

МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК З ЖОРСТКИМИ ТОРЦЕВИМИ УПОРАМИ

© Клименко Ф.Є., Шмиг Р.А., Фамуляк Ю.Є., Олексин Г.М., 2007

Висвітлено вплив жорстких торцевих упорів на міцність та деформативність похилих перерізів сталобетонних балок. Встановлено, що наявність торцевого упору у сталобетонних елементах істотно впливає на роботу похилих перерізів останніх при плечах зрізу $c \leq 2,4h_0$ та за умови $l/h < 10$. Запропоновано удосконалення до методики інженерного розрахунку міцності похилих перерізів та прогинів сталобетонних балок з торцевими упорами та фізична модель роботи таких елементів.

In article describes influence rigid butt-end stops on durability and deformation of inclined sections steel and concrete beams. It is revealed, that the presence of a rigid butt-end stops in steel and concrete elements essentially influences work of inclined sections last at shoulders of cut $c \leq 2,4h_0$ and under condition of $l/h < 10$. It is prepositional improvement to methods of engineering calculate of inclined sections and sagging steel and concrete beams with butt-end stops and physical model the same elements.

Постановка проблеми. Однією з найактуальніших проблем, які стоять перед будівельною індустрією на сучасному етапі, є зменшення матеріало- і трудомісткості конструктивних елементів будівель і споруд. Одним з можливих варіантів розв'язання цієї проблеми є застосування в будівництві сталобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням.

Використовуючи стрічкову і листову сталь як арматуру залізобетонних конструкцій, стало можливим концентровано розміщувати її на максимальній віддалі від центра ваги перерізу, тобто в зоні дії найбільших розтягувальних, а як варіант, і стискальних зусиль, що дає змогу відмовитись від багаторядного розміщення арматури, збільшує момент інерції перерізу, плече внутрішньої пари сил. Все це підвищує несучу здатність і жорсткість сталобетонного елемента порівняно із звичайним залізобетонним за однакового відсотка армування.

Разом з тим, для надійної роботи таких конструктивних елементів необхідно забезпечити надійне об'єднання зовнішньої стрічкової арматури із залізобетонною частиною елемента. Під терміном “об'єднання” необхідно розуміти таке поєднання залізобетонної і сталеві частин елемента для сумісної роботи, при якому за рахунок передавання через шов зсуваючих і відриваючих зусиль в об'єднаному елементі буде забезпечуватись такий напружено-деформований стан, який є близьким до відповідного стану суцільного елемента [1]. Засобам об'єднання, особливо в сталобетонних конструкціях, надається першочергове значення, бо зчеплення бетону з гладкою поверхнею стрічкової чи листової арматури не може забезпечувати монолітність конструкції навіть на початковій стадії завантаження. Тому надійний зв'язок між бетоном і зовнішньою стрічковою (листовою) арматурою є запорукою експлуатаційної придатності сталобетонних конструкцій.

Дослідження сталобетонних конструкцій здебільшого були спрямовані на вивчення зони “чистого” згину. Експериментально-теоретичне обґрунтування методів розрахунку міцності, тріщинотійкості та деформативності сталобетонних балкових елементів із зовнішньою стрічковою

арматурою, при дії поперечних сил, експериментально вивчені недостатньо. А ця проблема охоплює практично всі згинані конструкції із зовнішнім стрічковим армуванням, визначає кількість поперечної арматури, розміри перерізу, способи армування. Наявні дослідження, поряд з іншими, хоч і відзначають вплив торцевих упорів на міцність похилих перетинів сталобетонних елементів, але не дають вичерпних рекомендацій для його оцінки, бо він був виявлений як супутній під час вивчення інших питань поведінки балкових елементів із зовнішнім стрічковим армуванням під навантаженням. Як наслідок, торцеві упори в сталобетонних елементах хоч і встановлюються, але їхній вплив найчастіше не враховують.

Виклад основного матеріалу. Для залізобетонних конструкцій розрахунків міцності елементів при дії поперечних сил розвивається від початку експериментальних досліджень залізобетону і, починаючи з класичних підходів (методу “фермової” аналогії тощо), через запропонований С.С. Боришанським і А.А. Гвоздевим метод граничної рівноваги в розрахунку похилих перерізів, вчені підійшли до сучасного його трактування (А.С. Залесов, Ю.А. Клімов). Застосовують також інші методи, що ґрунтуються на окремих математичних припущеннях з використанням ЕОМ. В цьому напрямку вели дослідження і науковці Національного університету “Львівська політехніка” (Л.О. Дорошкевич, Б.М. Ониськів, Г.М. Гладишев, І.М. Добуш, В.М. Канюк, С.Б. Максимович, Б.Ю. Максимович та ін.). Щодо сталобетонних конструкцій, то дослідження здебільшого були спрямовані на вивчення їхньої поведінки в зоні дії максимального згинального моменту. Останнім часом дослідники вивчали і сприймання такими конструкціями поперечних сил (А.В. Мазурак, Т.Б. Боднарчук) та роботу об’єднувальних елементів (М.Л. Гайдаш, Р.А. Шмиг). Всі дослідники одноставно відзначають підвищені міцнісні характеристики сталобетонних балок, їхні жорсткість та тріщиностійкість порівняно із залізобетонними. Однак питання впливу об’єднувальних елементів на роботу похилих перерізів сталобетонних конструкцій в зоні дії максимальних поперечних сил спеціально не вивчалось, а лише відзначено, що такий вплив існує.

Застосовані у нормативних документах нашої країни та за кордоном методи розрахунку сталобетонних балок на дію поперечної сили не враховують впливу торцевих упорів. Для оцінки міцності таких перерізів використовують такі самі методи розрахунку, як і для традиційних залізобетонних, не беручи до уваги конструктивних відмінностей, пов’язаних не лише з формою поздовжньої стрічкової арматури, але й з наявністю потужних торцевих об’єднувальних елементів.

