величина розрахункового опору змінюється в широких межах: 40...200 кПа, в той час як розміри фундаментів незначного закладання приймаються найчастіше за досвідом. Тому оцінку можна дати і залізобетонним фундаментам: клас бетону і армування їх приймається за досвідом. Це можна пояснити як наявністю поверхневих шарів слабких ґрунтів (вони в цілому на рівні узагальнень в Республіці Конго не досліджені) та впливом потужних спеціальних дощів, наявністю поверхневої ерозії та поверхневих зсувних процесів. Отже позитивні зміни, що відбуваються сьогодні в Конго, при зведенні малоповерхових житлових будівель супроводжуються новими конструктивними рішеннями і комфортністю проживання, проте оптимальність конструкцій, вимагаючи і фундаменти та їх надійність приймаються на рівні досвідних даних, а не за інженерними розрахунками.

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + C N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$$

q_1 : порушення напруги (несуча здатність на одиницю площі)

γ_1 : щільність ґрунту під фундаментом; γ_2 : щільність ґрунту з боків фундаменту; q : вертикальне бокове привантаження фундаменту; C : зчеплення ґрунту під фундаментом; B : ширина фундаменту; D : глибина закладання фундаменту (глибина, на якій розташована основа фундаменту). $N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ та $N_q(\varphi)$ є коефіцієнтами, які залежать тільки від внутрішнього тертя φ ґрунту під фундаментом [7].

Приклади конструювання та виконання робіт при влаштуванні фундаментів малоповерхових будівель в сучасних умовах подані на рис. 3...5.



Рис.3. Армування плитній фундаменти



Рис.4. Конструктивне рішення стрічкових фундаментів



Рис.5. Влаштування опалубки при зведенні стрічкових фундаментів

Висновки. Перехід на сучасні архітектурно-планувальні і конструктивні рішення при зведенні малоповерхових будівель в Республіці Конго (Браззавіль) супроводжуються значними труднощами, оскільки ґрунтові умови на території держави достатньо не досліджені, як і відсутні місцеві нормативні вимоги до їх проектування, зведення і експлуатації. Тому ці недоліки повинні бути усунуті з проведенням широких наукових досліджень, що є на сьогодні важливим державним завданням.

1. Designers' GUIDE TO EUROCODE 7: Geotechnical design Designers' guide to EN 1997-1 eurocode 7: Geotechnical design-general rules R. Frank, C.Bauduin, R. Driscoll, M. Kawadas, N. Krebs Ovesen, T. Orrand, B.Schuppener. London, 2004.-217p.
 2.Розрахунок стовпчастих монолітних фундаментів за Європейськими норми. М.В. Корнієнко ,Т.В. Диптан,А.М. Рашенко, 2013-62 с. 3.Cours pratique de mécanique des sols 2, J.Costet ; G.Sanglerat, 1983-144p. 4. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, cahier des clauses techniques generales applicables aux marches publics de travaux. Fascicule Num 62-titre V, J.M Etienne 1993-27p. 5. Mécanique des sols, Theorie et pratique, V.Robitaille ; D. Tremblay 1997-577p. 6. AFNOR 1996 XP ENV 1997-1 Calcul géotechnique ,1996-52p. 7. Cours fondation des ouvrages. Reiffsteck Ifsttar ,2015-21p. 8. ДБН.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд.Основний положення проектування. Київ ; Мінрегіон України 2009-104с.

