

**НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ П-ПОДІБНИХ РАМ, РОЗРАХОВАНИХ ЗА ПРУЖНОЮ СТАДІЄЮ РОБОТИ ТА СТАДІЄЮ З УРАХУВАННЯМ ПЕРЕРЕЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ**

**STRESS-DEFORMED STATE OF REINFORCED CONCRETE U-SHAPED FRAMES CALCULATED BY THE FLEXIBLE STAGE OF WORK AND BY THE MOMENT REDISTRIBUTION STAGE**

**Бабич В. Є, к. т. н., доцент. ORCID ID 0000-0003-2811-2423, Ковальчук Ю. Т., аспірант. ORCID ID: 0000-0002-7199-1978 (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)**

**Babych V. Ye., PhD, Ass. Prof. ORCID ID: 0000-0003-2811-2423, Kovalchuk Yu, T. Postgraduate student. ORCID ID 0000 0002 7199 1978 (National University of Water Management and Nature Resources Use. Rivne)**

Наведені результати поглиблених теоретичних досліджень напружено-деформованого стану поперечних перерізів залізобетонних П-подібних рам, розрахованих двома способами: рам як пружних систем та рам, в яких виконано перерозподіл зусиль. Результати досліджень підтвердили позитивні характеристики рам, які запроєктовані з урахуванням перерозподілу зусиль, до яких можна віднести вирівнювання напружено-деформованого стану перерізів елементів рам, спрощення армування їх вузлів, зменшення номенклатури робочої арматури, покращення технологічних процесів, економія робочої арматури. Підтверджено теоретично, що урахуванням перерозподілу зусиль не впливає негативно на експлуатаційні характеристики рам.

Reinforced concrete U-shaped frames are widely used in the construction of various buildings and structures. During new construction, they are planned to be used for protective structures of civil protection. Frames belong to statically indeterminate systems, the static calculation of which is currently performed as elastic systems. In real operating conditions, due to the manifestation of plastic properties of concrete and reinforcement, the determined forces can be redistributed between the normal sections of the frame elements and deviate from the values calculated for the frames as elastic systems. Normative documents recommend that statically uncertain reinforced concrete structures be calculated taking into account such a process.

The moment redistribution in statically indeterminate reinforced concrete structures has been studied for several decades, but there is no perfect method for calculating frames today. Regarding this, it is relevant to research the stress-

strain state of cross-sections of frame elements calculated by two methods and determining their advantages and disadvantages.

The article has the results of theoretical studies of the stress-strain state of a reinforced concrete U-frame with a span of 12 m and a height of 4 m, loaded by concentrated vertical forces in the span and at the crossbar nodes. The goal of the research was that the stress-strain state of the cross-sections of the crossbar in the middle of the span and at the connection nodes with the risers was determined using the deformation method. Bending moments in these cross-sections were previously determined according to the elastic stage of the frames with the redistribution of forces.

On the basis of the conducted research, the following conclusions were made: taking into account the possible redistribution of forces in the design of U-shaped reinforced concrete frames makes it possible to create a more uniform stress-strain state in the cross sections, which contributes to the simplification of the reinforcement of the frames, the reduction of the nomenclature of the carcass, the simplification of the manufacturing technology and the achievement of the costs of the working carcass by 12% or more; it was confirmed that the artificial redistribution of forces between sections in U-shaped reinforced concrete frames does not negatively affect the crack resistance and stiffness of their elements. In such frames, cracks are evenly distributed on the upper and lower surfaces of the crossbar, which also improves their aesthetic perception; for a final positive assessment of the calculation of reinforced concrete U-shaped frames, it is necessary to perform their experimental studies in parallel with identical frames calculated as elastic systems.

**Ключові слова:** Залізобетонні рами, розрахунок, перерозподіл зусиль, напружено-деформований стан, несуча здатність, тріщиностійкість, жорсткість, аналіз.

Reinforced concrete frames, calculation, redistribution of forces, stress-strain state, bearing capacity, crack resistance, stiffness, analysis.

**Вступ.** Інтенсивне збільшення обсягу зведення нових та реконструкції і відновлення будівель і споруд вимагає суттєвого розширення об'єму використання залізобетонних конструкцій, серед яких і П-подібні залізобетонні рами, які відносяться до статично невизначених конструкцій. Визначення зусиль в елементах таких рам, що виникають від дії зовнішніх навантажень, наразі в переважній більшості випадків виконують за методикою будівельної механіки, в якій рамна система розглядається як абсолютно пружна система. На цій же основі розроблені і комп'ютерні розрахункові комплекси.

В дійсності бетон і залізобетон не є пружними матеріалами. В залізобетонних конструкціях у міру збільшення навантаження відбувається

низка суттєвих змін, пов'язаних з розвитком пластичних деформацій в бетоні і арматурі, виникненням і розвитком тріщин, порушенням зчеплення арматури з бетоном тощо. Внаслідок цього фактичний напружено-деформований стан перерізів статично невизначених залізобетонних конструкцій як в умовах експлуатації, так і на межі несучої здатності може суттєво відрізнятись від стану, який визначається розрахунком пружної системи. Треба зазначити, що наразі розрахунки напружено-деформованого стану перерізів конструкцій виконується з використанням сучасної деформаційної методики.

