Серія «Технічні науки»
Випуск 3(111) 2025 р.

ISSN 2306-5478

УДК 624.012.25

https://doi.org/10.31713/vt320258

Собіщанський О. Л. [1; ORCID ID: 0009-0006-2800-7927],
аспірант

[1]*Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне*

РОБОТА ДВОШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ З ШТУЧНИМ РЕГУЛЮВАННЯМ ЗУСИЛЬ ПРИ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

Наведені результати досліджень роботи двох шарнірних залізобетонних рам з штучним регулюванням зусиль при дії одноразового та повторного навантаження. Встановлено, що штучне регулювання зусиль, при дії одноразових та повторних навантажень, підвищує несучу здатність та зменшує прогини і ширину розкриття тріщин. Несуча здатність двох шарнірної залізобетонної рами з штучним регулюванням зусиль на 5,3% більша ніж в двох шарнірній залізобетонній рамі без штучного регулювання зусиль при одноразовому навантаженні, і на 20,3% при повторних навантаженнях.

Ключові слова: залізобетонна рама; штучне регулювання зусиль; напружено-деформований стан.

Вступ. Сучасне промислове та цивільне будівництво характеризується широким використанням залізобетонних конструкцій різної складності. При цьому одним з основних несучих елементів будівель і споруд є рамні конструкції. Залізобетонні рами широко використовуються в будівництві промислових, цивільних будівель та спеціальних споруд (мости, тунелі, пішохідні переходи, опорні системи нижніх поверхів громадських будівель тощо). Вони сприймають основні навантаження, які діють на будівлі і споруди, серед яких переважна більшість мають повторний характер [1]. Але не зважаючи на те, що залізобетонні рами мають широке застосування в практиці будівництва, досліджень роботи їх під навантаженням, а особливо з штучним регулюванням зусиль, виконано недостатньо. Відомі дослідження В.Х. Гленвіля і Ф.Д. Томаса, А.Є. Кузьмичова, А.П. Макаренка, А.С. Щепотьєва і В.С. Булгакова, дослідження, виконані під керівництвом А.Я. Барашикова. Аналізу роботи рам різних конструкцій присвячені роботи низки німецьких вчених. В їхніх роботах більш докладно аналізуються методи статичного розрахунку П-подібних і замкнутих рам та наведені деякі експериментальні дані. Із сучасних дослідників відомі дослідження, виконані на кафедрі промислового,

цивільного будівництва ім. Є.М. Бабича Національного університету водного господарства та природокористування, Ільчук Н.І, Філіпчука С.В.

Мета даного дослідження – порівняння роботи двох шарнірної залізобетонної рами з штучним регулюванням зусиль із роботою двох шарнірної залізобетонної рами без штучного регулювання зусиль, при дії одноразового та повторного навантаження.

Методика досліджень. Для дослідження роботи П-подібних залізобетонних рам з 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).