УДК 539.385.620

ОЦІНКА МІЦНОСТІ ЗАКРІПЛЕННЯ І ОБГРУНТУВАННЯ СПОСОБУ НАКЛЕЮВАННЯ ТА АНКЕРУВАННЯ КОМПОЗИТНОЇ СТРІЧКИ НА БЕТОН

ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ ЗАКРЕПЛЕНИЯ И ОБОСНОВАНИЕ СПОСОБА НАКЛЕИВАНИЯ И АНКЕРОВКИ КОМПОЗИТНОЙ ЛЕНТЫ НА БЕТОН

EVALUATION OF DETERMINATION OF CONSTRAINTS AND THE REASONING OF THE METHOD OF SETTLEMENT AND SUBMISSION OF THE COMPOSITE TAPE ON CONCRETE

Панченко О.В. (ТзОВ «Сіка Україна», м. Київ), **Журавський О.Д., к.т.н., доц.** (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Панченко А.В. (ООО «Сика Украина», г. Киев), **Журавский А.Д., к.т.н., доц.** (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Panchenko O.V. (Sika Ukraine LLC, Kyiv) **Zhuravskiy O.D., Ph.D., associate professor** (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

У статті наведено результати експериментальних досліджень міцності закріплення композиційної стрічки на бетон при статичних та циклічних розтягуючих навантаженнях.

В статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности закрепления композиционной ленты на бетон при статических и циклических растягивающих нагрузках.

The article presents the results of experimental studies of the strength of composite tape fastening on concrete under static and cyclic stretching loads.

Ключові слова:

Копозиційна стрічка, підсилена залізобетонна балка, напруження, деформації, метод цифрової кореляції зображень.

Копозитная лента, усиленная железобетонная балка, напряжения, деформации, метод цифровой корреляции изображений.

Composite tape, reinforced concrete beam, stress, strain, method of digital image correlation.

При використанні в якості підсилення залізобетонних балок композитними стрічками коли важливо правильно визначити спосіб та обґрунтувати розміри приклеювання і анкетування кінців в при опорній зоні. Дослідження у цьому напрямку в основному присвячені технологічним аспектам наклеювання стрічок. Разом з тим важливим є розрахунок і визначення напружено-деформованого стану у клеєному з'єднанні для оптимізації та забезпечення рівномірності з'єднання при експлуатаційних умовах.

Необхідно також врахувати, що підсилена залізобетонна балка працює на дію циклічних навантажень і тому для оцінювання довговічності слід передбачити методи визначення характеристик втомної міцності.

Відомо, що напружено-деформований стан у балках з наклеєною композитною стрічкою визначають тензометричним методом [2], а для вимірювання змішень стрічки відносно бетону використовують механічні індикатори годинникового типу. Слід зауважити, що ця методика є трудомістка, а точність отриманих результатів залежить від якості наклеювання тензорезисторів та встановлення індикаторів. За допомогою тензорезисторів можна визначити деформацію до 0,5%, лише в області де наклеєно тензорезистор і не можливо контролювати поверхню, яка деформується під зовнішнім навантаженням, що знижує інформативність. Зокрема в місцях непроєктованого деформація стрічки буде неоднорідною, що вплине на несучу здатність в цілому з'єднання.

Для вимірювання переміщень і визначення деформацій в роботі використано метод цифрової кореляції зображень (ЦКЗ) [3]. Суть методу ЦКЗ полягає в обробці низки цифрових зображень відповідно підготовленої поверхні деформованого тіла, які зареєстровані під час його навантаження, для відслідковування переміщень множини точок цієї поверхні у контрольованому елементі і подальшого розрахунку деформацій. Метод високоінформативний, оскільки дає змогу отримати поле переміщень і деформацій на усій контрольованій поверхні зразка, а відтак і визначити розподіл напружень у контрольованому елементі з урахуванням конструктивних концентраторів. Зокрема при навантаженні елемента встановлюють величину деформацій, а з діаграми розтягу для даного матеріалу визначають величину напружень. Ця процедура є близькою по суті до визначення напружено-деформованого стану з використанням методу скінченних елементів. Підтвердженням цьому є те, що згідно методу ЦКЗ вимірювання переміщень можна реалізувати на базах, які є співмірні до розміру скінченного елемента. Метод ЦКЗ є безконтактним і не вимагає спеціальної підготовки зразків.

