

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ
ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК
З КРИВОЛІНІЙНОЮ ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНОЮ АРМАТУРОЮ**

Наведені результати експериментально-теоретичних досліджень міцності похилих перерізів монолітних нерозрізних балок з напружуваною (без зчеплення з бетоном) криволінійною арматурою з натягом на бетон.

Ключові слова: міцність, похилі перерізи, пост-напруження, без зчеплення.

The experimental and theoretical results of shear resistance of monolithic continuous beams with curvilinear post-tension reinforcement (without adhesion to concrete).

Key words: strength, shear, post-tensioning, without adhesion.

Стан питання та мета досліджень. На сьогоднішній день напружено-деформований стан похилих перерізів з напруженням на бетон залишається мало вивченим. Підтвердження цього є відсутність єдиної методики розрахунку, яка б враховувала всі фактори, що впливають на роботу перерізів залізобетонних елементів при одночасній дії згинального моменту, поперечної та поздовжньої сили.

Найбільш невивченим фактором являється напружена арматура (як з так і без зчеплення з бетоном), вплив якої на міцність похилих перерізів в різних нормативних документах трактується по різному.

Попереднє напруження на збірний чи монолітний (затверділий) бетон може здійснюватися як зі зчепленням напружуваної арматури з бетоном, так і без нього. Відмінність технології постнапруження від широко відомого попереднього напруження (здійснюваного в умовах заводу ЗБВ), полягає в тому, що напружувана арматура натягується після бетонування і набору бетоном достатньої передаточної міцності (приблизно 70-80% марочної міцності). Для забезпечення можливості натягу арматури, після твердіння бетону, вона повинна мати можливість вільного переміщення в бетоні. Для

цього напружувана арматура поміщується в канали (із металевих або пластикових труб). Передача зусиль на бетон здійснюється за допомогою встановлених на кінцях елементів анкерних пристроїв. Як правило, для попереднього напруження використовуються арматурні канати, що влаштовуються в конструкціях відповідно до форми епюри згинальних моментів (лінією головних розтягуючих зусиль). При натягу канатів виникають напруження обтиску бетону (від сили натягу P , рис. 1) та розвантажувальне зусилля у вигляді реактивного тиску q_{p1} і q_{p2} , який міняє свій напрямок на довжині між опорами в нерозрізних конструкціях (рис.1).

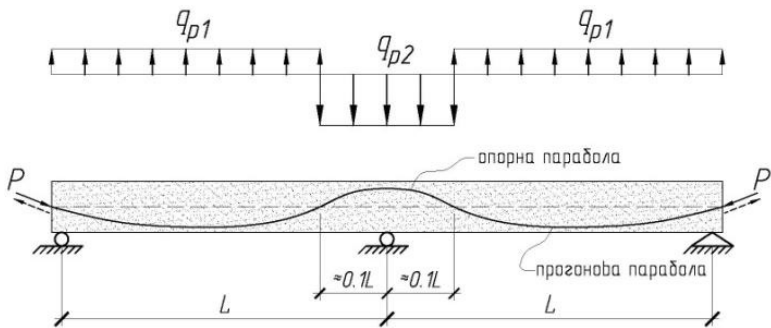


Рис. 1. Вплив криволінійної напружуваної арматури на нерозрізні конструкції

Напруження арматури без зчеплення з бетоном широко впроваджується в Європі та США при зведенні монолітних перекриттів цивільних та житлових будинків, паркінгів, складів та ін. Використання криволінійного армування забезпечує підвищену стійкість на зріз, продавлювання та кручення, а також, завдяки розвантажувальному ефекту (реактивному тиску), що спричиняє зменшення прогинів і розкриття (або й взагалі уникнення) тріщин.

Як було зазначено раніше, вплив попереднього напруження на несучу здатність похилих перерізів відповідно діючим нормативним документам різних країн враховується по-різному. Так відповідно українськими нормативним документам ДБН В.2.6-98:2009[1] та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2] (узгоджених з міжнародними європейськими нормами EROCODE-2 [3]),при

визначені опору зсуву бетону $V_{Rd,c}$ (1), враховується складова середнього напруження ($\sigma_{cp}=P/A$) від обтиску бетонного перерізу силою натягу арматури P .