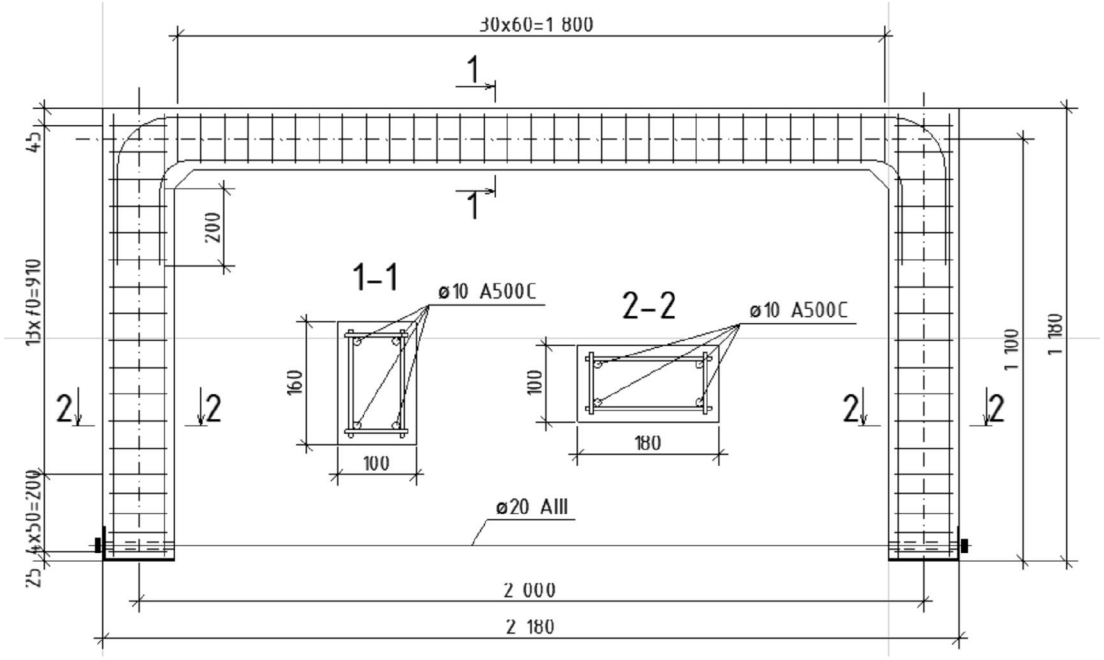

Рис. 1. Конструктивна схема дослідних рам

Ригелі і стійки армовано просторовими каркасами з симетрично розташованими чотирма стержнями Ø10А500С. Верхні стержні у вузлах ригеля заокруглені і заведені в стійки за нижню грань ригеля на 200 мм (двадцять діаметрів). Поперечна арматура в стійках і ригелі виконана у вигляді замкнених зварених рамок із стержнів Ø5Вр-I, встановлених в ригелі з кроком 60, а в стійці 70 та 50 мм в приопопній зоні. На торцях стійок влаштували закладні деталі із пластин *t* = 5 мм. Затяжка, для рами, виконана з стержневої арматури Ø20 А500, на одному з кінців затяжки було влаштовано

ISSN 2306-5478

різьбу Ø18. Попереднє напруження в затяжці створювалося за допомогою динамометричного ключа.

При випробуванні призм міцність бетону в віці 28 діб склала: f_c = 20,31 МПа, граничні деформації – ε_{cR} = 143,17×10^{-5}, модуль пружності E_c = 24,95×10^{-3} МПа. За результатами випробовувань чотитьох арматурних стержнів довжиною 40 см в розривній машині УИМ 50 встановлені такі характеристики: межа текучості σ_y = 509,55 МПа; межа міцності σ_u = 638,54 МПа; максимальні деформації, які відповідають σ_y, ε_{sR} = 244,92×10^{-5}, модуль пружності E_s = 20,81×10^{-4} МПа.

Випробовування рам виконували за схемою двохшарнірної 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-К та Р1-КР завантажувалася одноразово до руйнування, а рами Р1-П та Р1-ПР піддавалася повторному навантаженню. В рамах Р1-К та Р1-П не здійснювалося попереднє напруження затяжки, а в затяжці рам Р1-КР та Р1-ПР було попередньо створене зусилля в 3 кН. За результатами випробувань Р-1К та Р1-КР визначався рівень повторних навантажень для рам, що навантажувались повторно. Навантажування та розвантажування рам виконувалося ступенями, величина яких складала $\Delta F \approx 0{,}1\ Fu$. Рами Р1-П та Р1-ПР піддавалися десятикратному навантаженню до рівня $P_{cyc} \approx 0{,}725\ P_u$ (P_u – руйнівне навантаження), а на одинадцятому циклі вони довантажувалися до руйнування.

Результати дослідження рам

Рама Р1-К навантажувалася ступенево до руйнування. Перша нормальна тріщина виникла в прольоті при F = 10 кН. Зі збільшенням навантаження почали виникати тріщини і у вузлах рами. До навантаження F = 15 кН деформації в арматурі і бетоні збільшувалися практично лінійно (рис. 3). Після навантаження F = 15 кН в рамі РК-1 почав спостерігатися перерозподіл зусиль внаслідок тріщиноутворення та виникнення пластичних деформацій в бетоні. В подальшому перерозподіл зусиль в рамі спричинив утворення нових тріщин та виникнення пластичних деформацій в бетоні. При F = 20 кН ширина розкриття нормальних тріщин в прольоті склала 0,14 мм, а нормальних тріщин у вузлі відповідно 0,44 мм. За навантаження F = 25 кН утворилися тріщини в стійках рами.