Зразки та обладнання для досліджень. Для дослідження напружено-деформованого стану та встановлення оптимальних параметрів приклеювання композитної стрічки CFRP до залізобетонного блоку виготовляли спеціальні зразки, які імітували роботу мостової балки в

умовах експлуатації (рис. 1). До залізобетонного блоку 1, армованого арматурою 2, що має форму призми з розмірами $120 \times 500 \times 1200$ мм ($t \times B \times H$, де t - товщина; B - ширина; H - висота) на площину 120×1200 мм приклеювали клеєм 3Sika dur-30. Один кінець композитної стрічки CFRP 4 шириною 120 мм і довжиною 2000 мм приклеювали до блоку на довжині l , а на вільний кінець з двох сторін наклеювали дюралюмінієві пластини 5 товщиною 2 мм для надійного закріплення у захоплювачі випробувальної установки. Для статичних випробувань та з метою встановлення способу закріплення та визначення оптимальних геометричних розмірів приклеювання виготовляли зразки типу П де приклеювання здійснювали на площині 120×1200 мм, які використовували лише для статичних випробувань. Також виготовляли зразки типу ПП, які додатково окрім приклеювання по площині, анкерували полотном Wgar 6 по бокових поверхнях довжиною l на висоту h . Три зразки серії П випробували при статичних навантаженнях, а три зразки серії ПП - при циклічних навантаженнях. При статичних випробуваннях визначали розподіл переміщень, деформацій та напружень в зоні приклеювання стрічки. При циклічних випробуваннях визначали характеристики втомної міцності композитної стрічки, зокрема будували зміну розмаху деформацій від кількості циклів навантаження, аналог залежності Кофіна-Менсона.

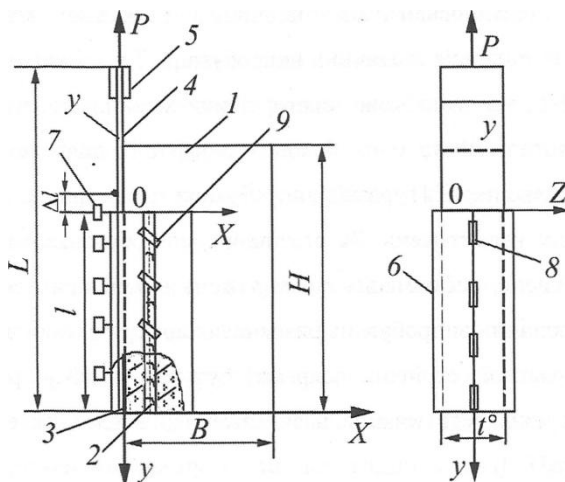


Рис. 1. Ескіз зразка з наклеєною композитною стрічкою і полотном:
 1 - залізобетонний блок; 2 - арматура; 3 - шар клею; 4 - композитна стрічка; 5 - пластина; 6 - полотно Wgar; 7 - пластини-маркери;
 8,9 - тензорезистори

Щоб реєструвати зміщення і визначати деформації композитної стрічки 4 та залізобетонного блоку 1 наклеювали на стрічку пластини-маркери 7 з

кроком 100 мм, а також тензорезистори 8 і 9, які були наклеєні на стрічку і бокову поверхню блоку, відповідно. Наклеєні пластини-маркери використовували для вимірювання взаємних зміщень методом ЦКЗ, а тензорезистори - для встановлення поверхневої деформації та порівняння даних досліджень отриманих за різних підходів. Обробивши зареєстровані зображення бокової поверхні методом ЦКЗ, визначали взаємне зміщення композитної стрічки і блоку Δl , деформації у клейовому шарі ε_y^k і стрічці ε_y^c , а також у залізобетонному блоці ε_x в напрямку осі X у перерізі, де деформації ε_y^k досягають максимального значення. Для цього на контрольованій поверхні зразка створювали точковий малюнок шляхом нанесення аерозольної фарби відповідно до вимог для методу ЦКЗ. Ступінь деформацій у всіх випадках визначали як відношення взаємного переміщення Δl до бази вимірювання в ($\varepsilon_i = \Delta l / b$, де $b = 0,5$ мм).