Непружні деформації й утворення тріщин спричиняють перерозподіл зусиль, який обумовлює значний вплив на несучу здатність конструкцій, а також на їх жорсткість і тріщиностійкість. В зв'язку з цим нормативні документи рекомендують статичний розрахунок статично невизначених залізобетонні конструкції виконувати з урахуванням перерозподілу зусиль.

Наразі при проектуванні статично невизначених конструкцій з урахуванням перерозподілу зусиль основна увага надається стадії їх роботи близької до руйнування, тобто аналізується несуча здатність найбільш критичних поперечних перерізів і практично не аналізуються процеси в конструкціях, які відбуваються під час навантаження і можуть впливати на загальний напружено-деформований стан, в тому числі і на перерозподіл зусиль. В зв'язку з цим в даній статті наводиться докладний аналіз напружено-деформованого стану перерізів елементів П-подібних рам, які запроєктовані як пружні системи та з урахуванням перерозподілу зусиль на всьому діапазоні навантаження. Аналіз процесів, які відбуваються в рамах під час навантаження (тріщиноутворення, розкриття тріщин, кривизна) дозволить більш достовірно встановити переваги та недоліки проектування рам з урахуванням перерозподілу зусиль.

**Стан питання та мета досліджень.** Можливий перерозподіл зусиль в статично невизначених залізобетонних рамах привернув увагу вчених ще в середині минулого століття [1, 2]. Але в подальшому цьому питанню не надавалося належної уваги, оскільки в той час розрахунок перерізів залізобетонних конструкцій виконувався практично як в пружних системах. З поглибленням вивчення несучої здатності залізобетонних елементів з урахуванням пластичних властивостей матеріалів дослідження перерозподілу зусиль в статично невизначених залізобетонних конструкціях стало питанням актуальним.

В нашій країні перші експериментальні дослідження залізобетонних рам виконані під керівництвом професора Барашикова А. Я. [3]. Випробувалися зразки залізобетонних замкнутих рам прольотом 150 см та висотою 128 см. Поперечний переріз ригеля рам становив  $16,8 \times 12$  см, а стійок  $13,5 \times 12$  см. Армуння ригеля в прольоті і у вузлах було прийнято однаковим без розрахунків по 2б14 А-II, що передбачало можливість перерозподілу зусиль. Основною метою в роботі ставилося вивчення характеру роботи рам при різних режимах навантаження (одноразові короткочасні, тривалі постійні та

тривалі повторні). Можливий перерозподіл зусиль в елементах рами не аналізувався.

В роботі [4] наведені результати експериментальних досліджень роботи П-подібних двохшарнірних рам (8 зразків) та замкнутих залізобетонних рам (8 зразків). Двохшарнірні рами мали проліт 200 см і висоту в осях 65 см, а замкнуті рами відповідно 210 і 90 см. В усіх рамах ригелі мали висоту 16 см, а ширину – 10 см. З'єднання у вузлах виконувалися жорсткими, а у двохшарнірних рам опори влаштовувалися шарнірними.

Кубкова міцність бетону для виготовлення рам в середньому складала  $f_{cm, cube} = 25,5$  МПа. Армування дослідних зразків рам здійснювалося арматурою класу А500С. Площа поперечного перерізу арматури не розраховувалася, а проймалася конструктивно, при цьому в прольотах ригелів і у вузлах приймалося однакова площа арматури, передбачаючи можливість при навантаженні рам перерозподіл зусиль. Для армування ригелів двохшарнірних рам використовувалися арматурні стержні діаметром 14 мм, а замкнених рам – 12 мм.

Основною метою досліджень було встановлення впливу повторних навантажень на напружено-деформований стан перерізів елементів рам, зокрема на несучу здатність, тріщиностійкість, ширину розкриття тріщин та прогини ригелів. Рами завантажували на різні рівні повторних навантажень з різною кількістю циклів повторювання за спеціально розробленими режимами. Треба зазначити, що в монографії [4] не розглядаються ні теоретичний ні експериментальний аналіз роботи аналогічних зразків рам, якби вони були армовані, виходячи з їхнього розрахунку як пружних систем.

На основі виконаних експериментів автори [4] встановили вплив повторних навантажень на несучу здатність, тріщиностійкість та жорсткість двохшарнірних П-подібних та замкнених рам, на підставі чого удосконалили методику їх розрахунку за граничними станами двох груп. В роботі також відмічається, що перерозподіл зусиль в елементах рам може відбуватися завдяки утворенню пластичних шарнірів внаслідок пластичного деформування бетону стиснутої зони та поздовжньої арматури. Детального аналізу процесу перерозподілу зусиль в дослідних рамах та його особливості в монографії не розглядаються [4].

В роботі [5] автори в деякій мірі аналізують вплив перерозподілу зусиль на тріщиностійкість та жорсткість рам і роблять узагальнені висновки з цього питання, які потребують подальшої конкретизації.