Рис. 2. Загальний вигляд випробовування дослідних рам

При навантаженні F = 25 кН деформації арматури у лівому та правому вузлі перевищили граничне значення ($\varepsilon_{s,sup}$ = 287,67×10^{-5}, $\varepsilon_{s,sup}$ = 263,42×10^{-5}), тобто при цьому навантаженні утворилися пластичні шарніри у вузлах рами. Подальше збільшення навантаження призвело до перевищення деформацій арматури граничних значень ($\varepsilon_{s,sup}$ = 248,36×10^{-5}) в ригелі рами. В цьому перерізі утворився третій пластичний шарнір, що привело до руйнування рами вцілому (руйнівне зусилля для рами Р1-К – F_u = 29,4 кН). Прогин ригеля рами, перед руйнуванням, становив 11,67 мм, а ширина розкриття тріщин: у вузлі – 0,64 мм, а в прольоті – 0,2 мм.

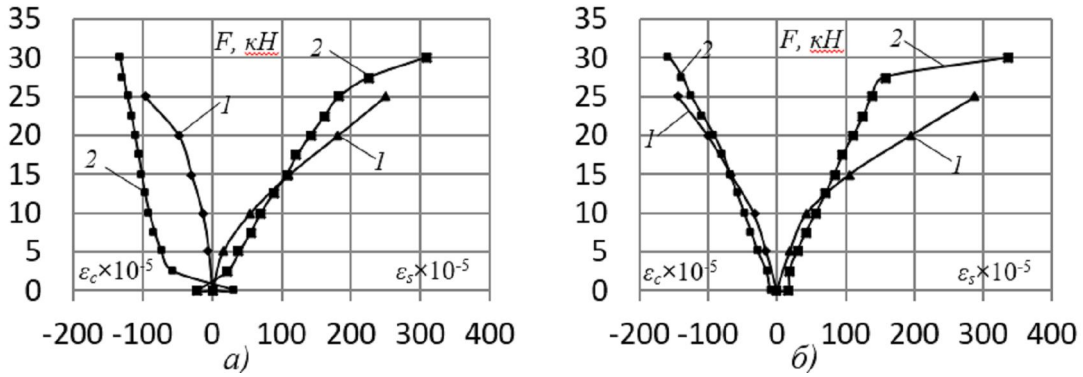

Рис. 3. Зміна деформацій в бетоні ε_c і арматурі ε_s у прольотних (*а*) і вузлових (*б*) перерізах ригеля рами Р1-К (*1*) та рами Р1-КР (*2*)

ISSN 2306-5478

Рама Р1-КР навантажувалася ступенево до руйнування. Перед завантаженням рами в затяжці попередньо задавалося зусилля в 3 кН. Перші тріщини виникла в лівому та правому вузлах при F = 7,5 кН шириною 0,04 мм – в лівому вузлі та 0,02 мм в правому вузлі. При F = 10 кН виникла тріщина в прольоті ригеля рами шириною 0,02 мм. До навантаження F = 12,5 кН деформації в арматурі і бетоні збільшувалися практично лінійно (рис. 3). При цьому деформації арматури в прольотному і вузлових перерізах ригеля майже збігалися: в прольотному перерізі $\varepsilon_{s,sp}$ = 88,14×10^{-5}; у вузловому $\varepsilon_{s,sup}$ = 70,88×10^{-5}. В бетоні при такому ж навантаженні деформації в прольоті були більшими, ніж у вузлах, і склали $\varepsilon_{c,sp}$= 96,14×10^{-5}, тоді як у вузлах вони були рівними $\varepsilon_{c,sup}$ = 56,47×10^{-5}.

Після навантаження F = 12,5 кН в рамі РКР-1 почав спостерігатися перерозподіл зусиль внаслідок тріщиноутворення та виникнення пластичних деформацій в бетоні. Ширина розкриття тріщин у вузлі становила 0,12 мм, а в прольоті – 0,06 мм. При навантаженні F = 30 кН в лівому вузлі утворився перший пластичний шарнір ($\varepsilon_{s,sp}$ = 335,87×10^{-5} > ε_{sR} = 244,92×10^{-5}) і після незначного збільшення навантаження утворилися пластичні шарніри у прольоті ригеля та у правому вузлі, що стало причиною руйнування рами при F_u = 31,05 кН. Одночасно з утворенням пластичних шарнірів відбулося сколювання бетону в стиснутій зоні лівого вузла, тобто деформації стиснутого бетону перевищили граничні значення.

