

УДК 624.012.35

С. В. Філіпчук*

д.т.н., професор, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4464-4620>

Кафедра промислового, цивільного будівництва ім. Є.М. Бабича

Національний університет водного господарства та природокористування, вул. Соборна, 11, Рівне, Україна, 33028

О. Л. Собіщанський

аспірант, ORCID: <https://orcid.org/0009-0006-2800-7927>

Кафедра промислового, цивільного будівництва ім. Є.М. Бабича

Національний університет водного господарства та природокористування, вул. Соборна, 11, Рівне, Україна, 33028

*автор-кореспондент, e-mail: s.v.filipchuk@nuwm.edu.ua

Напружено-деформований стан двошарнірних залізобетонних рам при повторних навантаженнях

Цитувати як:

Філіпчук, С. В., Собіщанський, О. Л. (2025). Напружено-деформований стан двошарнірних залізобетонних рам при повторних навантаженнях. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 24, 578-587. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14\(24\)-49](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14(24)-49)

© 2025, Філіпчук С. В., Собіщанський О. Л.

У статті наведено результати дослідження двошарнірних залізобетонних рам з штучним регулюванням зусиль при повторних навантаженнях. Представлено результати експериментальних досліджень напружено-деформованого стану П-подібних монолітних залізобетонних рам із затяжкою (штучним регулюванням зусиль) за умов малоциклового навантаження. Актуальність роботи зумовлена тим, що традиційні методи розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій недостатньо враховують зміну фізико-механічних властивостей матеріалів, розвиток тріциноутворення та перерозподіл внутрішніх зусиль під дією повторних навантажень. Для дослідження були виготовлені зразки рам у яких створювалося попереднє напруження в затяжці. Випробування виконували за схемою двошарнірної системи і піддавалися десятикратному повторному навантаженню до рівня $0,75 F_u$, після чого зразки рам довантажувалися до руйнування.

Отримані результати показують суттєвий вплив малоциклових навантажень на розвиток деформацій бетону й арматури, прогини та параметри тріциноутворення. Встановлено, що основна частина залишкових деформацій формується у перших п'яти циклах навантаження, після чого відбувається стабілізація напружено-деформованого стану. Проаналізовано утворення пластичних шарнірів у прольоті та вузлах рам, визначено граничні деформації, що передують руйнуванню. Порівняння двох типів рам засвідчило ефективність системи штучного регулювання зусиль: прогин ригеля двох шарнірної залізобетонної рами з штучним регулюванням зусиль на 16,1 % менший ніж в двох

шарнірній залізобетонній рамі без штучного регулювання зусиль при одноразовому навантаженні, і на 11,2 % при повторних навантаженнях.

Отримані дані підтверджують перспективність застосування рам із зтяжкою та необхідність урахування повторних навантажень у розрахункових моделях для підвищення точності прогнозування їх роботи в умовах експлуатації.

Ключові слова: Залізобетонна рама, напружено-деформований стан, штучне регулювання зусиль, повторні навантаження, бетон, арматура.

Вступ

Аналіз літературних джерел та постановка проблеми. У сучасній будівельній практиці під час проектування та зведення будівель і споруд широкого призначення активно застосовуються монолітні залізобетонні рами різних типів. Вони забезпечують надійність і довговічність експлуатації споруд навіть у складних кліматичних умовах. Крім того, технологія виготовлення таких конструкцій добре адаптована до сучасних методів індустріального будівництва, що сприяє скороченню термінів виконання робіт і зниженню собівартості.

Разом із тим, існуючі методики розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій не повною мірою враховують зміну фізико-механічних характеристик матеріалів у процесі експлуатації, розвиток тріщиноутворення, деформаційні процеси та еволюцію напружено-деформованого стану елементів рам. Недостатньо враховуються також особливості перерозподілу внутрішніх зусиль, що відбуваються під впливом повторних навантажень [1, 2].