Спираючись на наведене, в статті ставиться за мету: більш досконало дослідити в процесі навантаження зміну напружено-деформованого стану П-подібних залізобетонних рам, армування яких виконано з розрахунку їх як пружних систем та як систем, в яких ураховується можливий перерозподіл зусиль; за отриманими результатами досліджень встановити переваги і доцільність розрахунку рам з урахуванням перерозподілу зусиль. Вирішення цього питання на першому етапі можна досягти теоретичним шляхом

розрахунку конкретної залізобетонної рами як пружної системи та як системи, в якій враховується можливість перерозподілу зусиль. Розрахунки несучої здатності перерізів рами, тріщиностійкості, процеси розвитку тріщин та жорсткості з початку навантаження до їх граничних значень доцільно виконувати на основі сучасної деформаційної методики відповідно до ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» [6].

Конструктивні характеристики дослідної рами та її статичний розрахунок. Розглядається двохшарнірна П-подібна залізобетонна рама, в якій ригель жорстко з'єднаний у вузлі зі стойками, а стойки шарнірно обпираються на фундамент. Рама має проліт по осям стояків  $L = 12,0$  м, висоту в осях –  $H = 4,0$  м. Поперечний переріз ригеля прийнятий  $h_p \times b_p = 100 \times 40$  см, а стояків  $h_c \times b_c = 60 \times 40$  см. Для виготовлення рами використовується бетон класу C25/30 та робоча арматура класу A500С.

Прийнято, що рама знаходиться під дією вертикальних зосереджених розрахункових сил, дві з яких ( $P_{d1} = 280$  кН) прикладені в прольоті рами на відстані від опор, яка дорівнює  $l = 400$  см, та силами, які діють по осі стояків ( $P_{d2} = 140$  кН (рис. 1).

Статичний розрахунок рами як пружної системи виконано за допомогою ПК «Ліра». За розрахунком значення розрахункових згинальних моментів в перерізах ригеля «С» і «Д» виявилися рівними  $M_{Ed,e,C} = M_{Ed,e,D} = 701$  кН×м. В опорних (вузлових) перерізах «В» і «Е» відповідно  $M_{Ed,e,B} = M_{Ed,e,E} = 419$  кН×м (рис. 1,а). Відносно середнього значення моментів різниця між прольотними і вузловими моментами складає 50,4 %.

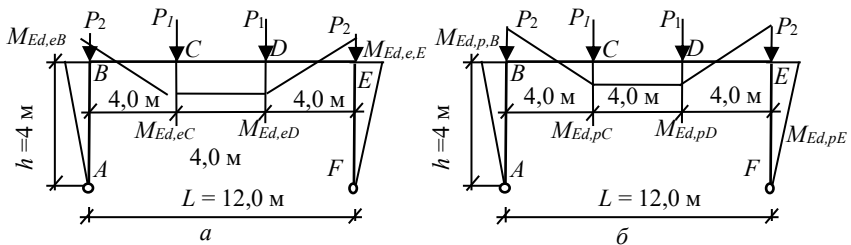


Рис. 1. Розрахункова схема рами та епюри згинальних моментів від дії зовнішнього розрахункового навантаження: а – за розрахунком рами за пружної системи, б – за розрахунком рами з урахуванням перерозподілу зусиль.

В дійсності значення згинальних моментів внаслідок проявлення непружних деформацій в бетоні і арматурі можуть бути інші, тобто може відбутися перерозподіл зусиль в перерізах рами. Врахувати такий перерозподіл зусиль можна шляхом вирівнювання значень моментів в перерізах, додержуючись основних положень будівельної механіки.

В роботі [7] наведена методика статичного розрахунку П-подібних залізобетонних рам з урахуванням перерозподілу зусиль, яка полягає в тому,

що по довжині ригеля додається прямокутна додаткова епюра моментів з таким значенням, щоб в прольоті і у вузлах згинальні моменти були однакові. В даному випадку значення додаткового моменту прийнято рівним  $\Delta M = -141 \text{ кН}\times\text{м}$  (момент спричиняє розтяг верхньої зони ригеля). Внаслідок використання додаткової епюри моментів їх значення в характерних перерізах рами виявилися рівними: в прольоті ригеля  $M_{Ed,p,C} = M_{Ed,p,D} = 560 \text{ кН}\times\text{м}$ ; у вузловому перерізі  $M_{Ed,p,B} = M_{Ed,p,E} = 560 \text{ кН}\times\text{м}$  (рис. 1,б). В позначеннях моментів літера «р» означає, що моменти визначені з урахуванням пластичних деформацій в матеріалах, а «e» - з розрахунку як пружної системи.

Треба зазначити, що такий перерозподіл моментів в ригелі викликає збільшення згинального моменту у верхньому перерізі стояків (колон).

Визначення розрахункової несучої здатності перерізів рами. Необхідна робоча арматура в розтягнутих зонах в перерізах ригеля визначена як для згинальних елементів за деформаційною методикою, в якій епюра напружень в стиснутій зоні перерізу має криволінійний характер, що відповідає дійсному напружено-деформованому стані елемента (рис. 2).

Прийнятий для виготовлення рами бетон класу C25/30 відповідно до [6] має такі механічні характеристики: розрахункова призмова міцність  $f_{cd} = 17 \text{ МПа}$ ; характеристична міцність на осьовий розтяг  $f_{ctk} = 1,8 \text{ МПа}$ ; розрахункове значення граничних деформацій стиску  $\varepsilon_{cl,cd} = 169 \times 10^{-5}$ ; характеристичне значення модуля пружно-пластичності  $E_{ck} = 29000 \text{ МПа}$ . Як поздовжня робоча прийнята арматура класу A500C з такими механічними характеристиками:  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ;  $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}$ ; граничні деформації арматури  $\varepsilon_{s,0} = f_{yk}/E_s = 500/2,1 \times 10^5 = 0,00238$ .