Для вивчення впливу торцевих упорів на роботу попередньо напружених і звичайних сталобетонних балок було розроблено та виготовлено чотири серії дослідних балкових зразків. Розрахунковий проліт дослідних балок – 1300 мм для I, II і III серій та 2700 мм – для IV серії. Поперечний переріз всіх балок – 135×270 мм. Щоб охопити ширше коло експериментальних даних, дослідні балки виготовлялись з важких бетонів різної міцності: у зразках серії I $R_b=24.2$ МПа, серії II – $R_b=23.7$ МПа, серії III та однієї балки серії IV – $R_b=11.6$ МПа, а другої балки серії IV – $R_b=18.5$ МПа.

Як поздовжня арматура розтягнутої зони сталобетонних балок використовувалася гладка або рифлена стрічка перерізом 105×6 мм зі сталі марки 16Г2АФ (межа текучості 500 МПа) та стержнева арматура $\varnothing 8$ мм класу А-I (А240) для балок серії I, II, III і $\varnothing 12$ мм класу А-III (А400) – для балок серії IV. Поздовжня арматура стисненої зони: стержнева періодичного профілю $\varnothing 16$ мм класу А-IIIв (А440) для попередньо напружених балок та $\varnothing 16$ мм класу А-III (А400) для ненапружених балок. Разом з нею додатково встановлювали арматуру періодичного профілю $\varnothing 8$ мм класу А-III (А400). Для поперечного армування дослідних зразків застосовано арматуру $\varnothing 8$ мм класу А-III (А400) (серія IV) і $\varnothing 6$ мм класу А-I (А240) (серії I, II, III).

Жорсткі торцеві упори з двосторонніми ребрами (рис. 1) виконували з металевої штаби марки ВСтЗкп2 товщиною 12 мм, ребра упорів – з тієї самої сталі товщиною 6 мм. Торцеві упори встановлювали на осі опор балок. Регулювання несучої здатності упора (тобто його потужності щодо міцності арматурної стрічки) здійснювали через зміну висоти [2].

Початкові напруження у стрічковій арматурі дорівнювали $\sigma_0=315$ МПа, у стержневій стиснутої зони – $\sigma_0' = 486$ МПа. Поперечну арматуру приварювали в тавр до металевої стрічки

(Бн-I-1 і Бн-I-2) або виконували у вигляді вставних каркасів (Бн-I-3 і Бн-I-4). Поперечні стержні встановлювали у два ряди з кроком 100 мм в середній частині балки і 75 мм на приопорній частині. Для кращого зчеплення гладкої металевої стрічки з бетоном у балці Бн-I-3 до неї приварювали в тавр два ряди коротких металевих стержнів довжиною 90 мм та кроком 100 мм. У балках Бн-I-2, Бн-I-3 встановлено торцеві упори з розрахунку половини ($0,5N_s$), а в балці Бн-I-4 з розрахунку повної міцності (N_s) арматурної стрічки. Армування та величина початкових напружень в поздовжній арматурі попередньо напружених сталобетонних балок серії II аналогічні серії I. Всі балки містили по два вставні каркаси, крім балки Бн-II-1, де поперечна арматура відсутня. У балці Бн-II-3 до металевої стрічки приварено короткі стержні, які розміщували у два ряди з кроком 100 мм. У всіх балках II серії використовували торцеві упори з розрахунку N_s , крім балки Бн-II-3, де такий упор встановлювали з розрахунку $0,5N_s$. Балки серій I і II випробовували з різними плечами зрізу.

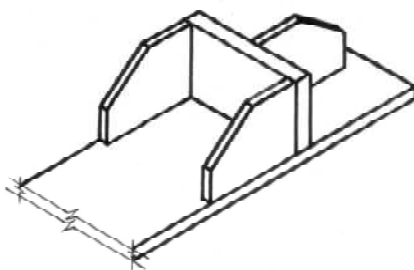


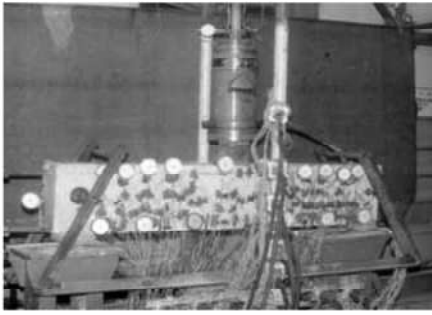
Рис. 1. Жорсткий торцевий упор з двосторонніми ребрами

Третя серія об'єднувала звичайні сталобетонні балки. Поперечне армування балок виконували у вигляді двох вставних каркасів (балки Б-III-2, Б-III-3) або стержні приварювали в тавр у два ряди до металевої стрічки (балка Б-III-1). У балках Б-III-2 і Б-III-3 до металевої стрічки приварювали металеві короткі стержні у два ряди з кроком 100 мм, причому у балці Б-III-2 у шаховому порядку. У балках Б-III-2 і Б-III-3 були торцеві упори з розрахунку $0,28N_s$.

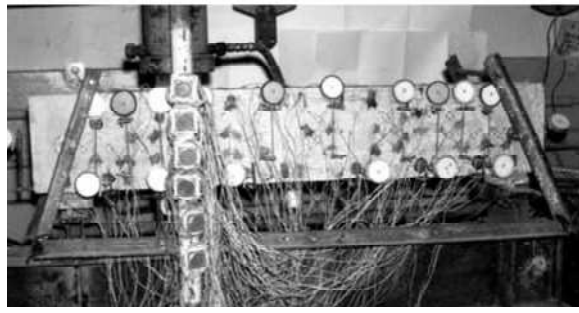
До четвертої серії входило дві балки: одна попередньо напружена (Бн-IV-1), друга – ненапружена (Б-IV-2). Поперечну арматуру приварювали в тавр до металевої стрічки у два ряди з кроком 180 мм у середній частині балки і в шаховому порядку з кроком 135 мм у приопорних частинах. В обох балках цієї серії встановлено торцеві упори (у балці Бн-IV-1 з розрахунку $0,45N_s$, а в балці Б-IV-2 – з розрахунку $0,28N_s$). У балках серій I, II, III відношення $l/h=4,8$, для балок IV серії – $l/h=10$.