Таким чином, актуальність використання залізобетонних рам із зтяжкою визначається їх високими техніко-економічними показниками, архітектурною універсальністю та відповідністю сучасним нормативним вимогам. Подальше вдосконалення методів розрахунку і технологій виготовлення таких систем сприятиме підвищенню ефективності будівництва та розвитку інноваційних конструктивних рішень у галузі цивільної інженерії.

Конструкція дослідних рам. Для дослідження П-подібних залізобетонних рам зі штучним регулюванням зусиль були виготовлені залізобетонні зразки рам, які мали розміри в осях: проліт $l = 2000$ мм, висота $h = 1100$ мм, поперечний переріз ригеля рами – 160×100 мм, поперечний переріз стійки рами 180×100 мм (рис.1).

Стойки рами армовано просторовим каркасом з симетрично розташованими чотирма стержнями $\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$. Ригель рами армовано просторовим каркасом: нижня арматура – 2 $\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$, верхня арматура – $\text{Ø}18\text{A}500\text{C}$ (заокруглений і заведений в стійку за нижню грань ригеля на 450 мм). Поперечна арматура в стійках і ригелі виконана у вигляді замкнених зварених рамок із стержнів $\text{Ø}6\text{Bp-I}$, встановлених в ригелі з кроком 60, а в стійці 70 та 50 мм в приопорній зоні. На торцях стійок

влаштовані закладні деталі із пластин $t = 5$ мм. Затяжка рами виконана з стержневої арматури $\text{Ø}18$ А400, на одному з кінців затяжки було влаштовано різьбу $\text{Ø}18$. Попереднє напруження в затяжці створювалося за допомогою динамометричного ключа.

При випробуванні призм міцність бетону в віці 28 діб складала: $f_c = 20,31$ МПа, граничні деформації $-\varepsilon_{cl} = 143,17 \times 10^{-5}$, початковий модуль пружності $E_c = 24,95 \times 10^3$ МПа. За результатами випробувань арматурних зразків діаметром 10 мм встановлені наступні характеристики: межа міцності $\sigma_u = 638$ МПа; межа текучості $\sigma_y = 509,6$ МПа; модуль пружності $E_s = 2,0 \times 10^5$ МПа; максимальні відносні деформації, які відповідають напруженням σ_y складають $\varepsilon_{s0} = 244,9 \times 10^{-5}$.

Випробовування рам виконували за схемою двошарнірної системи в спеціальній установці, завантажуючи ригель двома зосередженими силами на віддалі 75 см від осі стійок. Зусилля створювали гідравлічним домкратом, а силу вимірювали тарованим кільцевим динамометром (рис.2). Рами Р1-П та Р1-ПР піддавалися десятикратному повторному навантаженню до рівня $F_{cyc} \approx 0,75 F_u$, а на одинадцятому циклі вони довантажувалися до руйнування.