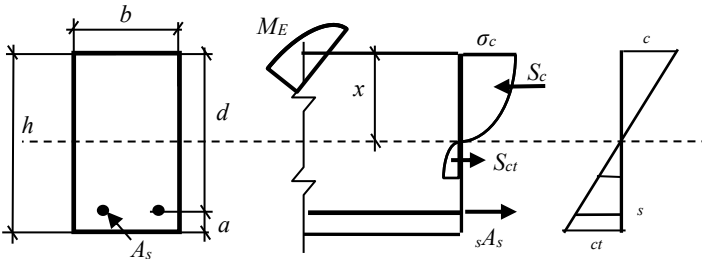


Рис. 2. Загальна схема напружено-деформованого стану перерізу елемента в процесі навантаження (вказані позначення для конкретних перерізів уточнюються шляхом введення індексів)

Для розрахунків необхідної площі перерізу робочої арматури та визначення несучої здатності характерних перерізів використана нелінійна деформаційна методика, сутність якої полягає в тому, що враховується приріст не зусиль, а деформацій у перерізі [6]. Відповідно до [6; 8] діаграма механічного стану бетону при стисканні прийнята у вигляді поліному п'ятого степеня.

На основі наведеного в роботі [9] удосконалена методика визначення напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів та їх несучої здатності, а також визначення площі робочої арматури. Система рівнянь рівноваги запропонована у такому вигляді:

$$\beta f_{cd} b x^2 + \sigma_s A_s (d - x) - M_E = 0, \quad (1)$$

$$\omega f_{cd} b x = \sigma_s A_s, \quad (2)$$

де  $\omega$  і  $\beta$  – коефіцієнти, які враховують нелінійну діаграму деформування бетону, залежать від класу бетону і рівня навантаження, приймаються по таблицям або обчислюються по формулам, наведеним у [8];

$x$  – висота стиснутої зони бетону (рис. 2), яка визначається методом поступових наближень для будь якого рівня навантаження елемента [8, 9].

Прирівнюючи в рівнянні (1) значення моменту  $M_E$  до значення моментів від зовнішнього навантаження  $M_{Ed,e}$  для кожного перерізу ригеля, методом послідовних наближень [8] визначена необхідна площа поперечного перерізу розтягнутої арматури: яка склала: при розрахунку рами як пружної системи в прольоті рами -  $A_{se,c} = 18,12 \text{ см}^2$ ; у вузлі рами -  $A_{se,B} = 10,51 \text{ см}^2$ ; при розрахунку рами з урахуванням перерозподілу зусиль в названих вище перерізах  $A_{sp} = 14,22 \text{ см}^2$ .

За сортаментом арматурних стержнів відповідно до значень отриманих площ прийнята така арматура: в рамі, розрахованій як пружна система, в прольоті - 3Ø28A500C ( $A_{se,c} = 18,47 \text{ см}^2$ ); у вузловому перерізі - 3Ø22A500C ( $A_{se,B} = 11,4 \text{ см}^2$ ); в перерізах рами, розрахованої з урахуванням перерозподілу зусиль, - 3Ø25A500C ( $A_{sp} = 14,73 \text{ см}^2$ ).

За прийнятою фактичною площею арматури в перерізах їхню розрахункову несучу здатність можна визначити за максимальним критерієм, для чого необхідно розрахувати діаграму «момент-кривизна» [6]. Використовуючи рівняння (1) і (2) та метод послідовних наближень [8, 9], виконані розрахунки основних параметрів напружено-деформованого стану нормальних перерізів в прольоті та вузлі ригеля рами, розрахованих як пружних систем, так і з урахуванням перерозподілу зусиль (табл. 1).

Виходячи зі статичного розрахунку рами стояки є стиснуто зігнутими елементами, які необхідно розраховувати як позацентрово стиснутими. Внаслідок перерозподілу зусиль в стояках у вузловому перерізі змінилося значення згинального моменту з  $M_{Ed,e} = 410 \text{ кН}\times\text{м}$  до  $M_{Ed,p} = 560 \text{ кН}\times\text{м}$ . Поздовжня стискаюча сила не змінилася і складає  $N_{Ed} = 420 \text{ кН}$ . В розрахунках спільна дія згинального моменту і поздовжньої стискаючої сили представляється як поздовжня сила, що діє з умовним ексцентриситетом відносно центра ваги поперечного перерізу стояків  $e_0 = M_{Ed} / N_{Ed}$ .