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (1)$$

Американські нормативи (ACI 318-95 [4]) попереднє напруження враховують емпіричними коефіцієнтами при визначенні величини міцності бетону (2).

$$v_c = 0.16 \sqrt{f'_c} + 17.2 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} < 0.29 \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

Відповідно російським нормативним документам (СП52-101-2003 [5]), ефект попереднього напруження, при визначенні несучої здатності бетону по похилому перерізі, не враховується (3).

$$0.5 R_{bt} b h_0 \leq Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} \leq 2.5 R_{bt} b h_0 \quad (3)$$

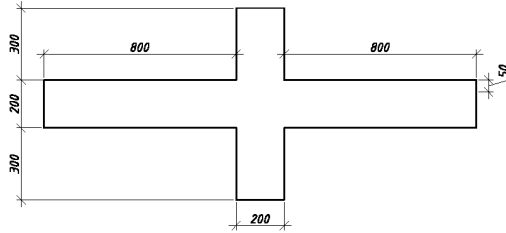
Слід звернути увагу, що ні одні із вище зазначених документів [1...5] не розглядають вплив натягу криволінійної арматури та розвантажувального зусилля (реактивного тиску q_p) при розрахунку міцності залізобетонних елементів за поперечною силою.

Перераховані обставини викликали необхідність провести експериментальні дослідження напружено-деформованого стану вузлів нерозрізних балок та монолітних рам із криволінійною арматурою натягнутою на бетон.

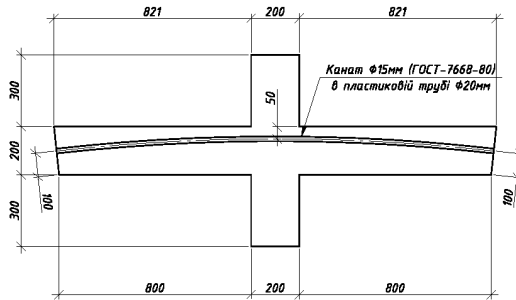
Основна мета експерименту – вивчення впливу реактивного тиску, сили натягу та кута нахилу напруженої арматури без зчеплення з бетоном на міцність і тріщиностійкість похилих перерізів залізобетонних елементів.

Експериментальні зразки та програма досліджень. Для проведення експерименту було виготовлено три серії зразків монолітних залізобетонних проміжних вузлів (по дві штуки в кожній серії). Геометричні параметри зразків із розміщенням напруженої арматури зображені на рис.2.

Зразок КБ-3.1, 3.2



Зразок КБ-4.1, 4.2



Зразок КБ-5.1, 5.2

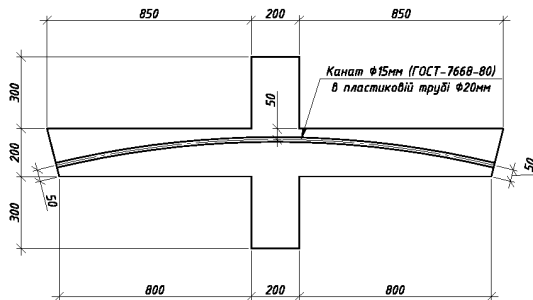


Рис. 2. Геометричні параметри (із розміщенням напруженої арматури) дослідних зразків

Армування всіх серій зразків ненапруженою та поперечною арматурою – ідентичне (рис. 3). Просторові каркаси утворені двома горизонтальними та двома вертикальними плоскими каркасами. Всі каркаси – зварні, виготовлені в заводських умовах. В якості напружуваної криволінійної арматури використовувалися канати $\Phi 15$ мм виготовлені за ГОСТ 7668-80. Канат

поміщався в пластикову трубу $\varnothing 20$ мм, що влаштовувалася до бетонування. Зразках різних серій відрізнялися між собою кутом нахилу канатів.