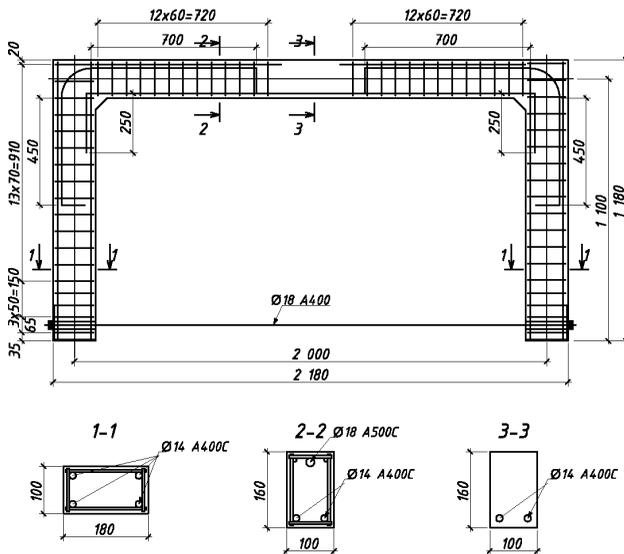


Рис. 1. Конструктивна схема дослідних рам

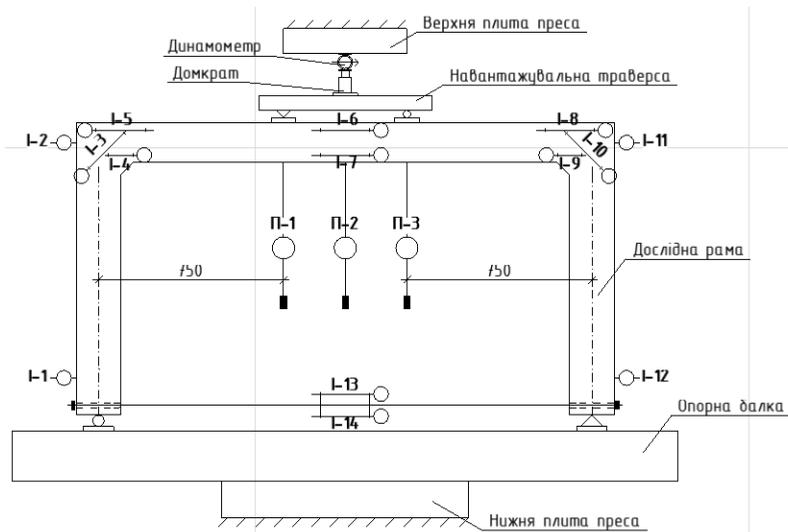


Рис.2. Схема випробування рам та розташування приладів (І – індикатори, П – прогиноміри)

Результати досліджень

Докладніше проаналізуємо роботу рами Р1-П. Повторні навантаження рам виявили особливості зміни напружено-деформованого стану перерізів їх елементів. На першому циклі повторних навантажень, при $F = 10$ кН, ширина розкриття тріщин становила: $w = 0,08$ мм – у вузлі рами, та $w = 0,04$ мм – у прольоті ригеля рами. При збільшенні навантаження на першому циклі до рівня $F = 22,5$ кН ширина розкриття тріщин зростає в прольоті ригеля рами – до $w = 0,18$ мм, а у вузлі рами – до $w = 0,28$ мм.

Вже на першому циклі практично відбувся перерозподіл зусиль, а на наступних циклах рама працювала більш пружно. При повторних навантаженнях спостерігалось збільшення деформації бетону і арматури до п'ятого циклу, після чого це збільшення припинялося. При $F = 22,5$ кН на першому циклі в середньому прольотному перерізі ригеля деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури досягли таких значень $\epsilon_{c,sp,cyc} = 81,06 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sp,cyc} = 227,44 \times 10^{-5}$. Після розвантаження залишкові деформації в бетоні і арматурі склали відповідно $\epsilon_{b,sp,res} = 22,58 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sp,res} = 73,06 \times 10^{-5}$. При цьому відповідні деформації у вузлових перерізах склали $\epsilon_{c,sup,cyc} = 36,13 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sup,cyc} = 84,42 \times 10^{-5}$. Більші залишкові деформації в арматурі пояснюються утворенням залишкової ширини розкриття тріщин.

Після другого циклу навантаження приріст залишкових деформацій значно зменшився, цей приріст не перевищував $\Delta\epsilon_{s,sp,res} = 2,61 \times 10^{-5}$ і $\Delta\epsilon_{c,sp,res} = 2,35 \times 10^{-5}$, а після п'ятого циклу практично припинився ($\Delta\epsilon_{s,sp,res} =$

$=1,3 \times 10^{-5}$ і $\Delta \varepsilon_{p,sp,res} = 0,81 \times 10^{-5}$), тобто відбулася стабілізація напружено-деформованого стану поперечного перерізу в прольоті ригеля. Аналогічно змінювались деформації бетону і арматури у вузлових нормальних перерізах ригеля по внутрішнім граням стійок. Так, максимальні значення приросту деформацій до п'ятого циклу складали $\Delta \varepsilon_{s,sup,res} = 2,94 \times 10^{-5}$ і $\Delta \varepsilon_{c,sup,res} = 1,02 \times 10^{-5}$ а після стабілізації відповідно $\Delta \varepsilon_{s,sup,res} = 1,43 \times 10^{-5}$ і $\Delta \varepsilon_{p,sup,res} = 0,95 \times 10^{-5}$.