Підготовлений зразок встановлювали на випробувальну установку ЦДМПу-200, яка створює статичне та циклічне навантаження зразка (рис. 2). Нижню частину зразка (призми) жорстко закріплювали до нижньої траверси установки. Вільний кінець із дюралюмінієвими пластинами 5 фіксують у верхньому захваті, таким чином, щоб вісь композитної стрічки співпадала з віссю установки. Осьове зусилля розтягу P прикладали до композитної стрічки.



Рис. 2. Загальний вигляд зразка на установці ЦДМПу-200 із закріпленою на спеціальному кронштейні фотокамерою Olympus E300.

Під час ступеневого навантаження за допомогою цифрової камери Olympus E300 реєстрували зображення залізобетонного блоку, тобто сторону ($B \times H$) та пластинок-маркерів, а камерою Canon - поверхню композитної стрічки ($t \times H$). За допомогою тензорезисторів 8 визначали деформацію композитної стрічки ($t \times H$).

Композитну стрічку (зразок П) розтягували на гідравлічній розривній машині ЦДМПу-200 статичним навантаженням ступенями зі швидкістю переміщення рухомої траверси 2 мм/хв. Значення навантаження реєстрували динамометром на кожній ступені і до відриву або розриву стрічки. Сигнали від динамометра записували в персональний комп'ютер (ПК) через аналого-цифровий перетворювач (АЦП) з відповідним програмним забезпеченням.

На кожному ступені навантаження реєстрували зображення поверхні залізобетонного блоку і пластинок-маркерів фотокамерами, причому перший кадр відповідав ненавантаженому зразку. Зареєстровані зображення з роздільною здатністю 8 МР використовували для обчислення методом ЦКЗ величини деформації у композитній стрічці ε_y^c , у клейовому шарі ε_y^k , залізобетонному блоці ε_x у перерізі максимальних деформацій $\varepsilon_{y,max}^k$, а також взаємного зміщення (зсуву) композитної стрічки відносно блоку Δl .

Паралельно з реєстрацією зображень камерами на кожній ступені навантаження визначали деформації наклеєними тензорезисторами, які через АЦП записували у ПК.

Випробування зразків типу П-ПП, тобто зразків з додатковим армуванням, виконували при багатоцикловій зміні навантажень (при синусоїдальному циклі навантаження).

Таблиця 1

Результати випробувань композитної стрічки при циклічному розтягу

Напруження, МПа	Деформація $\times 10^{-5}$		N $\times 10^6$ циклів
	ε_{min}	ε_{max}	
334,9	54,85	166,24	0,342
318,8	52,24	158,32	0,0706
287,0	46,96	142,32	0,291
255,2	41,75	126,53	1,201
223,3	36,50	110,61	4,949

Навантаження здійснювали за асиметричною амплітудою циклу, коли зусилля, деформація і напруження розтягу змінюються від мінімальних (P_{min} , σ_{min} , ε_{min}) до максимальних (P_{max} , σ_{max} , ε_{max}) значень. Між амплітудою зусилля P напружень, σ_a і деформації ε_a , середніми значеннями циклу $\sigma_{сep}$, $\varepsilon_{сep}$ справедливі наступні співвідношення

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2}; \quad \varepsilon_a = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}}{2} \quad (1)$$

$$\sigma_{\text{сеп}} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}; \quad \varepsilon_{\text{сеп}} = \frac{\varepsilon_{\max} + \varepsilon_{\min}}{2}$$

Ступінь асиметрії циклу характеризується коефіцієнтом асиметрії циклу

$$\rho = \frac{P_{\min}}{P_{\max}} = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{\varepsilon_{\min}}{\varepsilon_{\max}} \quad (2)$$

Випробування виконували при циклічних навантаженнях зразка з асиметрією циклу навантаження $\rho=0,33$.