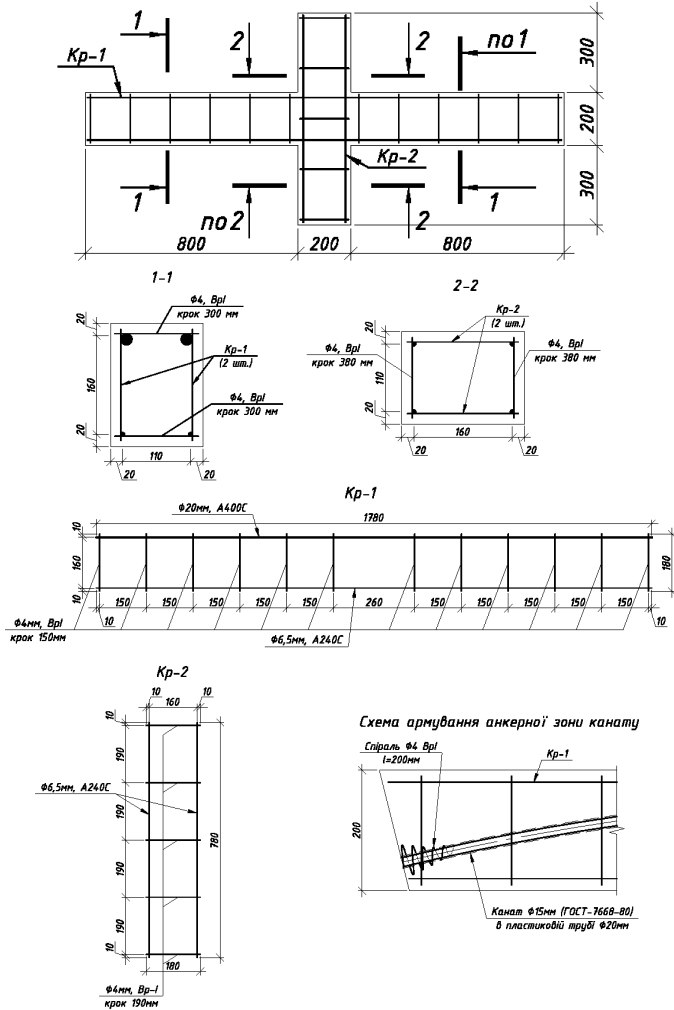


Рис. 3. Схема армування зразків не напружуваною та поперечною арматурою

Всі серії експериментальних зразків виготовлялися в заводських умовах із важкого бетону класу С25/30. Поздовжня верхня (робоча) арматура каркасів -

Ø20 мм (А400С), конструктивна (нижня) - Ø6 мм (А240С), поперечна арматура - Ø4 мм (Вр-І) з кроком 150 мм.

Експериментальні досліді залізобетонних зразків проходили в два етапи:

1. натяг криволінійної арматури до розрахункового зусилля, що становило 63.765 кН (крім серії зразків КБ-3);
2. завантаження зразків поетапним завантаженням до їх руйнування по похилим перерізам.

Під час проведення експериментів вимірювалися деформації і напруження в стиснутій та розтягнутій зонах, прогини, а також зусилля в напружуваній арматурі. Схема розміщення вимірюваного обладнання зображена на рис. 4.

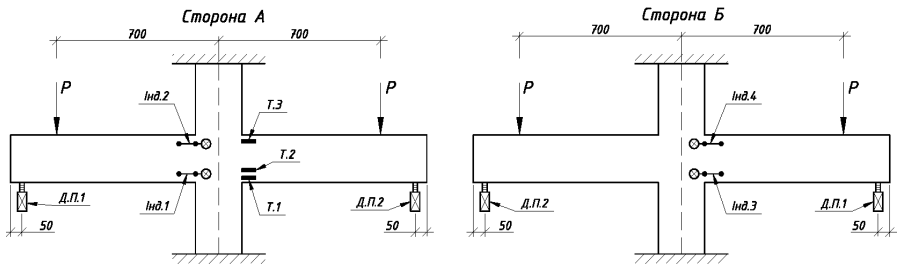


Рис.4. Схема розміщення вимірюваного обладнання (Інд.1...4 – індикатори годинникового типу зі шкалою поділки 0,001 мм, встановлені на базі 50 мм; Т1...Т3 – тензорезистори з базою 50 мм; Д.П.1, 2 – датчики переміщень)

Навантаження на зразки прикладалось симетрично, з обох боків на відстані 700 мм від осі симетрії зразка (рис.4, 5). Величина ступенів завантаження складала - 3.924 кН (400 кг). На кожній ступені фіксувалися показники приладів та розвиток тріщин.

Зусилля натягу канату в усіх серіях зразків (окрім КБ-3) становило - 63.765 кН (6.5 т). Натяг забезпечувався гідравлічним домкратом та під час випробування постійно ним підтримувався.

