

**ВПЛИВ ПЕРЕРЕЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМАХ НА ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ І ЖОРСТКІСТЬ РИГЕЛЯ**

**THE INFLUENCE OF STRESS REDISTRIBUTION IN REINFORCED CONCRETE FRAMES ON CRACK RESISTANCE AND STIFFNESS OF THE BEAM**

**Бабич Є. М., д. т. н., професор, ORCID 0000-0003-1746-9991,  
Ковальчук Ю. Т., аспірант, ORCID 0000-0002-719-1978. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)**

**Babych Y. M., Dr., Professor, ORCID 0000-0003-1746-9991,  
Kovalchuk Y, T., PG student, ORCID 0000 0002 7199 1978 (National University of Water Management and Nature Resources Use. Rivne)**

**Наведена методика розрахунку П-подібних залізобетонних рам з урахуванням перерозподілу зусиль та визначення моментів тріщиноутворення і кривизни зігнутої осі ригеля. Виконано порівняння параметрів тріщиностійкості і жорсткості ригеля в рамах, які розраховані як пружні системи та з урахуванням пружно-пластичних деформацій бетону і арматури. Суттєвої різниці в значеннях цих параметрів не встановлено. Доведено, що в рамах, розрахованих з урахуванням перерозподілу зусиль, по довжині ригель більш однорідний щодо тріщиностійкості і жорсткості, ніж при розрахунку рам за пружною стадією, що є позитивним фактором.**

**Taking into account the redistribution of forces in the calculations of statically indeterminate reinforced concrete structures makes it possible to more reliably assess their bearing capacity, stiffness and crack resistance, as well as to obtain a production and economic effect. At the same time, the determination of the internal forces in the structural elements, taking into account their redistribution, is based on the calculation of the bearing capacity according to the limit states of the first group. The calculation of the crack resistance and stiffness of the frame elements in accordance with the normative documents is performed according to the limit states of the second group, that is, under the action of loads with a characteristic value. But nowadays, the literature does not cover the method of determining the level of redistribution of efforts under the action of characteristic loads.**

**In the article, on the example of a specific U-shaped frame, the issues of redistribution of forces in it and the method of determining the moment of crack formation and the width of crack opening, as well as the curvature of the bent axis of the bolt are considered, and their values are compared for**

cases when the frames are calculated as elastic systems and taking into account the redistribution of forces . The calculations proved that no significant difference in the values of these parameters was established, since the criteria of limit states in the deformation technique are the same in all cases.

It has been proven that in frames calculated taking into account the redistribution of forces, along the length of the bolt, the stress-strain state of the cross-sections is more uniform in terms of crack resistance and stiffness than when calculating the frames according to the elastic stage, which is a positive factor.

The above shows that changes in the crack resistance and stiffness of the bolt cannot be an obstacle to the use of the calculation of frames taking into account the redistribution of forces, which has many advantages compared to the calculation of frames as elastic systems.

**Ключові слова:**

Reinforced concrete U-shaped frame, redistribution of forces, stiffness, crack resistance, calculation method.

**Вступ.** Основні положення проектування залізобетонних конструкцій [1] у випадках, коли вони є статично невизначеними, вказується на необхідність враховувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону і арматури та процесів тріщиноутворення. При цьому розрахунок несучої здатності елементів при дії згинальних моментів і поздовжніх сил передбачається виконувати з використанням деформаційного методу. Врахування перерозподілу зусиль в розрахунках статично невизначених залізобетонних конструкцій дає можливість більш достовірно оцінити їх несучу здатність, жорсткість та тріщиностійкість, а також для отримання виробничого та економічного ефекту.

Треба зазначити, що в технічній літературі розроблені методики розрахунку П-подібних залізобетонних рам з урахуванням перерозподілу зусиль, розглядаючи перерозподіл внутрішніх зусиль і деформацій в їх перерізах в стадії роботи безпосередньо або близько до граничного стану при дії розрахункових значень навантажень. Тобто, в основу визначення внутрішніх зусиль в елементах конструкції з урахуванням їх перерозподілу покладено розрахунок несучої здатності за граничними станами першої групи.

Розрахунок тріщиностійкості і жорсткості елементів рами відповідно до [1] виконується за граничними станами другої групи, тобто при дії навантажень з характеристичними значеннями. Але на сьогодні в літературі не висвітлена методика визначення рівня перерозподілу зусиль при дії характеристичних навантажень, а також як оцінити жорсткість, момент утворення тріщин та їх величину розкриття в стадії експлуатації, тобто

оцінити розрахунком відповідність цих процесів розрахункам конструкцій за граничними станами другої групи.

На підставі наведеного можна утверджувати, що встановлення впливу перерозподілу зусиль в статично невизначених залізобетонних конструкціях на їх жорсткість і тріщиностійкість є актуальною задачею. В даній статті ці питання розглянуті на прикладі ригеля П-подібної залізобетонної рами.