Таблиця 1

Напружено-деформований стан поперечного перерізу ригеля рами,  
розрахованої з урахуванням перерозподілу зусиль

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c,cd}$	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\varepsilon_s \times 10^5$	$x$ , м	$M_{Sd}$ , кН×м	$\chi \times 10^5 / \text{м}$
0,1	16,9	57,8	0,215	158,1	78,60
0,2	33,8	112,2	0,220	304,9	153,63
0,3	50,7	163,4	0,225	441,7	225,33
0,4	67,6	216,5	0,235	580,5	299,00
0,5	84,5	216,5	0,205	588,5	316,78
0,6	101,4	216,5	0,180	592,7	334,58
0,7	118,3	216,5	0,165	595,9	352,37
0,8	135,2	216,5	0,152	597,6	370,15
0,9	152,1	216,5	0,145	599,3	387,95
1,0	169,0	216,5	0,140	600,6	405,73
1,1	185,9	216,5	0,135	601,2	423,52
1,2	202,8	216,5	0,130	601,3	441,32
1,3	219,7	216,5	0,128	601,6	459,11
1,4	236,6	216,5	0,125	601,5	476,89
1,5	253,5	216,5	0,125	601,4	494,68

$\varepsilon_c$  і  $\varepsilon_s$  – відповідно відносна деформація крайньої фібри стиснутого бетону та розтягнутої арматури;  $x$  – висота стиснутої зони бетону;  $\chi$  – кривизна зігнутої осі ригеля;  $M_{Sd}$ , - згинальний момент в перерізі, який відповідає деформації бетону  $\varepsilon_c$

Аналіз геометричних характеристик поперечного перерізу стояків і величини ексцентриситетів засвідчують, що при розрахунку їх за несучою здатністю можна використати другу форму напружено-деформованого стану з застосуванням спрощеної діаграми механічного стану бетону [6; 8]. За таких припущень можна приймати рівномірний характер розподілу стискальних напружень в бетоні, але висота стиснутої зони бетону в розрахунку вводиться з коефіцієнтом 0,8. Визначення площі стиснутої і розтягнутої арматури виконується способом поступових наближень, оскільки невідомих більше ніж рівнянь рівноваги [8; 10].

В стиснуто-зігнутих елементах, в яких частина поперечного перерізу стиснута, а частина розтягнута, економне армування можна досягти тоді, коли максимально використовується в роботі стиснута зона бетону. В цьому випадку необхідно приймати максимально можливу висоту стиснутої зони бетону  $x$ , наприклад  $x = 0,5d$  ( $d$  – робоча висота перерізу, для поперечного перерізу стояків, що розглядаються, з урахуванням дворядного розташування арматури в розтягнутій зоні  $d = 54$  см). Зважаючи на це та виходячи з рівняння рівноваги перерізу за згинальними моментами відносно центра ваги розтягнутої арматури, площу поперечного перерізу стиснутої арматури можна знайти за формулою



$$A'_s = \frac{N_{Ed}e - 0,4f_{cd}bd^2}{f_{yd}z} = \frac{420000 \times 1240 - 0,4 \times 17 \times 400 \times 540^2}{435 \times 510} < 0.$$

В формулі крім зазначених вище використані такі значення:  $e = 1240$  мм – ексцентриситет прикладання зовнішнього стискаючого навантаження відносно центра ваги розтягнутої арматури;  $b = 400$  мм – ширина поперечного перерізу стояка;  $z = 510$  мм – віддаль між центрами ваги розтягнутої і стиснутої арматури.

Оскільки за розрахунком арматура в стиснутій зоні не вимагається, її площа за конструктивними вимогами повинна бути не меншою  $A'_s = 0,002bd = 0,002 \times 400 \times 540 = 432 \text{ мм}^2 = 4,32 \text{ см}^2$ . З сортаментом приймається 3Ø14A500C ( $A'_s = 4,62 \text{ см}^2$ ).

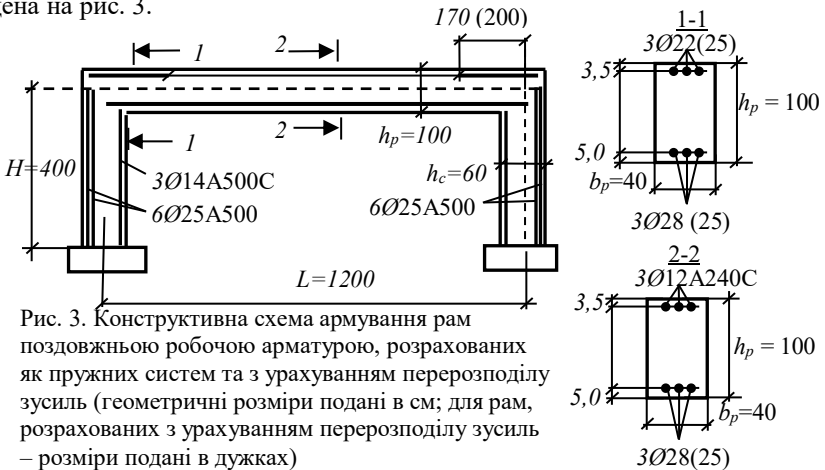
Площу розтягнутої арматури можна визначити із умови рівноваги перерізу за проєкціями поздовжніх сил на ось елемента за формулою

$$A_s = \frac{0,4f_{cd}bd - N_{Ed}}{f_{yd}} + A'_s = \frac{0,4 \times 17 \times 400 \times 540 - 420000}{435} + 462 =$$

$$= 2411 + 462 = 2873 \text{ мм}^2 = 28,73 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймається 6Ø25Ф500C ( $A_s = 29,45 \text{ см}^2$ ).