В процесі досліджень з допомогою ЦКЗ реєстрували максимальні ε_{\max} і мінімальні ε_{\min} деформації до моменту руйнування та встановлювали кількість циклів. Дослідження виконували за однакових величин $\Delta\varepsilon$ при однаковому коефіцієнті асиметрії циклу. За результатами випробувань (табл. 1) отримано графік зміни деформацій або розмаху деформацій $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}$ від кількості циклів N до руйнування (рис. 3).

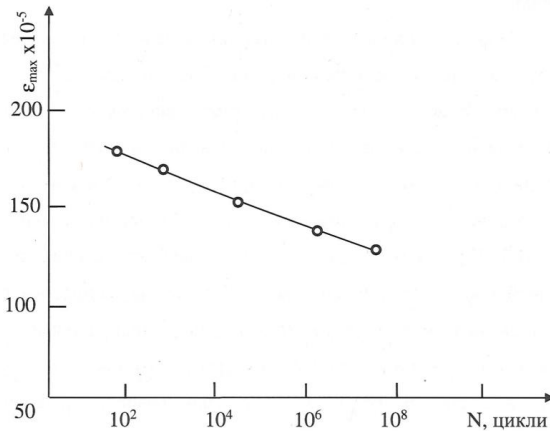


Рис. 3. Діаграма втомного руйнування композитної стрічки

Визначення деформацій в клесному з'єднанні «композит-бетон» при статичному навантаженні.

У результаті випробувань зразків статичним розтягуючим навантаженням отримано дані для аналізу та використання при проектуванні та підсиленні залізобетонних балок композитними стрічками. Зокрема випробування зразка серії П, де стрічка приклеєна до однієї площини на довжині $l=600$ мм, відбулось відривання стрічки з захищеним шаром бетону. При цьому величина деформацій у стрічці становила $\varepsilon_{\text{ср}} = 1,5 \cdot 10^{-3}$. Таким чином можна стверджувати, що така схема

приклеювання композитної стрічки до бетонного блоку не забезпечує надійного з'єднання та не може використати повністю міцнісні і деформативні властивості самої стрічки.

Тому наступним етапом було проведено додаткове армування приклеєної стрічки до блоку шляхом обгортання місця приклеювання полотном $W_{\text{гфр}}$ з трьох сторін, тобто виготовлення зразків серії ПП. Випробування зразків серії ПП здійснювали за викладеною вище методикою. Цифрові зображення отримані під час випробувань зразків серії ПП, обробляли використовуючи відповідне програмне забезпечення для ЦКЗ [3]. Цей метод дає можливість отримати розподіл деформацій по усій площі деформованої поверхні зразка для широкого діапазону вимірювань та оптимізувати геометричні розміри приклеювання, щоб забезпечити надійне з'єднання при статичних та циклічних навантаженнях. У результаті отримали розподіл деформацій у композитній стрічці ε_y^c по усій площі приклеювання (рис. 4) шарі клею ε_y^k (рис. 5) та залізобетонному блоці ε_x в напрямку осі OX (рис. 6), а також взаємне зміщення стрічки і блоку (рис. 7, 8), за яким можна оцінити НДС у з'єднанні.

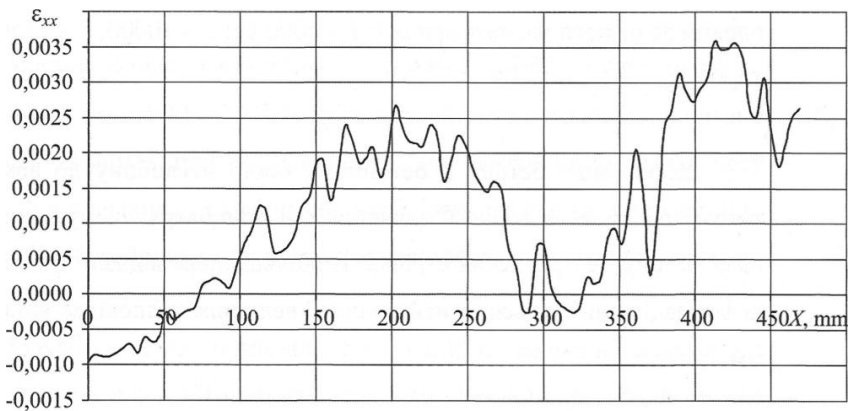


Рис. 4. Розподіл деформацій в композитній стрічці по її довжині.