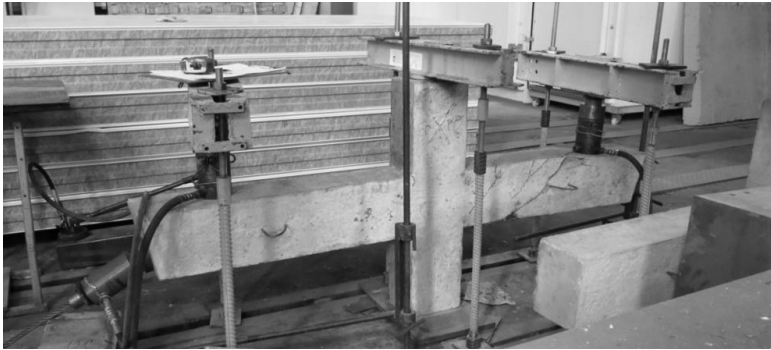


Рис.5. Загальний вигляд випробувальної установки

Випробовування всіх зразків відбувалося до їх руйнування за поперечною силою. Слід зауважити, що поява перших похилих тріщин та руйнування зразків різних серій відбувалося на різних ступенях навантаження. Характер руйнування зразків (по серіям) та значення максимальної поперечної сили при руйнування зображені на рис. 6.

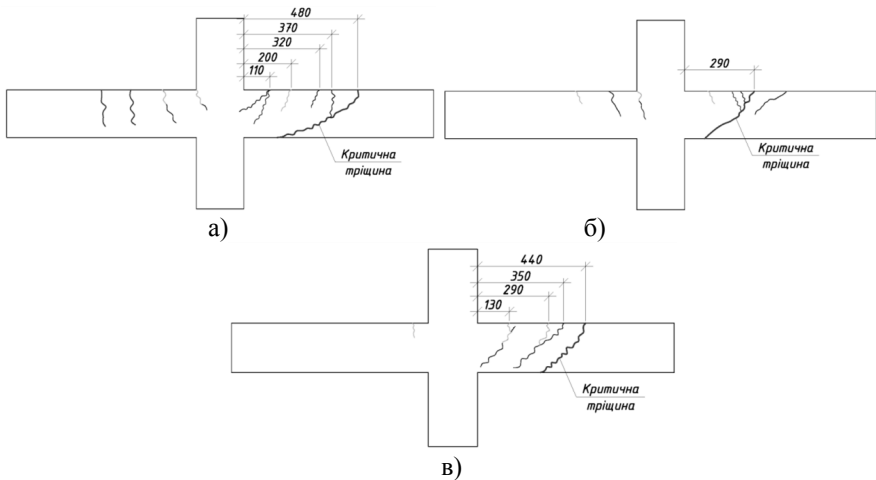


Рис. 6. Схема руйнування експериментальних зразків

При випробуванні зразків серії КБ-3, на 7-ій ступені навантаження (2,8 т на кожному домкраті) спостерігалась поява перших похилих тріщин (поз. 1, рис. 6а), що з кожною ступеню росли та розширялися, в результаті чого при

навантажені 5,6 т (на кожному домкраті) відбулося руйнування зразка по критичній похилій тріщині (рис. 6а), проекція якої на горизонтальну вісь зразка становить – 480 мм (близько 2,5d).

Під час досліджень зразків серії КБ-4, в порівнянні із зразками серії КБ-3, спостерігалася дещо інша ситуація: поява першої похилої тріщини відбулася на 15-ій ступені навантаження (6,0 т на кожному домкраті), а уже на наступній ступені (6,4 т) відбулося руйнування зразка по цій же тріщині. Проекція критичної тріщини на горизонтальну вісь зразка становить – 290 мм (близько 1,5d, рис.6б).

Однак найбільш цікава картина спостерігалася при випробуванні зразків серії КБ-5. Поява першої похилої тріщини відбулося на 11-ій ступені навантаження (проекцією на горизонтальну вісь – 130 мм, рис. 6в), що продовжувала свій розвиток до 16-ї ступені. При навантаженні 6,8 т (на кожному домкраті) відбулася поява 2-х інших похилих тріщин (проекціями на горизонтальну вісь 350 мм та 440 мм), які розвивалися на подальших ступенях навантажень. Руйнування зразка відбулося при навантаженні в 7,6 т по крайній похилі тріщині із проекцією (на горизонтальну вісь зразка) 440 мм (близько 2,5d, рис. 6в).

Слід зауважити, що несуча здатність зразків різних серій значно відрізняється одна від одної в залежності від наявності криволінійної попередньо напруженою арматури та кута її нахилу. Також спостерігається відмінність в тріщино утворені: поява тріщин в зразках із попереднім напруженням відбувалася на пізніших стадіях в порівнянні із зразками серії КБ-3.

Для порівняльного аналізу деформацій в стиснутій та розтягнутій зонах бетону зразків, побудовані графіки залежності середніх деформацій бетону від навантаження (рис.7 та рис. 8).