Залишкові деформації збільшувалися зі збільшенням кількості циклів, і після шостого циклу вони практично досягли своїх максимальних значень, тобто відбулася їхня стабілізація. Протягом десяти циклів навантаження залишкові деформації в бетоні досягли $\varepsilon_{c,cyc,res} = 30,31 \times 10^{-5}$, але основна кількість залишкових деформацій проявилася на перших п'яти циклах. Так після першого циклу навантаження залишкові деформації склали 74,5% від максимальних після десятого циклу, а після п'ятого – 90%. Треба зазначити, що характер діаграми деформування бетону крайнього стиснутого волокна в прольоті ригеля такий же, як і характер деформування призми при центральному стисненні [4 - 6].

В розтягнутій арматурі прольоту ригеля залишкові деформації також проявилися на перших п'яти циклах. Так, після першого циклу вони склали 80,1% від максимальних після десятого циклу ($\varepsilon_{s,cyc,res} = 91,15 \times 10^{-5}$), а після п'ятого - 97,4%.

Треба зазначити, що на циклах навантаження поряд зі збільшенням залишкових деформацій в стиснутому бетоні спостеріглося і збільшення короточасних його деформацій, що виникали під час безпосереднього навантаження. Так, при $F_{cyc} = 22,5$ кН такі деформації на другому циклі в прольоті ригеля склали $\varepsilon_{c,el} = 84,63 \times 10^{-5}$, а на десятому – $\varepsilon_{c,el} = 93,70 \times 10^{-5}$, що свідчить про певне зменшення модуля пружнопластичності бетону.

На шостому – десятому циклах зміна деформацій в розтягнутій арматурі практично лінійно залежали від величини навантаження, що можна також пояснити стабілізацією процесів тріщиноутворення. З графіку на рис. 3 (перелом кривої 1) можна заключити, що перші тріщини в розтягнутій зоні ригеля виникли при $F = 10$ кН, а в подальшому відбувався їх незначний розвиток (залишкові деформації в арматурі від другого до десятого циклу зросли на $15,97 \times 10^{-5}$, або на 17,5% від максимальних повних деформацій на десятому циклі).

Дещо інший характер мали криві деформування бетону стиснутої зони. Після стабілізації його деформацій на п'ятому – шостому циклах навантаження, криві їхньої залежності і при навантаженні і при розвантаженні були обернені до осі деформацій (рис. 3). Це пояснюється розвитком процесу тріщиноутворення та розвитком пластичних деформацій в бетоні.

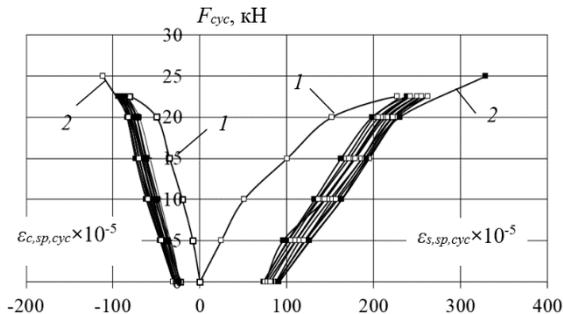


Рис. 3. Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в прольоті ригеля рами Р1-ІІ при повторних навантаженнях: 1 – на першому циклі; 2 – на одинадцятому циклі навантаження до руйнування

На одинадцятому циклі рама Р1-ІІ була довантажена до руйнування (криві 2 на рис. 3). Перевищення навантаження $F = 22,5$ кН спричинило виникнення нових пластичних деформацій в бетоні та розвиток тріщин. Залежність між деформаціями бетону та арматури від навантаження почала набувати криволінійного характеру. При навантаженні $F = 22,5$ кН пластичні шарніри виникли у вузлах ($\epsilon_{s,sup} = 262,5 \times 10^{-5}$; $\epsilon_{s,sup} = 288,8 \times 10^{-5}$; $\epsilon_{c,sp} = 158,0 \times 10^{-5}$). При $F = 25$ кН деформації арматури в прольоті ригеля досягли граничних значень ($\epsilon_{s,sp} = 268,53 \times 10^{-5}$), що свідчить про утворення в прольоті пластичного шарніру. внаслідок чого при $F_u = 25,75$ кН рама зруйнувалася. Прогин ригеля рами, перед руйнуванням, становив 17,21 мм, а ширина розкриття тріщин: у вузлі – 0,6 мм, а в прольоті – 0,28 мм.