**Стан питання та задачі дослідження.** Перерозподіл зусиль в залізобетонних рамах було помічено багаторіч тому [2], але питання досконалого його вивчення і необхідності застосовувати в розрахунках не розглядалося, тому що розрахунок рам і несучої здатності виконували в допущенні, що матеріали конструкції працюють пружно. З розробкою методу розрахунку перерізів елементів залізобетонних конструкцій за міцністю методом граничної рівноваги, в якому бетон і арматура розглядаються як пружно-пластичні матеріали, а також враховується тріщиноутворення в розтягнутому бетоні в процесі навантаження, виникло протиріччя між цим методом та статичним розрахунком рам як пружних систем. Для усунення цього протиріччя почалося інтенсивне вивчення процесів перерозподілу зусиль в елементах статично невизначених залізобетонних конструкцій та розробка методики його оцінки.

В роботі [3], враховуючи результати вивчення перерозподілу зусиль в статично невизначених залізобетонних конструкціях, обґрунтовується необхідність врахування його при проектуванні. Відмічається, що при врахуванні перерозподілу зусиль більш достовірно представляється робота залізобетонних конструкцій під навантаженням, досягається певна економія матеріалів, зменшуються трудомісткість виготовлення, спрощується армування та підвищується якість.

В названій роботі також проаналізовані фактори, які впливають на перерозподіл зусиль в елементах рами. Одним із важливих факторів є деформаційні властивості перерізів елементів, які визначаються їхньою робочою діаграмою, що приймається у вигляді залежності між згинальним моментом  $M$  та кривизною лінії згину  $\kappa$ . В загальному вигляді залежність « $M$ -  $\kappa$ » може мати низхідну вітку. Відомо, що кривизна лінії згину елементів в свою чергу залежить від деформаційних властивосте матеріалів.

Перерозподіл зусиль в елементах рам практично розпочинається безпосередньо після утворення тріщин в розтягнутих зонах і його процес зберігається аж до досягнення граничного стану за несучою здатністю. Тобто, на процес перерозподілу зусиль впливає величина моменту тріщиноутворення і подальше розкриття тріщин[3].

Багато питань роботи П-подібних рам при навантаженні вивчалось в експериментальних дослідженнях, наведених в роботах [4; 5], але питання перерозподілу в них зусиль не досліджувалися.

В роботі [6] наведена методика розрахунку П-подібних залізобетонних рам з урахуванням перерозподілу зусиль. На прикладі розрахунку доведено,

що при застосуванні такого розрахунку можна досягти економії арматури до 12 %, а також рекомендується залізобетонні П-подібні рами проектувати з жорстким з'єднанням стійок з ригелем та шарнірним з фундаментом.

Аналіз літературних даних свідчить, що в існуючих теоретичних і експериментальних дослідженнях увага приділялася питанням перерозподілу зусиль в елементах рам, факторам впливу на перерозподіл, але немає інформації як перерозподіл зусиль впливає на експлуатаційні характеристики конструкції, тобто на їх жорсткість та тріщиностійкість. В зв'язку з цим в статті ставиться задача, яким чином впливає штучний перерозподіл зусиль в П-подібних рамах на жорсткість, момент тріщиноутворення та розкриття тріщин в характерних перерізах ригеля. Питання доцільно розглянути безпосередньо на прикладі розрахунку П-подібної залізобетонної рами.

**Статичний розрахунок залізобетонної рами з урахуванням перерозподілу зусиль.** В прикладі розглядається П-подібна залізобетонна рама з габаритними розмірами: прольот в осях складає  $L = 900$  см, а висота  $H = 400$  см (рис. 1). Такі рами можуть слугувати остовом в межах першого поверху будівель різного призначення, а також як основні несучі конструкції одноповерхових будівель, в тому числі захисних споруд цивільного призначення. В даному випадку рама розглядається як складова монолітного залізобетонного перекриття або покриття (на рами обпираються другорядні балки, по яким влаштовується монолітна плита).

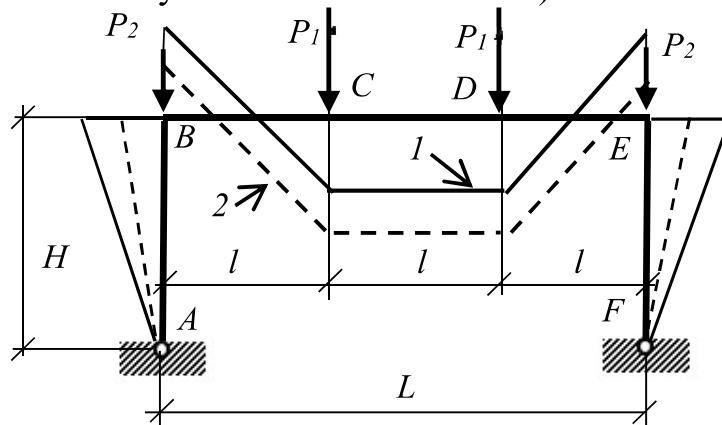


Рис. 1. Розрахункова схема рами та епюри згинальних моментів:

- 1 – (суцільні лінії) за розрахунком з урахуванням перерозподілу зусиль;
- 2 – (пунктирні лінії) за розрахунком рами як пружної системи (буквами А...F позначені характерні поперечні перерізи елементів рами)

З'єднання ригеля з стойками виконується жорстким, стійок з фундаментом – шарнірним. Ширина поперечного перерізу ригеля і стійок прийняті відповідно рівними  $b_p = b_c = 30$  см, висота ригеля -  $h_p = 60$  см, а стійок

$h_c = 40$  см. Призначені розміри поперечного перерізу елементів рами враховані рекомендації роботи [6].