Завантаження дослідних балок серій I, II, III виконували однією зосередженою силою (рис. 2), прикладеною з різними плечами зрізу, а балки IV серії завантажували двома симетричними зосередженими силами. Після кожного ступеня завантаження фіксували покази тензодавачів, індикаторів та мікроіндикаторів, що вимірювали деформації стрічкової та стержневої арматури, бетону, зсуви між стрічковою арматурою та бетоном, прогини балок. Появу та ширину розкриття тріщин у бетоні спостерігали за допомогою мірного мікроскопа МПБ-2М. Для повного використання дослідного матеріалу балки, які завантажували однією силою, прикладеною не посередині прольоту, випробували ще й з іншого боку, попередньо охопивши зруйновану частину металевими затяжками.

На початкових стадіях завантаження, тобто до моменту утворення тріщин сталобетонні елементи працюють як єдине ціле. Максимальні значення деформацій розтягу бетону на цьому етапі становили $(3...25)10^{-5}$ відносних одиниць для попередньо напружених балок і $(1...19)10^{-5}$ для звичайних ненапружених балок. Деформації у поперечній арматурі були також незначними і лежали в межах $(1...3)10^{-3}$ мм. Отже, у період до утворення тріщин істотної різниці в роботі елементів з гладкою чи періодичного профілю стрічковою арматурою і з торцевими упорами різної потужності чи без них не виявлено.



а



б

Рис. 2. Стенд випробування сталобетонних балок серії I, II, III на згин:
а – завантаження посередині прольоту; б – завантаження, зміщене до опори

Вплив жорсткого торцевого упору на загальну роботу сталобетонних балок відзначено з початком тріщиноутворення [3, 4]. Аналіз результатів показав, що дослідний момент тріщиноутворення у сталобетонних елементах переважно на 10–35 % вищий, ніж розрахунковий, визначений за методикою СНиП 2.03.01-84*, як для залізобетонних балок. Наявність жорсткого торцевого упору призводить до збільшення моменту тріщиноутворення на 3–8 % порівняно з аналогічними сталобетонними балками без упорів. Отже, методика СНиП недооцінює тріщиностійкість сталобетонних балок, особливо з упорами.

Руйнівні зусилля – F_u в балках, які мають торцеві упори, також на 5–15 % більші, ніж у балках без упорів. Графічно характер зміни міцності похилих перерізів залежно від плеча зрізу, у межах $c=(1.1...2.4)h_0$, та потужності торцевого упору наведено на рис. 3. Як бачимо, чітко простежується зростання міцності при зменшенні плеча зрізу. Це добре підтверджується експериментом. Наприклад, для балок з упорами потужністю $0,5N_s$ точці 1 рис. 3 відповідає $c=1.1h_0$ (балка Бн-II-3), точці 2 – $c=1.5h_0$ (балка Бн-I-3), точці 3 – $c=2.4h_0$ (балка Бн-I-2). На цьому самому рисунку наведено і аналітичне описання інших залежностей.

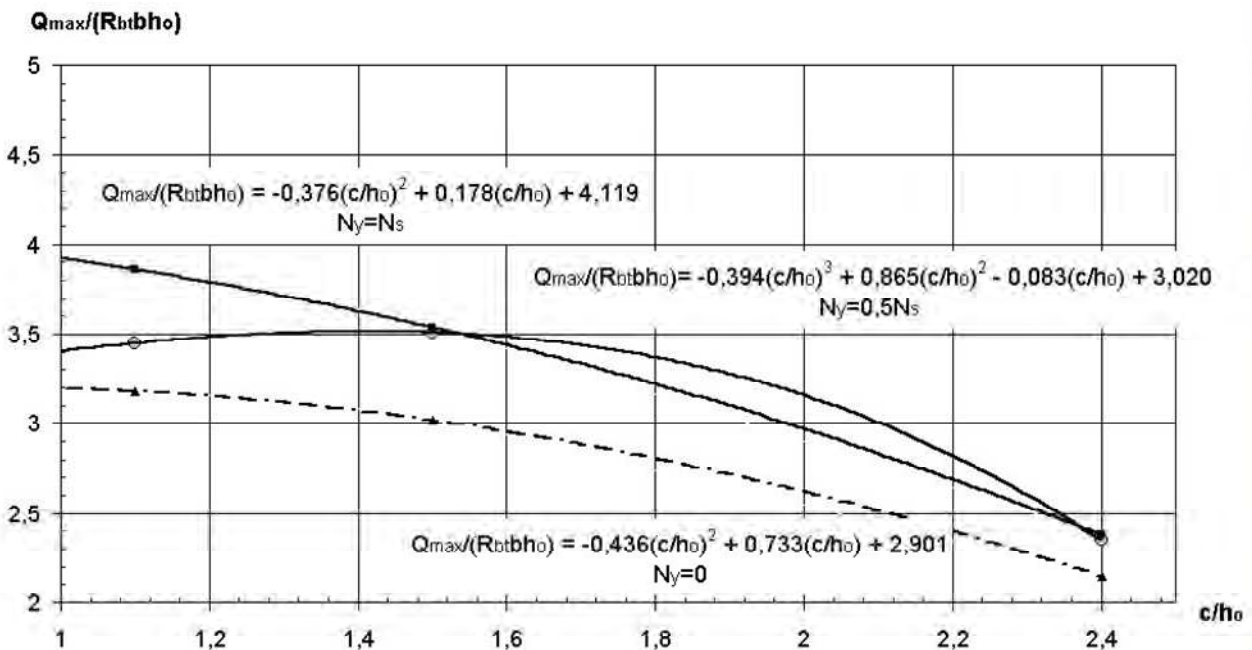


Рис. 3. Залежність міцності похилих перерізів від плеча зрізу та потужності торцевого упору з розрахунку:

— — $1,0N_s$; - - - - - $0,5N_s$; - · - · - $без упору$

Наявність чи відсутність торцевого упору впливала і на прогини дослідних балок, при цьому збільшення потужності упорів від $0,5N_s$ до N_s очікуване зменшення величини прогину не спричиняло. Аналіз отриманих даних на плечах зрізу $c \leq 2,4h_0$ при відношенні $l/h < 10$, показав, що на відміну від методики СНиП 2.03.01-84*, п. 4.32, сумарний прогин f_{tot} можна визначати, нехтуючи значенням прогину, зумовленого деформацією зсуву f_q , тобто $f_{tot} = f_m$, де f_m – прогин, зумовлений деформацією згину. Це твердження справедливо для балок серій I, II і III, де $l/h=4,8$, відхилення експериментальних значень від розрахункових згідно з методикою СНиП 2.03.01-84* становило 150–340 %. При збільшенні плеча зрізу до $c=3h_0$, у балках серії IV, де $l/h=10$, відхилення дослідних прогинів від розрахункових, отриманих за методикою СНиП 2.03.01-84*, лежали в межах 5–10 %.