В рамі, розрахованій з урахуванням перерозподілу зусиль, порівняно з рамою, розрахованою за пружною стадією, дещо збільшується момент у верхньому перерізі стояків, але площу арматури можна розраховувати за цими ж формулами. В результаті розрахунків виявилось, що в стиснутій зоні стояків арматура також повинна встановлюватися конструктивно, а тому прийнята арматура в розтягнутій зоні забезпечує необхідну несучу здатність стояків і в цих рамах. Схема армування елементів рами поздовжньою арматурою наведена на рис. 3.



Відповідно до [10] вичерпання несучої здатності перерізів згинальних елементів можна визначити за допомогою екстремального критерія, який характеризується досягненням максимуму на діаграмі «момент – кривизна». З цією метою для перерізів ригеля «1-1» і «2-2» (див. рис. 3) визначені параметри діаграми «момент – кривизна» за деформаційною моделлю, використовуючи спосіб поступових наближень [8; 9]. За основні параметри в розрахунках прийняті згинальні моменти  $M_{Sd}$ , які може сприйняти переріз за розрахункових значень механічних характеристик матеріалів та відповідні їм значення кривизни зігнутої осі елемента  $\chi$  (табл. 2).

Як видно з таблиці 2, при армуванні ригеля за розрахунком рами як пружної системи несуча здатність перерізу «1-1» склала  $M_{Sd,e} = 472,1 \text{ kN}\times\text{м}$  при значенні  $\eta = 1,3$ , а перерізу «2-2» відповідно  $M_{Sd,e} = 743,7 \text{ kN}\times\text{м}$  при значенні  $\eta = 1,4$ .

В рамі, в якій армування запроєктовано з урахуванням перерозподілу зусиль, несуча здатність перерізів однакова, але у вузловій частині розтягнута верхня зона, а в середній частині – нижня. В цій рамі перерізи можуть сприйняти навантаження  $M_{Sd,e} = 601,6 \text{ kN}\times\text{м}$  при  $\eta = 1,3$ . Несуча здатність всіх перерізів забезпечена, оскільки в кожному перерізі згинальні моменти від зовнішнього навантаження виявилися меншими.

Треба зазначити, що максимальних значень моменти внутрішніх зусиль досягалися при практично однаковій деформації крайнього стиснутого волокна, які знаходилися в межах (1,3 – 1,4)  $\varepsilon_{cl,cd}$ , та практично однаковій кривизні зігнутої осі (табл. 2).

Розрахунки витрат робочої поздовжньої арматури класу А500С показали що врахування перерозподілу зусиль дозволило досягти її економії 12,5 %. Крім цього зменшилася номенклатура арматури та спростилася технологія виготовлення арматурних каркасів

Тріщиностійкість та жорсткість ригеля рами. За критерій тріщиноутворення відповідно до [6] прийнято досягнення деформаціями розтягу бетону граничних значень  $\varepsilon_{stu} = 2f_{ctm}/E_{ck} = 2\times 2,6/29000 = 0,000179$ . З урахуванням цього та за методикою [8] визначені моменти, за яких можуть утворитися перші тріщини в бетоні. Так в рамі розрахованій як пружна система в опорному перерізі «1-1» значення моменту склало  $M_{we} = 337,2 \text{ kN}\times\text{м}$ , а в прольотному перерізі «2-2» -  $M_{we} = 353,5 \text{ kN}\times\text{м}$ . В рамі, яка розрахована з урахуванням перерозподілу зусиль і в опорному перерізі і в прольотному момент тріщиноутворення склав  $M_{wp} = 345,0 \text{ kN}\times\text{м}$ . Всі розрахунки виконувалися за граничними станами другої групи.

Треба зазначити, що за розрахунками утворення тріщин в усіх рамах відбувається при досягненні деформаціями крайнього стиснутого волокна в межах  $\varepsilon_c = (0,18 - 0,21)\varepsilon_{cl,ck} \approx 0,185 \times 0,00176 = 0,000326$ . Якщо врахувати, що тріщини утворюються при досягненні в розтягнутому бетоні деформацій  $\varepsilon_{stu} = 0,000179$ , а робоча висота перерізу  $d = 0,95 \text{ м}$ , то кривизна зігнутої осі ригеля перед утворенням тріщин складе  $\eta = (0,000326 + 0,000179)/0,95 = 0,000532 \text{ 1/м}$ . При розрахунку напружено-деформованого стану поперечних перерізів в усіх

рамах як систем (наприклад табл. 1) кривизна виявилася рівною  $\eta = 0,000491$ . Оскільки між цими значеннями кривизни розбіжність складає тільки 5,7%, то можна вважати, що в усіх розглядуваних перерізах момент тріщиноутворення однаковий і не залежить від способу статичного розрахунку рам, тобто на зміну моменту тріщиноутворення перерозподіл зусиль в рамі не впливає.