Аналіз розподілу деформацій у композитній стрічці ε_y^c змінюється по довжині приклеювання до залізобетонного блоку. Максимальна деформація стрічки досягає 0,35% в момент критичного навантаження. Із зростанням довжини l від початку координат деформація знижується. На відстані $l=500$ мм деформація практично рівна 0, що означатиме надійність такого з'єднання за міцнісними і деформативними параметрами.

Деформація в шарі клею ε_y^k змінюється по довжині, а найбільше її значення знаходиться на відстані 50 мм від краю приклеювання (рис. 5). На відстані 400 мм деформація у клеєному шарі є незначною, що вказує на

те, що довжина приклеювання $l=600$ мм разом з анкеруванням забезпечує міцність з'єднання.

Деформація бетону в бетонному блоці в глибину до арматури також спадає. Найбільше її значення ϵ в приповерхневому захисному шарі бетону де приклеєна стрічка. Із збільшенням відстані x в глибину деформація знижується, а найменша її величина відповідає відстані 50 мм.

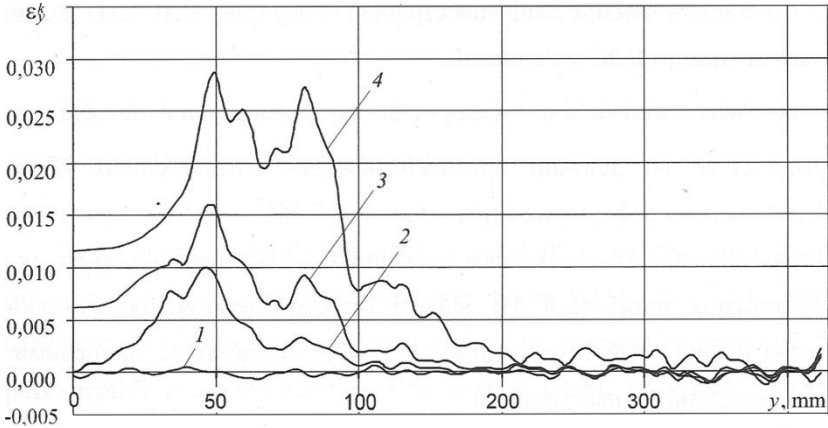


Рис. 5. Розподіл деформації на лінії склеювання стрічки із блоком за різного навантаження: 1 – 50 кН; 2 – 100 кН; 3 – 125 кН; 4 – 150 кН

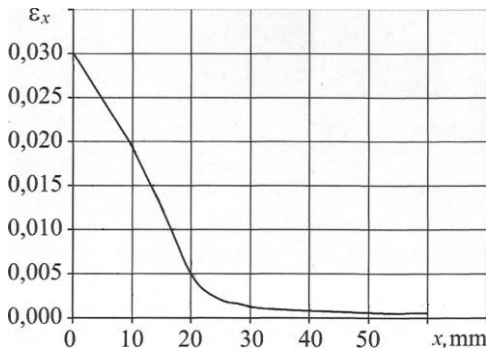


Рис. 6. Розподіл відносної деформації у бетонному блоці ϵ_x в напрямку X за критичного навантаження.

Взаємне зміщення композитної стрічки і залізобетонного блоку Δl показано на рис. 7 і 8. При реєстрації зміщення Δl встановлено наявність стрибків при навантаженні, що вказує на можливі несучільності у клеєному з'єднанні, що необхідно урахувати в процесі при нанесенні

рівномірного клею, а також забезпечити однакове по площі притискування.

Враховуючи, що розподіл деформацій та зміщень визначено з допомогою методу ЦКЗ на малій базі вимірювання переміщень можна визначити напруження у складових з'єднання, а також оцінити НДС.