Характерним для балок з торцевими упорами є зменшення максимальної ширини розкриття домінуючих похилих тріщин, яка в 1,5–2,5 раза менша, ніж у балках без упорів [3]. У звичайній (Б-III-1) і попередньо напруженій (Бн-I-1) балках без торцевих упорів домінуючою при руйнуванні була похила тріщина (рис. 4), яка розвивалась у напрямку від опори до місця прикладання зосередженої сили. Максимальна ширина розкриття такої тріщини досягала 2,0–2,1 мм. Встановлення торцевого упору спричинило зменшення ширини розкриття тріщин до 0,7–1,5 мм. Наявність торцевого упору приводить і до зміни характеру руйнування. У балках з упорами спостерігалась похила смуга руйнування, яка розміщена між двома похилими тріщинами: одна з яких розвивається від опори до місця прикладення зовнішньої зосередженої сили, а друга – у зворотному напрямі, від місця прикладення навантаження до вершини торцевого упору (балки Б-III-2, Б-III-3). Збільшення потужності торцевого упору понад $0,5N_s$ не мало істотного впливу на зменшення величини розкриття тріщин.

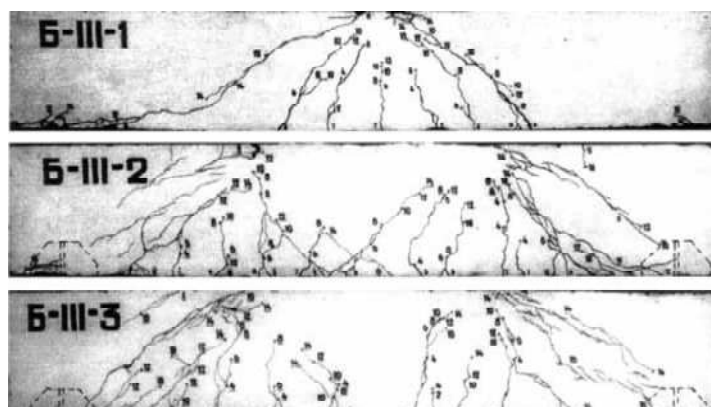


Рис. 4. Характер руйнування балок серії III

Ще один чинник, який значно впливає на руйнування, – це зсуви між арматурною стрічкою і бетоном [5]. Експериментально доведено, що за високих рівнів навантажень $F=(0,7\dots 1)F_u$, зсуви по довжині балки відчутно менші, якщо в балці встановлений торцевий упор. Це стосується як ненапружених, так і попередньо напружених балок. Так, у балках без упорів (Бн-I-1, Б-III-1) зсуви при $0,7F_u$ становили $206 \cdot 10^{-3}$ мм та $292 \cdot 10^{-3}$ мм, а при F_u – $2964 \cdot 10^{-3}$ мм та $942 \cdot 10^{-3}$ мм відповідно. Встановлення торцевого упору зменшило зсуви у попередньо напружених балках (Бн-I-2, Бн-I-3, Б-III-3) до значень $(34\dots 157)10^{-3}$ мм при $0,7F_u$ та $(91\dots 826)10^{-3}$ мм при F_u . Торцеві упори потужністю від $0,28N_s$ до N_s повністю виключали розвиток зсувів на опорах.

При передаванні зусиль попереднього напруження на бетон торцеві упори зменшують втрати попереднього напруження. На цьому етапі в дослідних балках без упорів зміни деформацій в 2–3 рази перевищували зміни деформації в аналогічних балках з торцевими упорами.

Попереднє напруження і наявність торцевого упору мали істотний вплив на деформації та напруження, що виникали при навантаженні (рис. 5). Балки Бн-I-1, Бн-I-2 були виконані з однакового бетону, мали однакові плечі зрізу $c=2,4h_0$ та армування. Але Бн-I-2 мстила торцевий упор, а у балці Бн-I-1 упор був відсутнім. Деформації у бетоні та арматурі на початкових стадіях

завантаження ($F = 60\text{кН} < F_{crс}$) були майже однаковими, відхилення становили не більше ніж 2–5 %. При зростанні навантаження – від появи тріщин (при $F_{crс}=80\text{ кН}$) до $0,7F_u$, деформації бетону інтенсивніше зростали в балці без торцевого упору (Бн-І-1) і були на 7–12 % більші, ніж для балок з упором (Бн-І-2). Максимальні деформації в поздовжній арматурі в балці з упором (Бн-І-2) виникали в місці прикладання зовнішнього навантаження і становили при $0,7F_u$ $117 \cdot 10^{-5}$ відносних одиниць. На опорах ці деформації були незначними (див. рис. 5).