Прогин ригеля рами з штучним регулюванням зусиль, перед руйнуванням, становив 9,79 мм, що на 16% менше прогину ригеля рами без штучного регулювання зусиль (рис. 4). Ширина розкриття тріщин, перед руйнуванням: у вузлі – 0,44 мм, а в прольоті – 0,16 мм.

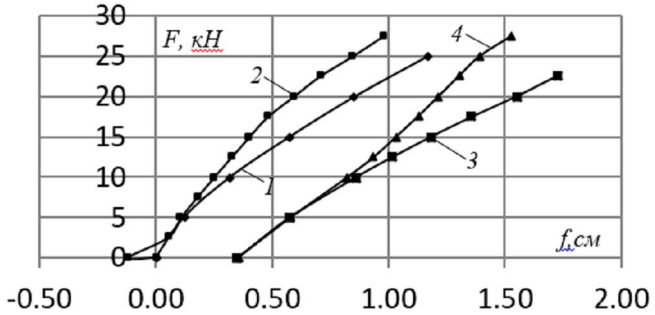

Рис. 4. Зміна прогинів ригеля рами: 1 – Р1-К; 2 – Р-1КР; 3 – Р1-П, на 11-му циклі; 4 – Р1-ПР на 11-му циклі

Рама РП-1 піддавалася короткочасним повторним навантаженням. На першому циклі повторних навантажень рами

характер роботи був ідентичний роботі рами при одноразовому навантаженні. Перша нормальна тріщина виникла в прольоті при F = 10 кН, і зі збільшенням навантаження почали виникати тріщини у вузлах рами. Проте при розвантаженні виникали значні залишкові деформації, як в бетоні так і в арматурі, що складали близько 76,3% від загальних залишкових деформацій. До шостого циклу спостерігалася стабілізація напружено-деформованого стану. Так, залишкові деформації склали близько 92,1%.

На одинадцятому циклі рама РП-1 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 збільшенні навантаження пластичні шарніри виникли у вузлах та ригелі рами, внаслідок чого при F_u= 23,75 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 РПР-1 піддавалася короткочасним повторним малоцикловим навантаженням. Попередньо, так само як і в рамі РКР-1, в затяжці рами РПР-1 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 склала 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. 5, рис. 6). При F = 22,5 кН на першому циклі в середньому прольотному перерізі ригеля деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури досягли таких значень $\varepsilon_{c,sp,cyc}$ = 61,25×10^{-5} і $\varepsilon_{s,sp,cyc}$ = 194,38×10^{-5} (рис. 5). Після розвантаження залишкові деформації в бетоні і арматурі склали відповідно $\varepsilon_{c,sp,res}$ = 14,12×10^{-5} і $\varepsilon_{s,sp,res}$ = 33,47×10^{-5}. При цьому відповідні деформації у вузлових перерізах склали $\varepsilon_{c,sup,cyc}$ = 116,51×10^{-5} і $\varepsilon_{s,sup,cyc}$ = 172,01×10^{-5} (рис. 6). А залишкові деформації становили $\varepsilon_{b,sp,res}$ = 26,70×10^{-5} і $\varepsilon_{s,sp,res}$ = 78,21×10^{-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

ISSN 2306-5478

перевищував $\Delta\varepsilon_{s,sp,res}$ = 1,17×10^{-5} і $\Delta\varepsilon_{b,sp,res}$=1,09×10^{-5}, а після п'ятого циклу практично припинився ($\Delta\varepsilon_{s,sp,res}$ = 0,52×10^{-5} і $\Delta\varepsilon_{b,sp,res}$ = 0,5×10^{-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 $\Delta\varepsilon_{s,sup,res}$=9,38×10^{-5} і $\Delta\varepsilon_{p,sup,res}$=5,68×10^{-5} а після стабілізації відповідно $\Delta\varepsilon_{s,sup,res}$=1,00×10^{-5} і $\Delta\varepsilon_{p,sup,res}$=0,6×10^{-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 $\varepsilon_{c,cyc,res}$ = 19,8×10^{-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 $\varepsilon_{c,cyc,res}$ = 40,57×10^{-5}, після першого циклу навантаження залишкові деформації склали 65,8% від максимальних після десятого циклу, а після п'ятого – 94,6%.