Рама Р1-ІІР піддавалася короткочасним повторним малоцикловим навантаженням. Попередньо, так само як і в рамі Р1-КР, в затязці рами Р1-ІІР задавалося зусилля в 3 кН. На першому циклі дії навантаження перші тріщини з'явилися при $F_{cyc} = 7,5$ кН у вузлах рами. При $F_{cyc} = 22,5$ кН ширина нормальних тріщин в прольоті складала 0,1 мм, а у вузлах 0,16 мм, та 0,14 мм.

Вже на першому циклі практично відбувся перерозподіл зусиль, а на наступних циклах рама працювала більш пружно. При повторних навантаженнях спостерігалось збільшення деформацій бетону і арматури до п'ятого циклу, після чого це збільшення припинялося (рис.4). При $F = 22,5$ кН на першому циклі в середньому прольотному перерізі ригеля деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури досягли таких значень $\epsilon_{c,sp,cyc} = 61,25 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sp,cyc} = 194,38 \times 10^{-5}$ (рис.4). Після розвантаження залишкові деформації в бетоні і арматурі склали відповідно $\epsilon_{c,sp,res} = 14,12 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sp,res} = 33,47 \times 10^{-5}$. При цьому відповідні деформації у вузлових перерізах склали $\epsilon_{c,sup,cyc} = 116,51 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sup,cyc} = 172,01 \times 10^{-5}$. А залишкові деформації становили $\epsilon_{c,sp,res} = 26,70 \times 10^{-5}$ і $\epsilon_{s,sp,res} = 78,21 \times 10^{-5}$. Більші залишкові

деформації в арматурі пояснюються утворенням залишкової ширини розкриття тріщин.

Після другого циклу навантаження приріст залишкових деформацій в прольоті значно зменшився, цей приріст не перевищував $\Delta\epsilon_{s,sp,res} = 1,17 \times 10^{-5}$ і $\Delta\epsilon_{c,sp,res} = 1,09 \times 10^{-5}$, а після п'ятого циклу практично припинився ($\Delta\epsilon_{s,sp,res} = 0,52 \times 10^{-5}$ і $\Delta\epsilon_{c,sp,res} = 0,5 \times 10^{-5}$), тобто відбулася стабілізація напружено-деформованого стану поперечного перерізу в прольоті ригеля. Аналогічно змінювались деформації бетону і арматури у вузлових нормальних перерізах ригеля по внутрішнім граням стійок. Так, максимальні значення приросту деформацій до п'ятого циклу склали $\Delta\epsilon_{s,sup,res} = 9,38 \times 10^{-5}$ і $\Delta\epsilon_{p,sup,res} = 5,68 \times 10^{-5}$ а після стабілізації відповідно $\Delta\epsilon_{s,sup,res} = 1,00 \times 10^{-5}$ і $\Delta\epsilon_{p,sup,res} = 0,6 \times 10^{-5}$.

Залишкові деформації збільшувалися зі збільшенням кількості циклів, і після шостого циклу вони практично досягли своїх максимальних значень, тобто відбулася їхня стабілізація. Протягом десяти циклів навантаження залишкові деформації в ригелі досягли $\epsilon_{c,cyc,res} = 19,8 \times 10^{-5}$, але основна кількість залишкових деформацій проявилася на перших п'яти циклах. Так після першого циклу навантаження залишкові деформації склали 71,3% від максимальних після десятого циклу, а після п'ятого – 88,9%. Схожа ситуація і у вузлі рами: залишкові деформації у вузлі рами $\epsilon_{c,cyc,res} = 40,57 \times 10^{-5}$, після першого циклу навантаження залишкові деформації склали 65,8% від максимальних після десятого циклу, а після п'ятого – 94,6%.