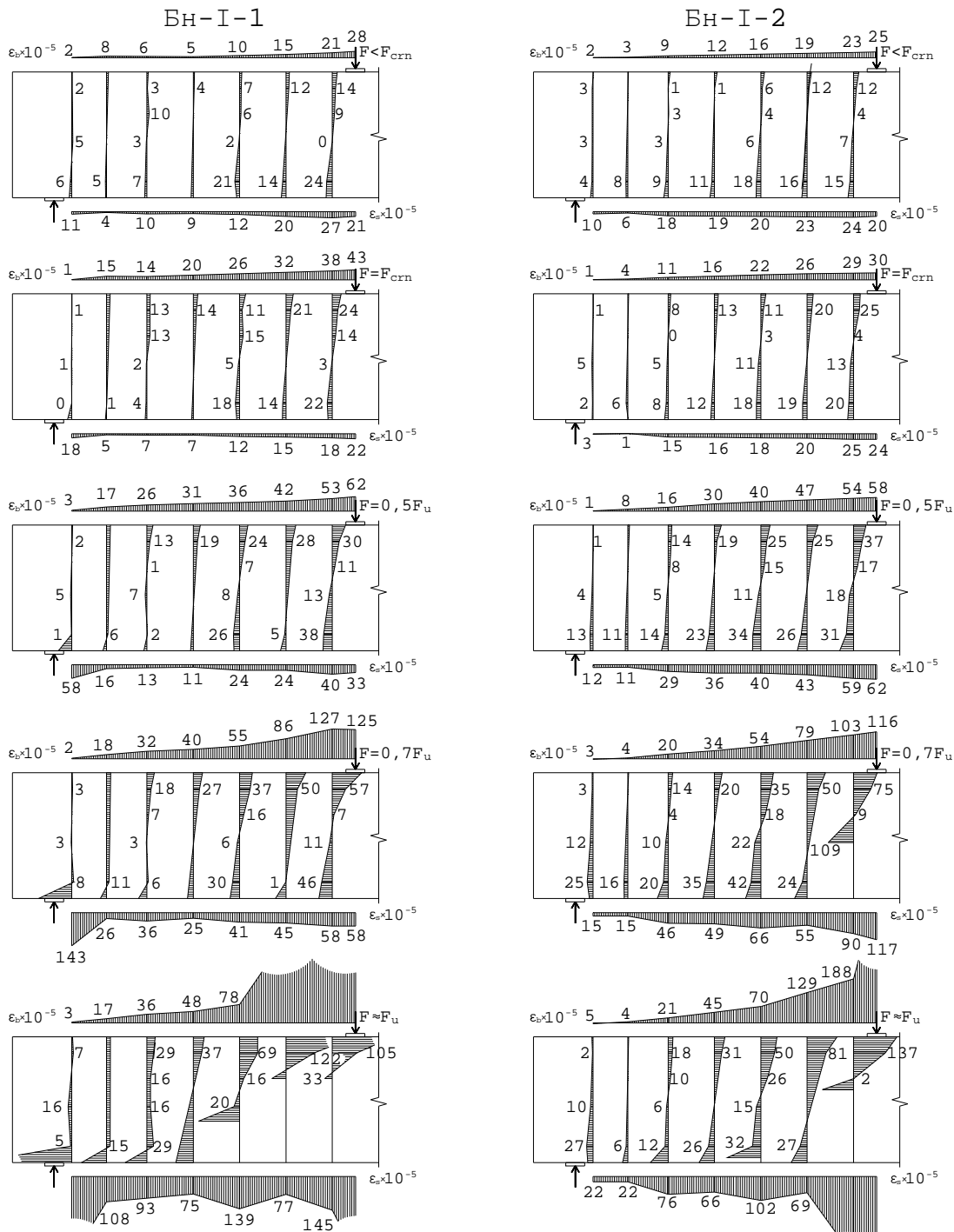


Рис. 5. Розподіл деформацій у перерізах балок Бн-І-1 і Бн-І-2

Аналіз теоретичних та експериментальних даних підтвердив факт впливу торцевого упору на міцність похилих перерізів сталобетонних балок. У балках, для яких виконується умова $l/h < 10$ та

плече зрізу становить $c/h_0 < 2,4$, розрахунок міцності похилих перерізів сталобетонних балок з торцевими упорами запропоновано виконувати загалом за відомою формулою:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (1)$$

де Q_b – поперечне зусилля, що сприймається бетоном в балці з урахуванням торцевого упору; Q_{sw} – поперечне зусилля, що сприймається поперечною арматурою.

Вплив торцевого упору пропонується оцінювати додатковим коефіцієнтом φ_{se} , в доданку Q_b :

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n + \varphi_{se}) R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (2)$$

де φ_{b2} , φ_f , φ_n , R_{bt} , b , h_0 , c – величини за п.3.31 СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции”; φ_{se} – коефіцієнт, що враховує вплив торцевого упору залежно від зміни його потужності, плеча зрізу та міцності бетону.

Фізично коефіцієнт φ_{se} вказує на частку додаткової міцності похилих перерізів сталобетонних елементів за умови встановлення торцевого упору. Графічно залежність значення коефіцієнта φ_{se} від міцності бетону, плеча зрізу та потужності упора показано на рис. 6, 7. Як видно з графіків, найбільше значення коефіцієнта φ_{se} відповідає плечам зрізу, що лежать в діапазоні $1,3 < c/h_0 < 1,7$ для балок з торцевими упорами з розрахунку половини міцності арматурної стрічки та в діапазоні $1,0 < c/h_0 < 1,7$ для балок з торцевими упорами з розрахунку повної міцності арматурної стрічки. Крім того, значення коефіцієнта прямо пропорційне до міцності бетону: із збільшенням міцності бетону значення φ_{se} зростає, із зменшенням – зменшується. Для бетонів класів нижче за В30 за наявності упорів з розрахунку половини міцності та бетонів класів нижче за В20 за наявності упору з розрахунку повної міцності арматурної стрічки вплив упору зникає, за умови аналогічного поперечного армування. Аналогічно і плече зрізу має істотний вплив на значення коефіцієнта φ_{se} : при плечах зрізу $c/h_0 < 1$ та $c/h_0 > 2,4$ воно прямує до нуля. Враховуючи вказані чинники, пропонується значення коефіцієнта φ_{se} визначати за номограмами (рис. 6, б; 7, б). За відсутності торцевого упору значення φ_{se} дорівнює нулю. Для проміжних значень потужності упору φ_{se} визначається за інтерполяцією.