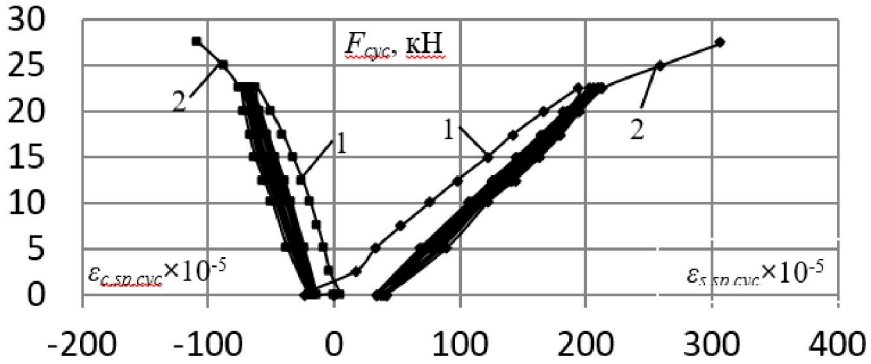

Рис. 5. Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в прольоті ригеля рами Р1-ПР при повторних навантаженнях: *1* – на першому циклі; *2* – на одинадцятому циклі навантаження до руйнування (між кривими *1* і *2* розташовані криві деформування на 2, 3, 5, 7 та 10-му циклах)

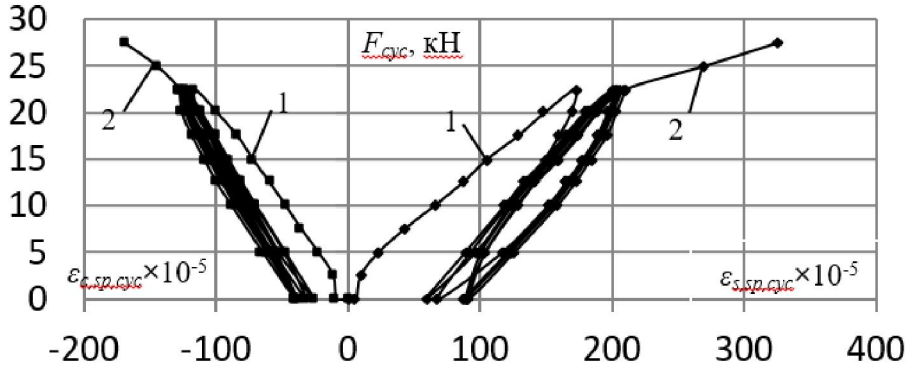

Рис. 6. Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону у вузлі рами РПР-1 при повторних навантаженнях: *1* – на першому циклі; *2* – на одинадцятому циклі навантаження до руйнування (між кривими *1* і *2* розташовані криві деформування на 2, 3, 5, 7 та 10-му циклах)

На одинадцятому циклі рама РПР-1 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 ($\varepsilon_{s,sup}$ = 269,29×10^{-5}; $\varepsilon_{s,sup}$ = 258,19×10^{-5}; $\varepsilon_{c,sup}$ = 169,36×10^{-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

1. Малоциклові навантаження суттєво впливають на напружено-деформований стан П-подібних залізобетонних рам з штучним регулюванням зусиль. Внаслідок їхньої дії збільшуються повні і залишкові деформації бетону і арматури, прогини та ширина розкриття тріщин в елементах рам. 2. 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. 3. Ширина розкриття тріщин у ригелі двох шарнірної залізобетонної рами з штучним регулюванням зусиль на 20% менша ніж в двох шарнірній залізобетонній рамі без

 ISSN 2306-5478

штучного регулювання зусиль при одноразовому навантаженні, і на 14,3% при повторних навантаженнях.