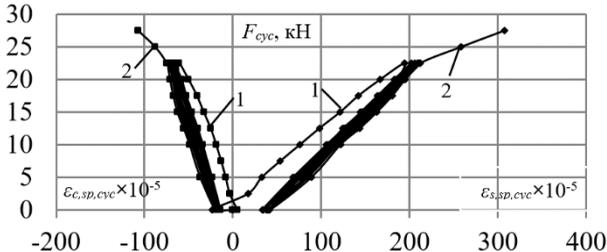


Рис. 4. Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в прольоті ригеля рами Р1-ПР при повторних навантаженнях: 1 – на першому циклі; 2 – на одинадцятому циклі навантаження до руйнування

На одинадцятому циклі рама Р1-ПР була довантажена до руйнування. Перевищення навантаження $F = 22,5$ кН спричинило виникнення нових пластичних деформацій в бетоні та розвиток тріщин. Залежність між деформаціями бетону та арматури від навантаження почала набувати криволінійного характеру. При навантаженні $F = 25,0$ кН пластичні шарніри виникли у вузлі та ригелі рами ($\epsilon_{s,sup} = 269,29 \times 10^{-5}$; $\epsilon_{s,sup} = 258,19 \times 10^{-5}$; $\epsilon_{c,sup} = 169,36 \times 10^{-5}$). При збільшенні навантаження утворився третій пластичний

шарнір, внаслідок чого при $F_u = 29,8$ кН рама зруйнувалася. Прогин ригеля рами з штучним регулюванням зусиль, перед руйнуванням, становив 15,28 мм, а ширина розкриття тріщин: у вузлі – 0,48 мм, а в прольоті – 0,24 мм.

Висновки

Малоциклові навантаження суттєво впливають на напружено регулюванням зусиль. Внаслідок їхньої дії збільшуються повні і залишкові деформації бетону і арматури, прогини та ширина розкриття тріщин в елементах рам. -деформований стан П-подібних залізобетонних рам з штучним

Повні деформації в бетоні і арматурі стабілізуються до шостого циклу навантаження.

Прогин ригеля двох шарнірної залізобетонної рами з штучним регулюванням зусиль на 16,1 % менший ніж в двох шарнірній залізобетонній рамі без штучного регулювання зусиль при одноразовому навантаженні, і на 11,2 % при повторних навантаженнях.

Конфлікти інтересів

Автори заявляють, що у них немає конфлікту інтересів щодо поточного дослідження, включаючи фінансовий, особистий, авторський чи будь-який інший, який міг би вплинути на дослідження, а також на результати, наведені в цьому документі.

Фінансування

Дослідження проводилося без фінансової підтримки.

Доступність даних

Усі дані доступні в цифровій або графічній формі в основному тексті статті.

Використання штучного інтелекту

Автори підтверджують, що при створенні поточної роботи вони не використовували технології штучного інтелекту.

References

1. DBN V.2.6–98:2009. Structures of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. - К.: Ministry of Regional Construction of Ukraine, 2011. - 71 p.
2. EN 1992. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2002. 230 p.
3. Filipchuk S.V., Sobishchanskyi O.L., Kovalchuk Y.T. Methodology for testing double-hinged reinforced concrete frames with artificial regulation of forces. Resource-saving materials, constructions, buildings and structures: coll. of science works Rivne: NUVHP, 2025. Issue 47. P. 425 – 430. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i47.51>

4. Filipchuk S. V. Operation of closed reinforced concrete frames under repeated low-cycle loads: Diss. Faculty of Sciences Poltava, 2009. 287 p.
5. Babich E. M. The effect of long-term and short-cycle loads on the mechanical properties of concrete and the operation of reinforced concrete elements: dissertation. ... Dr. technical Sciences: 05.23.01 / E. M. Babich. - Rivne, 1995. - 392 p.
6. Kyslyuk D.Y., Savenko V.I., Uzhehova O.A., Samchuk V.P., Ninichuk M.V. Features of the work of reinforced concrete arches with adjustment of effort under repeated loads // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific – Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2024. – Issue 113(2024). – P. 195 – 204.