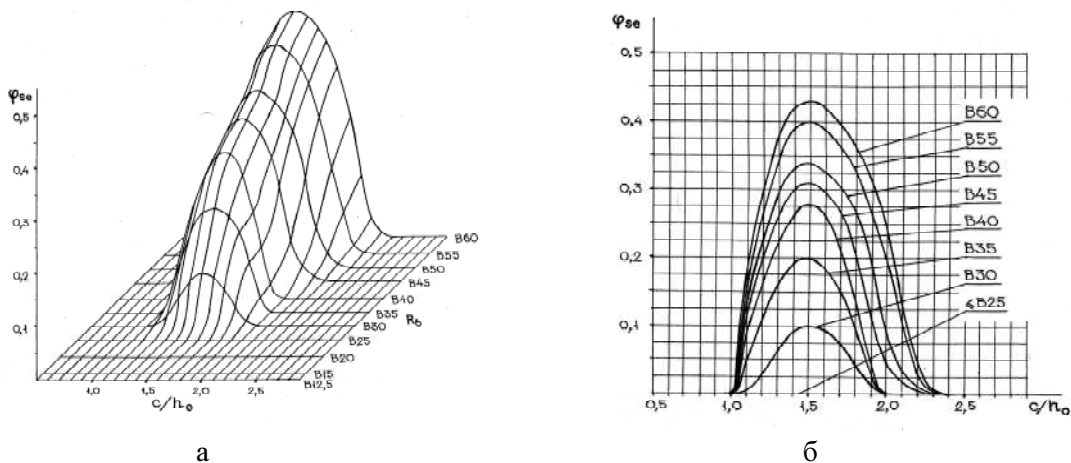


Рис. 6. Залежність коефіцієнта φ_{se} від плеча зрізу та міцності бетону при потужності торцевого упору з розрахунку половини міцності арматурної стрічки (а) та номограма (б)

На підставі експериментальних та теоретичних досліджень запропоновано значення прогинів згинаних сталобетонних елементів, які містять торцеві упори, на плечах зрізу $c \leq 2,4h_0$ та за умови $l/h < 10$, на відміну від методики СНиП 2.03.01-84*, п. 4.32, визначати за формулою:

$$f_{tot} = f_m, \quad (3)$$

де f_{tot} – повний прогин; f_m – прогин, зумовлений деформацією згину.

Ця формула відрізняється від нормативної виключенням доданку f_q у правій частині, де f_q – прогин згинаних елементів зумовлений деформацією зсуву. Це припущення зроблене на основі аналізу отриманих експериментальних даних для балок з торцевими упорами, на плечах зрізу $c \leq 2.4h_o$, в яких зсуви у прольоті балки в кілька разів менші, а на торцях практично відсутні, на відміну від балок без упорів. Визначені прогини балок з торцевими упорами без урахування доданку f_q точніше збігаються з експериментальними значеннями прогинів для балок з $c \leq 2.4h_o$ та розрахованих теоретично у ході числового експерименту.

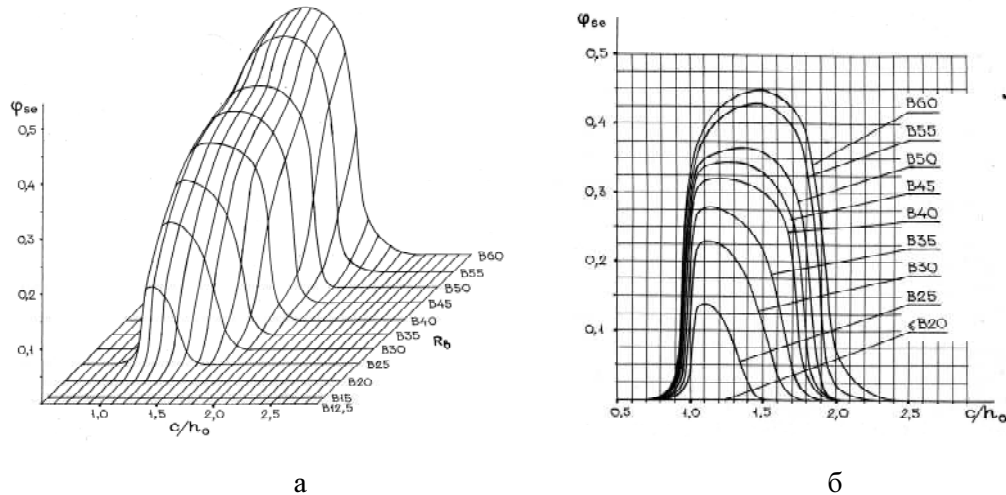


Рис. 7. Залежність коефіцієнта φ_{se} від плеча зрізу та міцності бетону за потужності торцевого упору з розрахунку повної міцності арматурної стрічки (а) та номограма (б)

Загалом запропоновані удосконалення до розрахунку міцності похилих перерізів та прогинів сталобетонних балок з торцевими упорами дають змогу отримати точніші розрахункові значення вказаних величин.

Для чіткішого уявлення роботи сталобетонних елементів під навантаженням та створення доволі надійного й ефективного методу розрахунку доцільно побудувати фізичну модель роботи елементів. Адже саме фізична модель показує чітку картину внутрішніх зусиль, що виникають в елементах під дією зовнішнього навантаження, характер його деформування та причини руйнування. Роботу сталобетонних елементів можна показати у вигляді фізичної моделі, використовуючи дисково-зв'язкову систему, як було запропоновано О.С. Залесовим та Ю.А. Клімовим [6].

Аналіз експериментального матеріалу, висвітленого в літературних джерелах [6], та урахування результатів досліджень дають змогу узагальнити схеми руйнування сталобетонних елементів під дією поперечних сил. Подібно до залізобетонних елементів руйнування сталобетонних під дією поперечних сил відбувається за такими схемами:

- руйнування елементів у стиснутій зоні в результаті дроблення бетону у разі наявності основної похилої тріщини;
- руйнування в стиснутій зоні в результаті дроблення бетону з одночасним дробленням бетону по похилій смузі;
- руйнування в розтягнутій зоні внаслідок текучості поздовжньої арматури в місці її перетину похилою тріщиною;
- руйнування в стиснутій зоні в результаті дроблення бетону за наявної переважаючої похилої тріщини, яка переростає в поздовжню тріщину, що вказує на значний зсув між поздовжньою розтягнутою арматурою і бетоном, який виникає внаслідок втрати зчеплення при недостатньому поперечному армуванні.