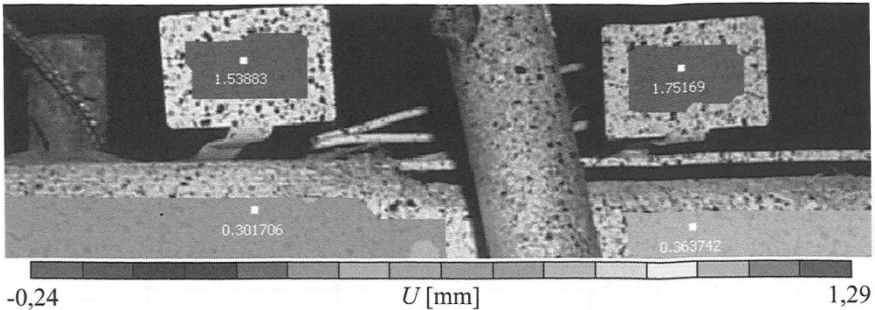


Рис. 7. Вимірювання переміщень стрічки відносно бетону методом ЦКЗ за переміщеннями пластинок-маркерів.

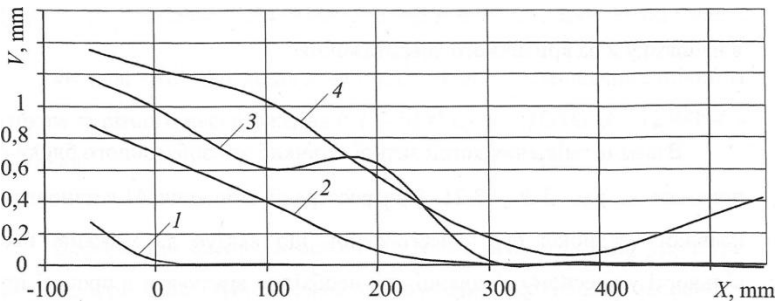


Рис. 8. Взаємне зміщення стрічки Δl відносно бетону, отримане методом ЦКЗ за переміщеннями пластинок-маркерів для різних навантажень зразка: 1 – 50 кН; 2 – 100 кН; 3 – 125 кН; 4 - 150 кН

Величину напружень можна встановити на основі побудованих дійсних діаграм руйнування усіх складових. За величиною деформації встановити напруження, що виникають у композитній стрічці, бетону та з'єднанні для встановлення отриманих розмірів з точки зору забезпечення їх рівномірності.

1. СЕВ-FIP Eurocode 2: Design of Concrete Structures/ Part 1: General Rules and Rules for Buildings. ENV 1992-1-1/ -Brussels: CEN, 1991. -253 p.p. **2.** Кваша В.Г. Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів. Автореф. дис...д.т.н./В.Г.Кваша –К., 2002, -93 с. **3.** Іваницький Я.Л., Мольков Ю.В.,

Кунь П.С., Ленковський Т.М., Войтович М. Визначення локальної деформації біля концентраторів напружень методом цифрової кореляції зображень / Фіз.-хім. механіка матеріалів, 2014. -№4. –С.6-10. **4.** Мельник І.В., Добрянський Р.З., Мурин А.Я. Міцність і деформативність залізобетонних балок, підсилених конструкційними композитами при різних умовах попереднього завантаження / Будівельні конструкції, том 2. –Вип.62. -К: НДІБК, 2005. –С.251-258.