Література

1. ДБН В.2.6–98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. EN 1992. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2002. 230 p.
3. Filipchuk S.V., Sobishchanskyi O.L., Kovalchuk Y.T. Methodology for testing double-hinged reinforced concrete frames with artificial regulation of forces. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2025. Вип. 47. С. 425 – 430. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i47.51>
4. Філіпчук С. В. Робота замкнутих залізобетонних рам при повторних малоциклових навантаженнях: дис. к-та наук. Полтава, 2009. 287 с.
5. Бабич Є. М. Вплив тривалих і малоциклових навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Є. М. Бабич. – Рівне, 1995. – 392 с.
6. Kyslyuk D.Y., Savenko V.I., Uzhehova O.A., Samchuk V.P., Ninichuk M.V. Features of the work of reinforced concrete arches with adjustment of effort under repeated loads // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific – Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2024. – Issue 113(2024). – P. 195 – 204.

| Відомості про статтю: | Article information: |
|---|-------------------------------------|
| Отримано 14.11.2025 | Received 14.11.2025 |
| Отримано у доопрацьованому вигляді 17.05.2025 | Received in revised form 17.05.2025 |
| Прийнято 25.11.2025 | Accepted 25.11.2025 |
| Опубліковано 25.12.2025 | Published 25.12.2025 |

S. V. Filipchuk*

D.Sc. in Engineering, Professor, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4464-4620>

Department of Industrial and Civil Engineering named after E.M. Babych

National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, Soborna St., 11, Rivne, Ukraine, 33028

O.L. Sobishchanskyi

Postgraduate, ORCID: <https://orcid.org/0009-0006-2800-7927>

Department of Industrial and Civil Engineering named after E.M. Babych

National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, Soborna St., 11, Rivne, Ukraine, 33028

*corresponding author, e-mail: s.v.filipchuk@nuwm.edu.ua

Stress-strain state of three-hinged reinforced concrete frames under repeated loading

How to Cite:

Filipchuk S.V., Sobishchanskyi O.L. (2025). Stress-strain state of double-hinged reinforced concrete frames under repeated loading. *Modern technologies and methods of calculations in construction*, 24, 578-587. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14\(24\)-49](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2025-14(24)-49)

Abstract. The article presents the results of the study of two-hinged reinforced concrete frames with artificial adjustment of forces under repeated loads. The results of experimental studies of the stress-strain state of U-shaped monolithic reinforced concrete frames with tightening (artificial adjustment of forces) under low-cycle load conditions are presented. The relevance of the work is due to the fact that traditional methods of calculating statically indeterminate reinforced concrete structures do not sufficiently take into account the change in the physical and mechanical properties of materials, the development of cracks and the redistribution of internal forces under the action of repeated loads. For the study, samples of frames were made in which pre-tensioning was created. The tests were performed according to the scheme of the two-hinged system and were subjected to tenfold repeated loading to the level of $0.75 F_u$, after which the frame samples were loaded to failure.

The obtained results show a significant influence of low-cycle loads on the development of deformations of concrete and reinforcement, deflections and parameters of crack formation. It was established that the main part of the residual deformations is formed in the first five load cycles, after which the stress-strain state stabilizes. The formation of plastic hinges in the span and nodes of the frames was analyzed, and the limit deformations preceding the failure were determined. A comparison of two types of frames proved the effectiveness of the artificial force adjustment system: the deflection of the bolt of a two-hinged reinforced concrete frame with artificial force adjustment is 16.1% less than that of a two-hinged reinforced concrete frame without artificial force adjustment under a single load, and by 11.2% under repeated loads.

Keywords: Reinforced concrete frame, stressed-deformed state, artificial adjustment of forces, repeated loads, concrete, reinforcement