Як і для залізобетонних елементів, кожна з перерахованих форм руйнування має певні особливості, тобто є певні відмінності у тріщиноутворенні, напружено-деформованому стані, розподілі внутрішніх зусиль. На ці відмінності значною мірою впливають також і конструктивні чинники

сталебетонних елементів (гладка чи рифлена робоча стрічкова арматура, наявність чи відсутність торцевих упорів, розміщення поперечної арматури вертикально чи під певним кутом тощо).

Аналіз досліджень дає змогу стверджувати, що під час завантаження сталебетонних елементів виникають зони максимальних концентрацій деформацій бетону та арматури. Зокрема, зона концентрації максимальних деформацій бетону виникає неподалік вершини критичної похилої тріщини. Для поздовжньої арматури така зона розміщена в місці перетину її нормальною тріщиною, яка виникає в кінці плеча зрізу чи в місці перетину критичною похилою тріщиною. Для поперечної арматури це характерно в місці перетину її похилою тріщиною. Водночас необхідно зауважити, що в цих зонах деформації значно перевищують деформації решти частин елемента.

Застосовуючи теорію Ю.А. Клімова та О.С. Залесова, можна розглядати сталебетонний елемент, який працює на сприйняття поперечних сил, як дисково-зв'язкову систему, яка об'єднує жорсткі бетонні частини елемента (блоки або диски) за допомогою податливих зв'язків. Виділивши основні тріщини, що виникають під час завантаження сталебетонного елемента, побачимо, що система дисків і зв'язків буде мати такий вигляд (рис. 8, 9):

бетонні блоки B_1^* , B_1 і B_2 , які утворились за рахунок критичної похилої тріщини, вертикальної площини, що проходить через вершину похилої тріщини від стиснутої до розтягнутої грані елемента та похилої тріщини, яка розвивається від вершини торцевого упора до верхньої грані елемента. Блок B_1^* утворюється лише за наявності жорсткого торцевого упора (див. рис. 9). Якщо ж упору немає, то блоки B_1^* та B_1 об'єднуються в єдиний блок B_1 (див. рис. 8);

бетонний блок B_3 – середня частина балкового елемента, яка розміщена в зоні чистого згину та обмежена вертикальними площинами, що проходять через зовнішні грані елементів, які передають навантаження на сталебетонну балкову конструкцію;

зв'язок 1 – бетон стиснутої зони над вершиною критичної похилої тріщини;

зв'язок 2 – бетон стиснутої зони під похилою тріщиною;

зв'язок 3 і 4 – поздовжня зовнішня стрічкова арматура в місцях її перетину відповідно нормальною і критичною похилою тріщинами;

зв'язок 5 і 5* – поперечна арматура;

зв'язок 6 – бетон контактної зони поздовжньої стрічкової зовнішньої робочої арматури та бетонного масиву елемента;

зв'язок 7 – верхня поздовжня арматура.

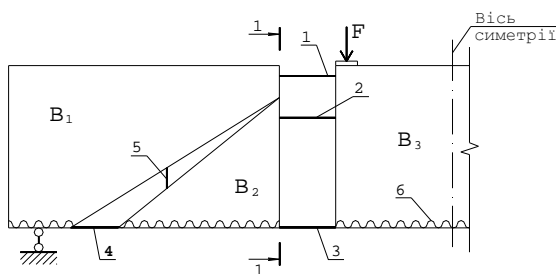


Рис. 8. Фізична модель роботи сталебетонного елемента без торцевого упора, що сприймає поперечну силу:

B_1, B_2, B_3 – бетонні блоки,

1, 2, 3, 4, 5, 6 – зв'язки.

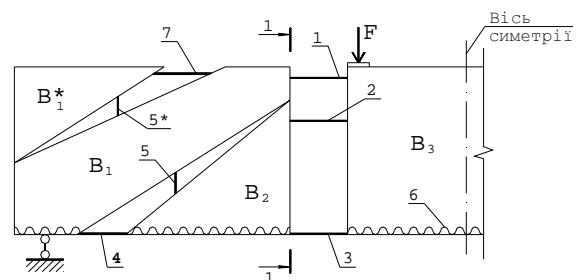


Рис. 9. Фізична модель роботи сталебетонного елемента з жорстким торцевим упором, що сприймає поперечну силу:

B_1, B_1^*, B_2, B_3 – бетонні блоки,

1, 2, 3, 4, 5, 5*, 6, 7 – зв'язки.

Показана на рис. 8 та 9 дисково-зв'язкова система може бути прийнята як фізична модель сталебетонної балки, що сприймає поперечну силу. Перетворення балки на дисково-зв'язкову систему під дією зовнішнього навантаження можна показати так.

До моменту утворення тріщин (стадія I напружено-деформованого стану) балка працює як єдине суцільне пружне тіло. Дисково-зв'язкова система починає формуватися з моменту утворення

тріщин, тобто з початком II стадії напружено-деформованого стану роботи елемента. Як відомо, у ході завантаження спочатку виникають нормальні тріщини, які розвиваються в кінці прольоту зрізу. Відповідно в нашій системі починає виділятися бетонний блок B_3 та зв'язки 1, 2, 3 і 6. У цей період в зоні дії поперечних сил блоки B_1 і B_2 (див. рис. 8) або B_1 , B_1^* і B_2 (див. рис. 9) поки що не поділені похилими тріщинами і є єдиним блоком, який: по-перше, повертається щодо горизонтальної осі – межі стиснутої зони в перерізі 1 – 1 (див. рис. 9, 10); по-друге, зсувається відносно зовнішньої стрічкової арматури. Максимальні зсуви можливі при недостатньому об'єднанні металеві стрічкової арматури з бетоном та за відсутності жорсткого торцевого упору. Разом з тим, виникають зсуви за довжиною блока B_3 .

Друга стадія напружено-деформованого стану роботи сталобетонних, як і залізобетонних, елементів характерна тим, що в цей період утворюються не лише нормальні, а й похилі тріщини. У ході збільшення зовнішнього навантаження виникає критична похила тріщина, яка ділить крайній єдиний блок на два, тобто на блоки B_1 та B_2 , і виникають також додаткові зв'язки 4 і 5 (див. рис. 8).