Рама розглядається під дією тільки вертикальних зосереджених навантажень, які прикладені до ригеля і розташовані на віддалі  $l = 300$  см



(рис. 1). Величини навантажень від їх розрахункових значень складають:  $P_{EdC} = P_{EdD} = P_1 = 180$  кН, а  $P_{EdB} = P_{EdE} = P_2 = 90$  кН.

Рама виготовляється з бетону класу C25/30 з наступними механічними характеристиками: характеристичне значення призмової міцності  $f_{ck,prism} = 22$  МПа; розрахункове значення призмової міцності  $f_{cd} = 17$  МПа; характеристичне значення міцності на осьовий розтяг  $f_{ctm} = 2,6$  МПа;  $E_{ck} = 29000$  МПа - характеристичне значення початкового модуля пружності;  $\varepsilon_{cl,ck} = 176 \times 10^{-5}$  - відносні деформації бетону стиску при напруженнях  $f_{ck,prism}$ ;  $\varepsilon_{cl,cd} = 169 \times 10^{-5}$  - відносні деформації бетону стиску при напруженнях  $f_{cd}$  [1]. Робоча арматура для рами застосовується класу A500C, яка має наступні механічні характеристики:  $f_{yk} = 500$  МПа – характеристичне значення міцності на границі текучості;  $E_s = 2,1 \times 10^5$  МПа – модуль пружності;  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 435$  МПа – розрахункове значення міцності арматури на границі текучості ( $\gamma_s$  – коефіцієнт надійності арматури) [7].

Для визначення згинальних моментів в рамі, які виникають в ній від дії зовнішнього розрахункового навантаження, за умови її пружної роботи використана ПК «Ліра». Так значення згинальних моментів в перерізах «С» і «D», розташованих в прольоті, склали  $M_{EdC,el} = M_{EdD,el} = 360$  кН×м, а в опорних перерізах «В» і «Е» - відповідно  $M_{EdB,el} = M_{EdE,el} = 180$  кН×м. Як видно, значення згинального моменту в прольоті в два рази перевищує значення на опорі, що створює незручності в армуванні (використання арматури різних діаметрів та різної конструкції каркасів).

Названий вище недолік можна усунути шляхом штучного перерозподілу зусиль в перерізах ригеля рами при одночасному забезпеченню її несучої здатності. Виконаний перерозподіл зусиль в перерізах рами за методикою, наведеною в роботі [6], дає можливість в подальшому в розрахунках приймати однаковими моменти в прольотних і опорних перерізах ригеля, тобто  $M_{EdB,pl} = M_{EdC,pl} = 270$  кН×м і  $M_{EdD,pl} = M_{EdE,pl} = 270$  кН×м. Тобто, за абсолютним значенням в опорних перерізах згинальні моменти збільшено в 1,5 рази, а в прольотних перерізах – зменшено також в 1,5 рази (рис. 1).

За отриманими значеннями згинальних моментів, використовуючи деформаційну методику [1, 8], як для згинального залізобетонного елемента розрахована необхідна площа поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури в прольотних і опорних перерізах ригеля (рис. 2). При статичному розрахунку рами як пружної системи в прольотних перерізах необхідна площа поперечного перерізу розтягнутої арматури складала  $A_{s1,el} = 17,98$  см<sup>2</sup>, а в опорних перерізах -  $A_{s2,el} = 8,33$  см<sup>2</sup>. Для сприйняття згинальних моментів, визначених з урахуванням перерозподілу зусиль, необхідна площа розтягнутої арматури в прольотних і опорних перерізах однакова і складає  $A_{s1,pl} = A_{s2,pl} = 13,41$  см<sup>2</sup>.

За сортаментом, враховуючи отримані дані про значення необхідної площі розтягнутої арматури, в перерізах ригеля прийняті стержні таких діаметрів:

за зусиллями, визначеними за пружною роботою рами, в опорних перерізах  $2\text{Ø}16 + 2\text{Ø}18$  ( $A_{s2,el} = 9,11 \text{ см}^2$ ), в прольотних перерізах -  $4\text{Ø}25$  ( $A_{s1,el} = 19,63 \text{ см}^2$ ); за зусиллями, визначеними з урахуванням перерозподілу зусиль, в прольотних і опорних перерізах -  $4\text{Ø}20$  ( $A_{s1,pl} = A_{s2,pl} = 12,56 \text{ см}^2$ ).