Таблиця 2

Зміна несучої здатності  $M_{sd}$  та кривизни  $\chi$  поперечних перерізів ригеля рам залежно від величини деформацій крайнього стиснутого волокна бетону

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,cd}$	Спосіб розрахунку рам							
	За умови пружної роботи рами				З урахуванням перерозподілу зусиль			
	Переріз ригеля «1 – 1»		Переріз ригеля «2 – 2»		Переріз ригеля «1 – 1»		Переріз ригеля «2 – 2»	
	$M_{sd,e}$	$\chi_e \times 10^5$	$M_{sd,e}$	$\chi_e \times 10^5$	$M_{sd,p}$	$\chi_p \times 10^5$	$M_{sd,p}$	$\chi_p \times 10^5$
0,1	143,9	88,9	174,5	79,9	158,1	78,6	158,1	78,6
0,2	277,3	173,3	336,9	140,8	304,9	153,6	304,9	153,6
0,3	452,2	281,2	478,5	202,8	441,7	225,3	441,7	225,3
0,4	459,8	299,0	616,5	265,0	580,5	299,0	580,5	299,0
0,5	464,4	316,8	721,6	316,7	588,5	316,7	588,5	316,7
0,6	466,7	334,5	729,2	334,5	592,7	334,5	592,7	334,5
0,7	468,9	352,3	735,2	352,3	595,9	352,3	595,9	352,3
0,8	469,9	370,1	738,1	370,1	597,6	370,1	597,6	370,1
0,9	471,0	387,9	739,4	387,9	599,3	387,9	599,3	387,9
1,0	471,4	405,7	741,1	405,7	600,6	405,7	600,6	405,7
1,1	471,8	423,5	742,9	423,5	601,2	423,5	601,2	423,5
1,2	471,8	441,3	743,2	441,1	601,3	441,3	601,3	441,3
1,3	472,1	459,1	743,3	459,1	601,6	459,1	601,6	459,1
1,4	472,0	476,9	743,7	476,9	601,5	476,8	601,5	476,8
1,5	471,8	494,6	743,5	494,6	601,4	494,6	601,4	494,6

Примітка. 1. Розташування перерізів ригеля наведені на рис.3.  
2. Розміри згинальних моментів  $M_{sd}$  наведені в кН×м.

Ширина розкриття тріщин знайдена розрахунком перерізів за граничними станами другої групи при дії максимальних характеристичних значень згинальних моментів і виявилася в межах 0,33 – 0,35 мм не залежно від методу статичного розрахунку рам. Таким чином перерозподіл зусиль в П-подібних рамах також не впливає на ширину розкриття тріщин в розтягнутих зонах бетону.

Відомо, що перерозподіл зусиль залежить від деформативних властивостей критичних перерізів та прилеглих ділянок. Деформативні властивості перерізу можуть визначатися його робочою діаграмою, яка може бути прийнята у вигляді залежності між згинальним моментом  $M_S$  та кривизною лінії згинання  $\chi$  [2]. За деформаційною методикою виконані визначення

згинальних моментів та кривизни лінії згину залежно від поступового збільшення деформацій крайнього стиснутого волокна бетону та побудований графік механічного стану характерних перерізів (рис. 4). Розрахунки параметрів виконані за механічними характеристиками матеріалів для граничних станів другої групи.

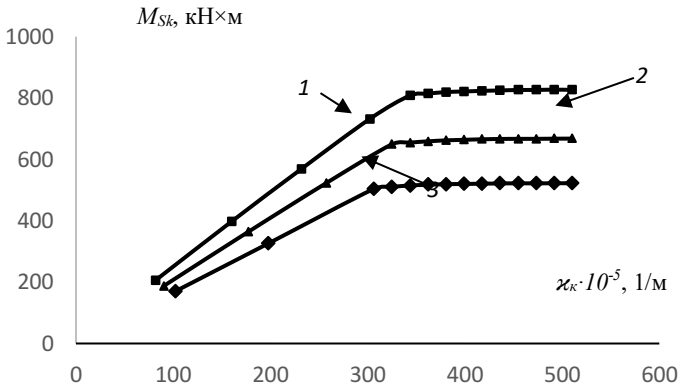


Рис. 4. Залежність між згинальними моментами  $M_{Sk}$  і кривизною зігнутої осі ригеля в рамі  $\kappa_{\kappa}$ , розрахованої за пружною стадією роботи: 1 – в прольотному перерізі «2-2», 3 – в опорному перерізі «1-1»; 2 – в перерізах «1-1» і «2-2» в рамі, розрахованій з урахуванням перерозподілу зусиль (перерізи подані на рис. 3).

Як видно з рис. 4, графіки можна розглядати як дволінійні, при цьому зміни кута нахилу ліній залежать від величини деформацій крайньої фібри стиснутого бетону. Так для діаграми 1 зміна кута нахилу прямих відбулося при значенні  $\varepsilon_c = 0,5$   $\varepsilon_{cl,ck}$  ( $\eta_{\kappa} = 0,5$ ), для діаграм 2 і 3 відповідно при  $\eta_{\kappa} = 0,4$  та  $\eta_{\kappa} = 0,3$ . З огляду на ці значення можна утверджувати, що довжини першої (похилої) ділянки механічного стану перерізу « $M_{Sk}$  -  $\kappa_{\kappa}$ » пропорційна деформаціям стиснутого волокна бетону ( $\eta_{\kappa}$ ).