Деяко відмінною є картина за умови встановлення у балкових елементах жорстких торцевих упорів. У такому разі наприкінці II стадії напружено-деформованого стану виникає ще одна характерна похила тріщина, яка розвивається від вершини торцевого упору у напрямі до місця прикладення сили, тим самим ділить блок B_1 на два – B_1 та B_1^* (див. рис. 9). З появою блока B_1^* виникають ще додаткові зв'язки 5* і 7.

На цьому етапі можна вважати формування дисково-зв'язкової системи завершеним.

Перетворення балки із суцільного пружного тіла на дисково-зв'язкову систему супроводжується якісними змінами в її роботі та деформуванні. Якщо на початкових стадіях завантаження виникали окремі диски та зв'язки, а сприйняття зовнішнього навантаження характеризувалося поворотом плоских перерізів і згином нейтральної осі, то після кінцевого формування дисково-зв'язкової системи сприйняття зовнішнього навантаження відбувається за рахунок роботи зв'язків, а характер деформування визначається переміщенням блоків і деформуванням зв'язків.

Висновки. На підставі експериментально-теоретичних досліджень встановлено не тільки якісну, але й кількісну картину позитивного впливу торцевих упорів різної потужності на підвищення тріщиностійкості і міцності похилих перерізів та зменшення деформативності (прогинів) звичайних та попередньо напружених згинаних сталобетонних елементів. Розроблені і досліджені торцеві упори різної потужності та запропоновані найефективніші жорсткі упори потужністю 0,4–0,6 міцності зовнішньої стрічкової арматури, які одночасно слугують і опорними закладними деталями і засобами для натягу стрічкової арматури попередньо напружених балок.

Досліджено несучу здатність та деформативність, характер утворення похилих тріщин та розвиток зсувів між бетоном і стрічковою арматурою за контактом зчеплення у сталобетонних балках з торцевими упорами. Наявність жорстких торцевих упорів у сталобетонних балках призводить до підвищення експериментального моменту тріщиноутворення на 10–35 % порівняно з розрахунковим, визначеним за чинною методикою, та до додаткового збільшення цього самого моменту на 3–8 % порівняно із сталобетонними балками без упорів. У сталобетонних елементах з жорсткими торцевими упорами максимальна ширина домінуючої похилої тріщини в 1,5–2 рази менша, ніж у балках без упорів.

При плечах зрізу $c \leq 2,4h_0$ несуча здатність похилих перерізів сталобетонних балок з торцевими упорами збільшується до 15 % порівняно з аналогічними балками без упорів.

У сталобетонних балках встановлення жорстких торцевих упорів сприяє зменшенню прогинів. При визначенні величини прогинів, якщо $l/h < 10$, сумарний прогин доцільно визначати, нехтуючи значенням прогину, зумовленого деформацією зсуву.

Сталобетонні балкові конструкції, у яких встановлені торцеві упори, мають в 2,5–3 рази менші величини зсувів між зовнішньою стрічковою арматурою і бетоном в прольоті балки. На відміну від балок без торцевих упорів, у балках з упорами зсуви на торцях повністю відсутні.

Запропоновано удосконалення до методики інженерного розрахунку міцності похилих перерізів та прогинів сталобетонних балок за СНиП 2.03.01-84* враховують вплив жорстких торцевих упорів.

Запропонована фізична модель роботи сталобетонних елементів під дією поперечних сил у вигляді дисково-зв'язкової системи пояснює фізичну суть роботи таких елементів під навантаженням. Фізична модель дає змогу змоделювати саме ті причини вичерпування несучої здатності окремих елементів сталобетонних конструкцій, що призводять до їхнього руйнування.

1. Клименко Ф.Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К.: Будівельник, 1984. – 88 с. 2. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Фамуляк Ю.Є. Міцність сталобетонних балок без торцевих упорів та з упорами різної потужності // Вісн. ЛДАУ. – Львів, 2000. – С. 132–136. 3. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Фамуляк Ю.Є. Сталобетонні конструкції з жорсткими торцевими анкерами // Будівництво України. – 2003. – № 5. – С. 23–28. 4. Фамуляк Ю.Є., Мазурак А.В., Волинець М.Е. Вплив жорстких анкерних зв'язків зовнішньої арматури сталобетонних балок на їх міцність і жорсткість // Зб. матеріал. конф. “25 років сталобетонних конструкцій з зовнішнім армуванням”. – Львів, 1996. – С. 109–112. 5. Фамуляк Ю.Є. Розвиток зсувів між стрічковою арматурою і бетоном в сталобетонних балках з торцевими упорами // Вісн. ЛДАУ. – Львів, 2002. – С. 75–79. 6. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К.: Будівельник, 1989. – 105 с.

УДК 624.012.35:620.179.17

П.М. Коваль, П.М. Сташук
Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна
03113, м. Київ, пр. Перемоги, 57

МОНІТОРИНГ ТРИЩИНОУТВОРЕННЯ У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ АВТОДОРОЖНЬОГО МОСТА ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ МЕТОДУ АКУСТИЧНОЇ ЕМІСІЇ

© Коваль П.М., Сташук П.М., 2007

Наведено результати досліджень залізобетонних конструкцій прогонових будов естакади, що зазнала вогневого впливу, біля станції метро “Шулявська” в м. Києві із використанням методу акустичної емісії. На підставі виконаних досліджень надано рекомендації з обмеженої експлуатації споруди.

The results of the researches using acoustic emission method of bridge superstructures near the Shulavska underground station in the city of Kyiv are represented. On the basis of these investigation the recommendations of limited exploitation of the bridge structures are given.

Постановка проблеми. Підвищення надійності та довговічності мостів на автомобільних дорогах в Україні внаслідок збільшення транспортних потоків стає все актуальнішим. Одним із перспективних методів у прогнозуванні ресурсу та визначенні технічного стану конструкцій і споруд є методи механіки руйнування, але застосування цих методів потребує знання координат розташування дефекту, його форми і розмірів, знання напруженого стану і механічних властивостей матеріалу в області дефекту. Тому використання методів механіки руйнування в натурних складних конструкціях, якими є автодорожні мости, є дещо ускладнене. Найдоцільніше використання методів, які реагують на активізацію того або іншого дефекту за супутніми ознаками, наприклад, за