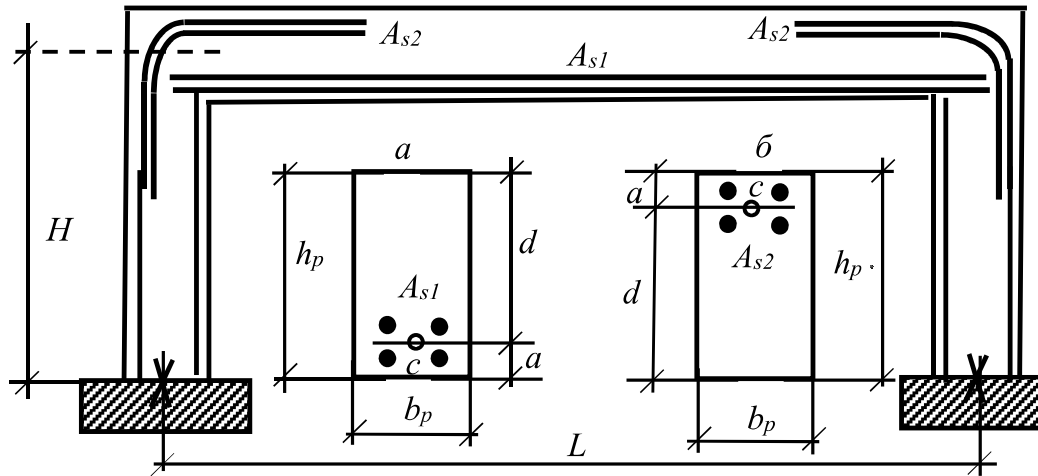


Рис. 2. Схема армування ригеля рами поздовжньою розтягнутою арматурою: *a* – схема армування поперечного перерізу в прольоті; *б* – те саме, в опорному перерізі; *c* – центр ваги площі поперечного перерізу арматури

Перерозподіл зусиль в статично невизначених залізобетонних конструкціях, в основному, пояснюється виникненням в бетоні і арматурі непружних деформацій в процесі навантаження. Треба зазначити, що непружні деформації в арматурі починають проявлятися близько до граничного стану, в той час як в бетоні вони починають виникати при значно менших навантаженнях. З огляду на наведено, доцільно проаналізувати зміну напруженого стану поперечного перерізу ригеля залежно від зміни деформацій крайньої фібри стиснутої площі бетону. Напружений стан поперечного перерізу ригеля можна характеризувати величиною згинального моменту, а деформації стиснутого бетону  $\varepsilon_c$  відносною величиною щодо деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях  $\varepsilon_{c1,cd} = 169 \times 10^{-5}$ . Це відповідає сутності нелінійної деформаційної методики, яка полягає у тому, що враховується приріст не зусиль, а деформацій у перерізі [7].

Зміна напруженого стану перерізів ригеля в координатах « $M_{Sd} - \eta_c$ » наведена на рис. 3 ( $M_{Sd}$  – розрахунковий згинальний момент, який може прийняти переріз при значенні деформації крайньої фібри бетону  $\varepsilon_c$ ;  $\eta_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,cd}$ ).

Аналізуючи діаграму механічного стану перерізу ригеля на опорі (рис. 3, крива 2) можна утверджувати, що до значення  $\eta_c = 0,5$  спостерігається лінійна залежність між деформаціями бетону значеннями згинального моменту в переріз. При цьому значенні  $\eta_c$  деформації крайньої стиснутої фібри бетону досягли величини  $\varepsilon_c = 84,5 \times 10^{-5}$ , а в арматурі – максимального значення

$\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 435 / 2,1 \times 10^5 = 84,5 \times 10^{-5}$ . При збільшенні деформацій в бетоні  $\varepsilon_c > 0,5$  спостерігається незначне збільшення згинального моменту за рахунок розвитку пружно-пластичних деформацій в бетоні. Використовуючи екстремальний критерій, можна встановити, що несуча здатність опорних перерізів ригеля при  $\eta_c = 1,3$  складає  $M_{SdB,el} = M_{SdE,el} = 193,9 \text{ кН}\times\text{м} > M_{EdB,el} = M_{EdE,el} = 180 \text{ кН}\times\text{м}$ . Для прийнятого армування ригеля за умови визначення зусиль як для пружної системи несуча здатність опорних перерізів забезпечена. Варто відмітити, що в граничному стані висота стиснутої зони бетону в опорних перерізах складає 10 см, тобто можливості бетонного перерізу в роботі на стиск суттєво не використовуються.