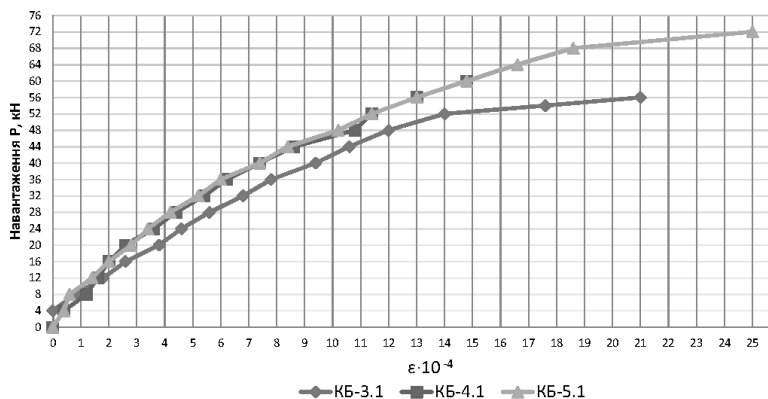


Рис. 7. Графік залежності середніх деформацій бетону в стиснутій зоні від навантажень

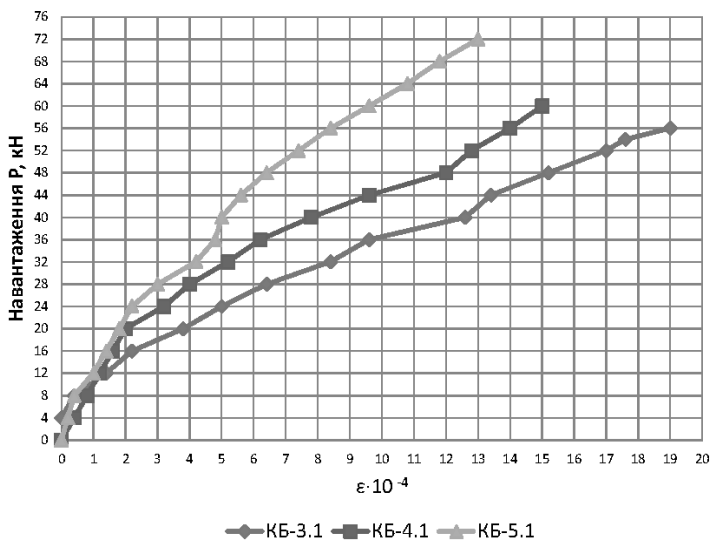


Рис. 8. Графік залежності середніх деформацій бетону в розтягнутій зоні від навантажень

Для порівняння експериментальних отриманих даних несучої здатності похилих перерізів дослідних зразків із теоретичними, виконано їх перевірний розрахунок відповідно діючим національним нормативам [1, 2]. Порівняння експериментальної та теоретичної несучої здатності приведено в таблиці 1.

Таблиця 1

Порівняння експериментальної та теоретичної несучої здатності дослідних зразків за поперечною силою

Серія	Несуча здатність за поперечною силою зразків за [1, 2]		Експериментальна несуча здатність (руйнівна сила) V_{Ed} , кН
	Несуча здатність бетону, $V_{Rd,c}$, кН	Несуча здатність поперечної арматури, $V_{Rd,w}$, кН	
КБ-3	23.968	9.866	54.936
КБ-4	33.534	9.866	63.765
КБ-5	33.453	9.866	74.556

Висновки. Результати експериментальних дослідження вузлів монолітних нерозрізних балок (рам) підтвердили наявність впливу попереднього напруження (з натягом на бетон і без зчеплення з бетоном) на міцність похилих перерізів та тріщиностійкість залізобетонних елементів, а також відобразили їх залежність (несучої здатності за поперечною силою та тріщиностійкості) від кута нахилу криволінійної напружуваної арматури на бетон (без зчеплення з бетоном).

Необхідність детального вивчення та вдосконалення методики розрахунку міцності похилих перерізів підтвердили результати експериментальних досліджень, які значно відрізняються від теоретичних, обчислених відповідно діючим нормам нашої держави.

Література

1. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
2. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. МІНРЕГІОНБУД УКРАЇНИ. К:2011 р.
3. EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2: Design of concrete structures.-Part 1-1: General rules and rules for buildings.
4. ACI 318-95 Building Code Requirements for Structural Concrete.
5. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения. М.2003.
6. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В.. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поз-довжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6.-98:2009: Навчальний посібник.-К:КНУБА, 2012.-62с.