Максимальні характеристичні значення згинальних моментів в усіх характерних перерізах ригеля виявилися при значеннях деформацій стиснутого бетону, рівного  $\varepsilon_c = 1,3$   $\varepsilon_{cl,ck}$ , і склали: в перерізах «1-1» і «2-2» в рамі, розрахованій за пружною стадією работ, відповідно 522,3 і 877,4 кН×м, а в обох перерізах рами, розрахованої з урахуванням перерозподілу зусиль, - 667,4 кН×м. В усіх характерних перерізах рам цим максимальним можливим згинальним моментам відповідає однакова кривизна зігнутої осі, рівна  $\kappa_{\kappa} = 494,4 \times 10^{-5}$ . Це свідчить, що спосіб статичного розрахунку рам не впливає на жорсткість ригеля.

**Висновки.** 1. Урахування в проєктуванні П-подібних залізобетонних рам можливого перерозподілу зусиль дає можливість створити в поперечних перерізах більш однорідний напружено-деформований стан, що сприяє спрощенню армування рам, зменшенню номенклатури арматури, спростити технологію виготовлення та досягти витрат робочої арматури на 12 % і більше.

2. Поглиблені теоретичні дослідження підтвердили, що штучний перерозподіл зусиль між перерізами в П- подібних залізобетонних рамах не впливає негативно на тріщиностійкість і жорсткість їх елементів. В таких рамах тріщини рівномірно розподілені по верхній і нижній поверхнях ригеля, що покращує також їх естетичне сприйняття.

3. Для остаточної позитивної оцінки розрахунку залізобетонних П-подібних рам необхідно виконати їх експериментальні дослідження паралельно з ідентичними рамами, розрахованих як пружних систем.

1. Glanville W. N., Tomas F. J. The redistribution of moments in reinforced concrete beams and frames. Institution of Civil Engineers. London. 1936.

2. Тихий М., Ракошник Й. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий. М., Стройиздат. 1976. 198 с. (*Переклад з чеського*)

Tykhyy M., Rakosnik J. Raschet zhelezobetonnykh ramnykh konstruktsiy v plasticheskoi stadii. Pereraspredelenie usily. M., Stroizdat. 1976. 198 p. (*Czech translation*)

3. Барашков А. Я., Мурашко Л. А., Реминец Г. М. Исследование деформативности железобетонных рам. «Будівельник». Киев. 1974. 87 с.

Barashkov A. Y., Murashko L. A., Reminets H. M. Isledovanie deformativnosti zhelezobetonnykh ram. «Budivelnik». Kyiv. 1974. 87 p.

4. Бабич Є. М., Філіпчук С. В., Ільчук Н. І. Робота і розрахунок залізобетонних рам при дії повторних навантажень. НУВГП. Рівне. 2012. 176 с.

Babych Y. M., Filipchuk S. V., Ilchuk N. I. Robota i rozrahunok zalizobetonnykh ram pri diyi povtornykh navantazhen. NWM. Rivne. 2012. 176 p

5. Бабич Є. М., Ковальчук Ю. Т. Вплив перерозподілу зусиль в залізобетонних рамах на тріщиностійкість і жорсткість ригеля. / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. Рівне. «Волинські береги». 2022. Випуск 42. С. 86 – 98.

Babych Y. M., Kovalchuk Y. T. Vpliv pererozpodilu zusil v zalizobetonnykh ramach na trishchinostiykist i zhorstkist rigelia. / Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy: zbirnik naukovykh prac. Rivne. «Volunski oberegi». 2022. Vipusk 42. S. 86 – 98.

6. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009. Київ. Мінрегіонбуд України. 2011. С.71.

Betonni ta zalizobetonnykh konstruktsiy. Osnovni polozhenia. DBN V.2.6-98:2009. Kyiv. Minenergobud Ukraini. 2011. S.71.

7. Ковальчук Ю. Т. Особливості розрахунку П-подібних залізобетонних рам з урахуванням перерозподілу зусиль / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. Рівне. «Волинські береги». 2022. Випуск 41. С. 144 – 152.

Kovalchuk Y. T. Osoblivosti rozrahunku P-podibnykh zalizobetonnykh ram z urahuvaniem pererozpodilu zusil / Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy: zbirnik naukovykh prac. Rivne. «Volunski oberehi». 2022. Vipusk 41. S. 144 – 152.

8. Бамбура А. М., Сазонова І. Р., Дорогова О. В., Войцеховський О. В. Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник. «Майстер книг». Київ. 2018. 240 с.

Bamura A. M., Sazonova I. R., Dorogova O. V., Voichovski O. V. Proektuvania zalizobetonnykh konstruktsiy. Posibnik. «Mayster knih». Kyiv. 2018. 240 p.

9. Бабич Є. М., Бабич В. Є. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок. Навчальний посібник. Рівне. НУВГП. 2017. 191 с.

Babych Y. M., Babych V. Y. Rozrahunok i konstuyuvania zalizobetonnykh balok. Navchalnyi posibnik. Rivne. NUWM. 2017. 191 p.

10. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Київ. Мінрегіонбуд України. 2011. С. 118.

Betonni ta zalizobetonni konstuktsiyi z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvania. DSTU B V.2.6-156:2010. Kyiv. Minenergobud Ukraini. 2011. S. 118.