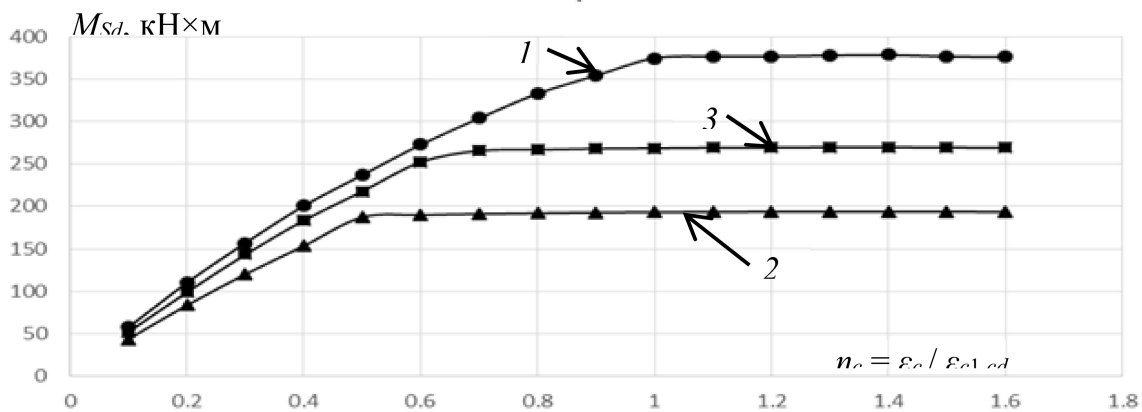


Рис. 3. Залежність значень розрахункових згинальних моментів від деформацій крайньої стиснутої фібри бетону : 1 і 2 – відповідно в прольотному і опорному перерізі ригеля при визначенні зусиль за пружної роботи; 3 – те саме, при визначенні зусиль з урахуванням їх перерозподілу

В прольотних перерізах ригеля, в яких зусилля визначені за пружної роботи рами, деформації арматури досягли граничних значень при  $\eta_c = 1,0$ , коли деформації крайньої фібри бетону склали  $\varepsilon_c = 169 \times 10^{-5}$ . До значення  $\eta_c = 0,8$  можна вважати, що між згинальним моментом і деформаціями стиснутої фібри бетону спостерігається лінійна залежність (рис. 3, крива 1). За збільшення деформацій  $\eta_c > 1,0$  спостерігається незначне збільшення згинального моменту за рахунок практично пластичного деформування бетону.

Несуча здатність цих перерізів за екстремальним критерієм (при  $\eta_c = 1,4$ ) складає  $M_{SdC,el} = M_{SdD,el} = 378,6 \text{ кН}\times\text{м} > M_{EdC,el} = M_{EdD,el} = 360 \text{ кН}\times\text{м}$ . Несуча здатність прольотних перерізів забезпечена. Можна зазначити, що в граничному стані висота стиснутої зони бетону складає 22 см, що свідчить про більш раціональне використання площі бетону в прольотних перерізах, ніж в опорних.

Діаграми механічного стану опорних і прольотних поперечних перерізів ригеля рами за умови визначення зусиль з урахуванням їх перерозподілу

мають однакові параметри (рис. 3 крива 3). На ділянці діаграми до  $\eta_c < 0,6$  залежність в перерізах між згинальними моментами та деформаціями крайньої фібри бетону мають практично лінійний характер. При  $\eta_c = 0,6$  деформації в бетоні склали  $\varepsilon_c = 101,4 \times 10^{-5}$ , а в арматурі –  $\varepsilon_s = 198,4 \times 10^{-5}$ . Але вже

при  $\eta_c = 0,6$  деформації в розтягнутій арматурі досягають граничних значень  $\varepsilon_{s0}$ . В подальшому збільшення згинального моменту відбувається на низхідній ділянці діаграми при постійних деформаціях арматури. Максимальне значення згинального моменту досягається при  $\eta_c = 1,3$  і для всіх перерізів складає

$M_{Sd,pl} = 269,8$  кН×м, який практично рівний згинальному моменту, який виникає в граничному стані від зовнішнього навантаження  $M_{Ed,pl} = 270$  кН×м. Тобто, несуча здатність поперечних перерізів ригеля рами при розрахунку її з урахуванням перерозподілу зусиль забезпечена.

**Розрахунок перерізів ригеля рами за утворенням та розкриттям тріщин.** Визначення моменту тріщиноутворення в залізобетонних конструкціях виконується їх розрахунком за граничними станами другої групи, в якому використовуються характеристичні значення навантаження та механічних характеристик матеріалів. За статичним розрахунком в перерізах ригеля рами виникають такі характеристичні значення згинальних моментів: при розрахунку за пружної роботи рами в прольотних перерізах  $M_{EkC,el} = M_{EkD,el} = 308$  кН×м та в опорних перерізах  $M_{EkB,el} = M_{EkE,el} = 154$  кН×м; при розрахунку рами з урахуванням перерозподілу зусиль в усіх зазначених перерізах

$$M_{Ek,pl} = 231 \text{ кН} \times \text{м}.$$

За критерій утворення тріщин в згинальних залізобетонних елементах приймають досягнення деформаціями крайнього розтягнутого волокна граничних значень  $\varepsilon_{ctu}$  [1], яке для прийнятого бетону класу C25/30 буде мати значення  $\varepsilon_{ctu} = 2f_{ctm} / E_{ck} = 2 \times 2,6 / 29000 = 0,000179$ . Напружено-деформований стан перерізу ригеля перед утворенням тріщин наведений на рис. 4.