1. Бабич Є. М., Крусь Ю. О. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах мало циклових навантажень. Рівне : РДТУ, 1999. 119 с. **2.** Бабич Є. М., Мурашко Л. А., Ільчук Н. І. Перерозподіл зусиль та напружено-деформований стан залізобетонних рам при короткочасному навантаженні. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2004. Вип. 11. С. 123–133. **3.** Філіпчук С. В. Дослідження тріщиностійкості замкнутих залізобетонних рам при повторних навантаженнях. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2008. Вип. 17. **4.** Бабич Є. М., Філіпчук С. В., Ільчук Н. І. Особливості роботи статично невизначених залізобетонних рам. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»*. 2010. № 662.

REFERENCES:

1. Babych Ye. M., Krus Yu. O. Betonni ta zalizobetonni elementy v umovakh malo tsyklovykh navantazhen. Rivne : RDTU, 1999. 119 s. **2.** Babych Ye. M., Murashko L. A., Ilchuk N. I. Pererozpodil zusyl ta napruzheno-deformovanyi stan zalizobetonnykh ram pry korotkochasnomu navantazhenni. *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy* : zb. nauk. prats. Rivne : NUVHP, 2004. Vyp. 11. S. 123–133. **3.** Filipchuk S. V. Doslidzhennia trishchynostiikosti zamknutykh zalizobetonnykh ram pry povtornykh navantazhenniakh. *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy* : zb. nauk. prats. Rivne : NUVHP, 2008. Vyp. 17. **4.** Babych Ye. M., Filipchuk S. V., Ilchuk N. I. Osoblyvosti roboty statychno nevyznachenykh zalizobetonnykh ram. *Visnyk Natsionalnoho universytetu «Lvivska politekhnika»*. 2010. № 662.

Sobishchanskyi O. L. [1; ORCID ID: 0009-0006-2800-7927],
Post-graduate Student

[1]*National University of Water and Environmental Engineering, Rivne*

OPERATION OF DOUBLE-HINGED REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH ARTIFICIAL REGULATION OF STRESSES UNDER REPEATED LOADS

The results of research into the operation of two hinged reinforced concrete frames with artificial adjustment of forces under single and repeated loading are presented. Modern industrial and civil construction is characterized by the widespread use of reinforced concrete structures of varying complexity. Reinforced concrete frames are widely used in the construction of industrial, civil buildings and special structures (bridges, tunnels, pedestrian crossings, support systems of the lower floors of public buildings, etc.). They perceive the main loads acting on buildings and

structures, the vast majority of which are of a repeated nature. At the same time, one of the main load-bearing elements of buildings and structures is frame structures. Low-cycle loads significantly affect the stress-strain state of U-shaped reinforced concrete frames with artificial force regulation. To study the operation of U-shaped reinforced concrete frames with artificial adjustment of forces, reinforced concrete samples of frames were manufactured, which had the following dimensions in the axes: span l=2000 mm, height h=1100 mm, cross-section of the frame beam - 160×100 mm, cross-section of the frame strut 180×100 mm. The frames were tested using a two-hinged system in a special rig, loading the crossbar with two concentrated forces at a distance of 75 cm from the axis of the uprights. The forces were created by a hydraulic jack, and the force was measured by a calibrated ring dynamometer. As a result of their action, the total and residual deformations of concrete and reinforcement, deflections and the width of crack opening in the frame elements increase. The total deformations in concrete and reinforcement stabilize by the sixth load cycle. The bearing capacity of a two-hinged reinforced concrete frame with artificial force regulation is 5.3% greater than that of a two-hinged reinforced concrete frame without artificial force regulation under a single load, and 20.3% greater under repeated loads. The deflection of the crossbar of a two-hinged reinforced concrete frame with artificial force regulation is 16.1% less than in a two-hinged reinforced concrete frame without artificial force regulation under a single load, and 11.2% under repeated loads. The width of crack opening in the crossbar of a two-hinged reinforced concrete frame with artificial force regulation is 20% smaller than in a two-hinged reinforced concrete frame without artificial force regulation under a single load, and 14.3% smaller under repeated loads. The width of crack opening in the crossbar of a two-hinged reinforced concrete frame with artificial force regulation is 31.3% smaller than in a two-hinged reinforced concrete frame without artificial force regulation under a single load, and 20% smaller under repeated loads.

Keywords: reinforced concrete frame; artificial force regulation; stress-strain state.

Отримано: 17 червня 2025 року
Прорецензовано: 02 вересня 2025 року
Прийнято до друку: 25 вересня 2025 року