ЗМІСТ

Банах А.В.	Дослідження впливу котловану довгобуду на напружено-деформований стан несучих конструкцій будівлі, що експлуатується.....	3
Петренко Ю.В.	Особливості влаштування фундаментів з буронабивних паль	13
Скорук Л.М., Подлюк Т.М.	Порівняння величини несучої здатності трубобетонних елементів за різними нормами.....	21
Білик А.С.	Розрахунок сталевих балок з урахуванням розвитку підвищених пластичних деформації	26
Масюк Г.Х., Ющук О.В.	Експериментальні дослідження впливу малоциклових повторних і знакозмінних навантажень на розвиток прогинів нерозрізних залізобетонних балок.....	34
Рищенко Т.Д., Нижник О.В., Івасенко В.В.	Сталезалізобетонний каркас для багатоярусної автомобільної стоянки.....	43
Азізов Т.Н., Сакр Ель Гадбан	Збірно-монолітні залізобетонні перекриття з балок порожнистого трикутного перерізу.....	49
Азізов Т.Н., Сакр Ель Гадбан	Розрахунок балок порожнистого трикутного перерізу з застосуванням адаптованої теорії складених стрижнів.....	57
Білик С.І., Тонкачєєв Г.М.	Видалення збірних плит перекриття в каркасних будівлях.....	67
Хохлін Д.О.	Оцінка динамічних характеристик будівель після впливу значних нерівномірних деформацій основи.....	73
Бідаков А.М., Распопов Є.А., Страшко Б.О.	Узловые соединения лвл бруса на клееных стрянях с металлической вставкой.....	80

Бова Я.О., Кашоїда О.О.	Вузлові з'єднання лвл брусу на клеєних стержнях з металевою вставкою.....	92
Михайловський Д.В., Матюшко Д.М.	Методика створення розрахункової схеми гнукклеєних рам за допомогою методу скінченних елементів.....	99
Усаковский С.Б.	Предварительная оценка надежности существующих конструкций по неполным данным.....	108
Чирва Т.Л., Чирва В.М., Савченко А.А., Романенко К.М.	Збільшення несучої здатності колон споруди плавального басейну шляхом улаштування монолітних обойм.....	113
Гайдайчук В.В., Кошевий О.О., Кошева І.С.	Оптимальне проектування ригелів при різній геометричній формі поперечного перерізу в програмному комплексі femap nastran.....	121
Михайловський Д.В., Мавдюк А.М.	Особливості розрахунку та застосування дерев'яно-бетонних композитних плит.....	135
Михайловський Д.В., Комар А.А.	Перехресно клеєдощаті панелі та методи їх розрахунку.....	146
Бабич С.М., Кочкар'ов Д.В., Філіпчук С.В.	Математична модель зчеплення арматури з високоміцним бетоном.....	154
Білик С.І., Білик А.С., Клюшниченко Т.О., Джанов Л.В.	Визначення коефіцієнта розрахункової довжини стержня шарнірно закріпленого в нижній частині.....	162
Гетун Г.В., Михальченко С.В., Товбич В.В., Кисіль О.В.	Особливості проектування споруд пенітенціарного призначення	170
Клімов Ю.А.	Експериментальні дослідження міцності згинальних елементів з композитною склопластиковою арматурою.....	179

Кріпак В.Д., Давиденко Р.П.	Оцінка стійкості каркасних будівель проти прогресуючого руйнування.....	185
Кріпак В.Д., Антонов Р.Э.	Монолітні плоскі перекриття з порожністими вкладишами.....	194
Корнієнко М.В., Ндінга М.Р.	Особливості конструктивних рішень малоповерхових будівель в Республіці Конго	202
Панченко О.В., Журавський О.Д.	Оцінка міцності закріплення і обґрунтування способу наклеювання та анкерування композитної стрічки на бетон.....	209

Наукове видання

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 2

Редактор О.Д.Журавський

Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації в Державному комітеті інформаційної політики України (серія КВ 22149-12049Р від 23 травня 2016 р.).

Комп'ютерне верстання В.М. Колякова
Підписано до друку 30.03.2018. Формат 60 x 84 ^{1/16}.
Ум. друк, арк.12,70. Обл.-вид. арк. 13,00.
Тираж 100 прим. Вид. № 38/1-15. Зам. № 12

КНУБА, Повітрофлотський проспект, 31, Київ, Україна, 03680

E-mail: red-isdat@knubaedu.ua

Надруковано в редакційно-видавничому відділі
Київського національного університету будівництва і архітектури
Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів Видавничої
справи ДК № 808 від 13.02.2002 р.