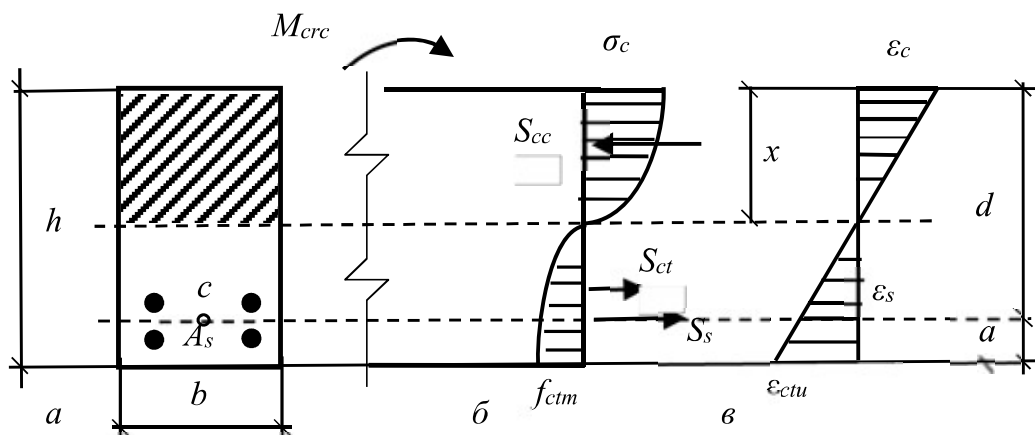


Рис. 4. Напружено-деформований стан поперечного перерізу ригеля рами перед утворенням тріщин: а – схема поперечного перерізу; б – діаграми напружень та зусиль, що діють в перерізі; в – лінійний розподіл деформацій в бетоні.

Використовуючи гіпотезу плоских перерізів за прийнятою деформацією крайньої розтягнутої фібри бетону  $\varepsilon_{ctu}$ , визначаються середні деформації в арматурі  $\varepsilon_s$  на рівні центра її ваги та крайові деформації в стиснутому бетоні  $\varepsilon_c$  за формулами:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{ctu}}{h-x} x; \quad \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{ctu}}{h-x} (h - x - a) \quad (1)$$

Оскільки в формулу (1) входить невідоме значення висоти стиснутої зони бетону  $x$ , то задача знаходження моменту тріщиноутворення  $M_{crc}$  вирішується методом наближення значень  $x$  до виконання умови рівності зусиль в стиснутій і розтягнутій зонах поперечного перерізу з відхиленням не більше 5%, яка має вигляд

$$S_{cc} = S_{ct} + S_s . \quad (2)$$

Для визначення зусиль в бетоні стиснутої і розтягнутої зони та моменту тріщиноутворення використовується деформаційна методика, в якій діаграма деформування бетону в обох зонах описується поліномом п'ятого ступеня [1]. Докладно всі розрахункові формули наведені в роботі (9).

Розрахунки показали, що при армуванні ригеля за результатами статичного розрахунку рами як пружної системи моменти тріщиноутворення в опорних і прольотних перерізах відповідно склали  $M_{crc} = 12,2$  кН×м і  $M_{crc} = 22,4$  кН×м. При армуванні ригеля з урахуванням перерозподілу зусиль момент тріщиноутворення в усіх перерізах склав  $M_{crc} = 15,6$  кН×м. Відношення моментів тріщиноутворення до розрахункових, які характеризують несучу здатність перерізів, знаходиться в межах 0,057 ... 0,063. При розрахунку рами з урахуванням перерозподілу зусиль момент тріщиноутворення в прольотному перерізі ригеля виявився в 1,4 рази меншим та в 1,3 рази більшим в опорному перерізі, ніж при розрахунку рами як пружної системи.

Аналіз отриманих даних засвідчує, що розрахунок рам з урахуванням перерозподілу зусиль практично якісно не вплинув на значення моментів утворення тріщин в нормальних перерізах ригеля. Це можна пояснити тим, що моменти тріщиноутворення в усіх випадках обмежуються однаковим значенням граничної деформації крайньої розтягнутої фібри бетону  $\varepsilon_{ctu}$  (рис. 4). Але за позитивний вплив перерозподілу зусиль можна вважати те, що по всій довжині ригеля у верхній і нижній зонах його поперечного перерізу тріщини утворюються при однакових значеннях згинальних моментів, тобто, по довжині ригель більш однорідний відносно утворення тріщин, ніж при розрахунку рами за пружною стадією.

Також перерозподіл зусиль в рамі практично не вплинув на ширину розкриття тріщин при дії навантажень з характеристичними значеннями. Так в опорному і прольотному перерізах ригеля ширина розкриття тріщин склала 0,26 мм при розрахунку рами з урахуванням перерозподілу зусиль, а при розрахунку рами як пружної системи ширина розкриття тріщи в прольотних

перерізах досягає 0,3 мм, а в опорних перерізах – 0,26 мм. Ширина розкриття тріщин в ригелі визначалась за деформаційною методикою відповідно до правил проектування залізобетонних конструкцій [7; 8].

**Визначення жорсткості ригеля рами.** Відомо, що жорсткість залізобетонних перерізів елементів при згині в пружній стадії  $B_{el}$  визначається за формулою [3]

$$B_{el} = E_c I_{red}, \quad (3)$$

де  $E_c$  – початковий модуль пружності бетону;

$I_{red}$  – момент інерції приведенного перерізу, включаючи розтягнуту зону.

Певно, що в сучасній теорії залізобетону формула (3) може використовуватися тільки до моменту утворення тріщин в розтягнутому бетоні. При збільшенні згинального моменту змінюється момент інерції та модуль пружно-пластичності бетону і, як наслідок, знижується жорсткість перерізу. Тому зміну жорсткості перерізу елементів доцільно оцінювати по зміні деформацій в матеріалах з урахуванням їх пружно-пластичного деформування. Сучасна нелінійна деформаційна методика розрахунку залізобетонних конструкцій дозволяє визначати деформації бетону і арматури на всьому діапазоні навантаження до настання граничного стану. Доцільно зміну деформацій визначати комплексним параметром – кривизною зігнутої осі  $\kappa$  елемента, яка визначається за формулою

$$\kappa = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}, \quad (4)$$

де  $\varepsilon_c$  і  $\varepsilon_s$  – відносні деформації відповідно крайньої стиснутої фібри бетону та арматури на рівні центра ваги її площі;

$d$  – робоча висота поперечного перерізу елемента (рис.4).

На основі деформаційної методики [1; 8; 9] розраховані всі параметри напружено-деформованого стану поперечних перерізів ригеля при розрахунку рами як за умови пружної роботи, так і з урахуванням перерозподілу зусиль. В розрахунках використані характеристичні значення механічних характеристик матеріалів та навантажень. Результати розрахунків для прольотного перерізу ригеля при визначенні зусиль з урахуванням їх перерозподілу наведені в табл. 1, а також для всіх перерізів - на рис. 5.

В прольотному перерізі ригеля за розрахунку рами як пружної системи спостерігається практично лінійна залежність між кривизною зігнутої осі та внутрішніми згинальними моментами ( $\eta_k = 0,8$ ). При значенні згинального моменту  $M_{Sk} = 390,9$  кН×м кривизна осі склала  $\kappa = 6,56 \times 10^{-3}$ . При збільшенні рівня навантаження в розтягнутій арматурі деформації досягають граничних значень, тому згинальний момент практично не збільшується, а кривина продовжує зростати (рис. 5). При характеристичному зовнішньому навантаженні ( $M_{Ek} = 308$  кН×м) кривизна зігнутої осі ригеля за розрахунками становить  $\kappa = 4,79 \times 10^{-3}$ .

В опорному перерізі ригеля при визначенні зусиль як пружної системи лінійність між згинальними моментами і кривизною зігнутої осі

спостерігається до рівня  $\eta_k = 0,4$  ( $M_{Sk} = 178,9$  кН×м,  $\varkappa = 4,94 \times 10^{-3}$ ). При характеристичному зовнішньому навантаженні  $M_{Ek} = 154$  кН×м кривизна склала  $\varkappa = 4,39 \times 10^{-3}$ .

В прольотних і опорних перерізах ригеля у випадку розрахунку рами з урахуванням перерозподілу зусиль пропорційність між згинальними моментами та кривизною зігнутої осі спостерігається до рівня завантаження, рівного  $\eta_k = 0,6$ . При такому рівні момент складає  $M_{Sk} = 243,8$  кН×м, а кривизна -  $\varkappa = 5,33 \times 10^{-3}$ . При характеристичному навантаженні при  $M_{Ek} = 231$  кН×м кривизна виявилася дещо більшою і склала  $\varkappa = 5,05 \times 10^{-3}$ .

Таблиця 1

Значення параметрів напружено-деформованого стану прольотного перерізу ригеля рами при розрахунку її з урахуванням перерозподілу зусиль

$\eta_k$	$x$ , см	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\sigma_s$ , МПа	$\varkappa \times 10^3$	$M_{Sk}$ , кН×м
0	0	0	0	0	0	0
0,1	15,0	17,6	44,6	93,6	1,17	57,3
0,2	15,4	35,2	85,9	180,5	2,28	109,8
0,3	15,8	52,8	124,3	261,1	3,34	158,1
0,4	16,2	70,4	159,9	335,8	4,34	202,2
0,5	16,5	88,0	194,7	408,8	5,33	243,8
0,6	16,0	105,6	207,0	434,7	5,89	261,1
0,7	14,0	123,2	207,0	434,7	6,23	262,1
0,8	13,0	142,8	207,0	434,7	6,56	263,3
0,9	12,5	158,4	207,0	434,7	6,89	264,6
1,0	12,0	176,0	207,0	434,7	7,23	265,4
1,1	11,5	193,6	207,0	434,7	7,56	265,7
1,2	11,0	211,2	207,0	434,7	7,89	265,6
1,3	10,8	228,8	207,0	434,7	8,22	265,8
1,4	10,8	246,4	207,0	434,7	8,55	265,9
1,5	10,8	264,0	207,0	434,7	8,89	265,8

Примітки. 1.  $\eta_k = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,ck}$ . 2.  $x$  – висота стиснутої зони бетону.  
3.  $M_{Sk}$  – згинальний момент в перерізі за даного рівня навантаження.

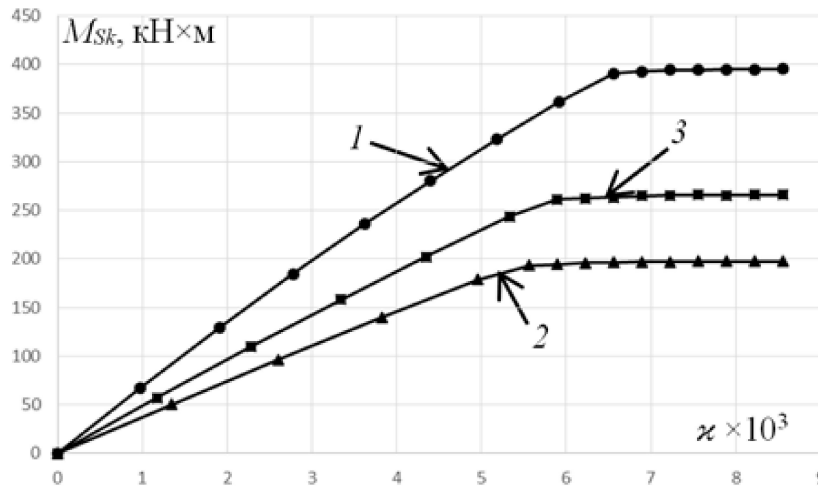


Рис. 5. Залежність кривизни осі ригеля  $\chi$  від значення згинальних моментів  $M_{Sk}$  в поперечних перерізах: 1 і 2 – відповідно в прольотних і опорних перерізах при розрахунку рами як пружної системи; 3 – в тих же перерізах при розрахунку рами з урахуванням перерозподілу зусиль

Аналізуючи отримані розрахункові дані, можна прийти до висновку, що спосіб визначення зусиль в елементах П-подібних рам не впливає на жорсткість ригеля. Треба відмітити, що рівень навантаження рами, до якого спостерігається лінійна залежність між згинальними моментами і кривизною осі залежить від величини площі поперечного перерізу арматури. В розрахунках відношення рівня навантаження рами  $\eta_k$  до площі розтягнутої арматури  $A_s$  (см<sup>2</sup>) знаходиться в межах 0,041 ... 0,047. Зі збільшенням площі розтягнутої арматури збільшується рівень навантаження рами, до якого спостерігається лінійна залежність між величиною згинальних моментів та кривизною зігнутої осі ригеля.

**Висновки.** 1. Розрахунок П-подібних залізобетонних рам з урахуванням перерозподілу зусиль дає можливість штучно регулювати розподіл зусиль в перерізах елементів рами з метою раціонального використання в роботі бетону і арматури та підвищення експлуатаційних якостей конструкції, їх однорідності.

2. Дослідження засвідчили, що суттєвої різниці в значеннях параметрів тріщиностійкості і жорсткості ригеля не існує, оскільки критерії граничних станів в деформаційній методиці не залежать від способу визначення внутрішніх зусиль в елементах конструкції.

3. Встановлено, що залежність кривизни зігнутої осі ригеля від величини згинального моменту в перерізі має практично лінійний характер майже до досягнення в розтягнутій арматурі граничних деформацій.

4. При визначенні параметрів тріщиностійкості і жорсткості ригеля рами необхідно використовувати деформаційну методику, яка дає можливість



визначати всі параметри напружено-деформованого стану перерізу з початку навантаження і до настання поза граничних станів.

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

Betonna ta zalizobetonni konstrukciji. Osnovni polozhenia. DBN V.2.6-98:2009. Kyiv. Minenergobud Ukraini. 2011. P.71.

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

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

Tihiy M., Rakosnyk J. Rashchet zhelezobetonnih ramnih konstrukcij v plasticheskoi stadiji. Pereraspredelenie usilij. M., Stroyizdat. 1976. 198 p. (Czech translation)

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

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

5. 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., Philipchuk S. V., Ilchuk N. I. Robota i rozrahunok zalizobetonnih ram pri diji povtornih navantazhen. NUWM. Rivne. 2012. 176 p.

6. Ковальчук Ю. Т. Особливості розрахунку П-подібних залізобетонних рам з урахуванням перерозподілу зусиль / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. Рівне. «Волинські обереги». 2022. Випуск 42. С. 144 – 152.

Kovalchuk Y. T. Osoblivosti rozrahunku P-podibnih zalizobetonnih ram z urahuvanniam pererospodilu zusil / Resursoekonomni materialy, konstrukciji, budivli ta sporudy: zbirnik naukovih prac. Rivne. «Volynski oberegy». 2022. Vypusk 42. S. 144 – 152.

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

Betonna ta zalizobetonni konstrukciji z vazhкого betonu. Pravila proektuvannia. DSTU V V.2.6-156:2010. Kyiv. Minenergobud Ukraini. 2011.P. 118.

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

. Bambura A. M., Sazonova I. R., Dorogova O. V., Voycehovskiy O. V. Proektuvannia zalizobetonni konstrukciji. Posibnyk. «Mayster knyг». 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 konstuyuvannia zalizobetonnih balok. Navchalniy posibnik. Rivne. NUWM. 2017. 191 p.