

Таблиця 1

Характер навантаження, схеми перетворювача	Коефіцієнт спотворення	Оцінка на основі похідної	Оцінка на основі похідної з низькою частотою дискретизації	Оцінка на основі площі заповнення	Симетричність
Трифазна нульова схема випрямлення	0,826	3,211	3,211	1,879	Ні
Трифазна нульова схема випрямлення зі спотворенням	0,823	3,132	3,121	1,887	Ні
Трифазна мостова схема перетворення з активним навантаженням	0,958	1,849	1,849	2,477	Так
Трифазна мостова схема перетворення з індуктивним навантаженням	0,976	12,319	2,23	2,458	Так
Еквівалентна 12-фазна схема перетворення	0,957	3,612	3,612	1,932	Так
Синусоїдальний сигнал	1	43,05	5,45	1,975	Так
Трикутний сигнал	0,993	32,768	4,096	1,154	Так

Висновки. Адаптувавши до електричних кіл методи графічної ідентифікації інтерпретованого образу, запропоновано математичний апарат для побудови системи ідентифікації енергоспоживача, що значно підвищує універсальність нетрадиційних систем контролю та обліку енергетичних показників. Запропоновані математичні викладки є відносно простими в аспекті технічної реалізації системи на сучасній мікропроцесорній базі. Система ідентифікації має низьку чутливість до завад у каналі виміру. Це дає змогу використовувати для виміру сигналу відносно дешеві датчики струму.

Список літератури

1. **Кумаков Ю.А.** Оценка показателей качества электрической энергии в цифровых системах управления силовой электроникой / **Ю.А. Кумаков** // *Электрик*, 2010. - №1-2. - С. 34 – 38.
2. **Сінолиций А.П.**, Нетрадиційні системи автоматизованого контролю та обліку енергетичних показників / **А.П. Сінолиций, В.А. Кольсун, М.В. Жуйков** // *Вісник Криворізького технічного університету*, 2007. – Вип. 17. – С. 138-142.
3. **Сінолиций А.Ф.** Модифицированный метод расчета энергетической эффективности сложных комплексов и систем/ **А.Ф. Сінолиций** // *Академический вестник международной академии компьютерных наук и систем*, 1998. – №2. – С. 90-94.
4. **Сінолиций А.П.** Автоматизована система контролю та обліку енергетичних показників системи живлення групи електроприводів / **А.П. Сінолиций, В.А. Кольсун, В.С. Козлов** // *Вісник Криворізького технічного університету*, 2011. – Вип. 28. – С. 154-156.
5. **В.Н. Вапник** Теория распознавания образов (статистические проблемы обучения) / **В.Н. Вапник, А.Я. Червоненкис**. - М.: Наука, 1974. - 416 с.
6. http://citforum.ru/programming/delphi/recognition_1/

Рукопис подано до редакції 05.04.12

УДК 624.046.2

О.І. ВАЛОВОЙ, О.Ю. ЄРЬОМЕНКО, кандидати техн. наук, доц.

М.О. ВАЛОВОЙ, асистент, ДВНЗ «Криворізький національний університет»

ОКРЕМІ ПИТАННЯ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПІДСИЛЕНИХ НАРОЩУВАННЯМ

Встановлено залежність між зміною форми поперечного перерізу дослідних балок, яка відбулася під час підсилення, та передчасним їх руйнуванням. Результати узагальнені та зроблені висновки, приведено рекомендації з підвищення несучої здатності таких елементів.

Вступ. Реконструкція будівель буває потрібною в багатьох випадках наприклад, коли змінюють функціональне призначення будівлі і як наслідок змінюють його конфігурацію або коли його конструктивні елементи, під час експлуатації, набули ушкоджень, які не дозволяють надалі безпечно експлуатувати будівлю. Часто під час реконструкції виникає потреба у збільшенні

несучої здатності несучих конструкцій. Проектування підсилення істотно відрізняється від “нового проектування” тим, що конструкція експлуатується певний проміжок часу, а відповідно, властивості матеріалу конструкції змінилися, стабілізувалися процеси повзучості, конструкція на момент підсилення знаходиться під навантаженням. Підсилення конструкцій дозволяють значно збільшити строк експлуатації будівлі.

Для переважної більшості існуючих житлових і промислових будівель та споруд в якості матеріалу несучих конструкцій використовувався залізобетон. В зв'язку з цим важливе місце в розв'язку питань проектування підсилення залізобетонних конструкцій займає проблема подальшого розвитку теорії опору залізобетону стосовно підсилених конструкцій.

Аналіз останніх досліджень. Серед несучих конструкцій будівель та споруд значну частку займають згинальні елементи. З існуючих способів підсилення нарощуванням можна виділити спосіб, при якому відбувається нарощування стиснутої зони згинального елемента. Останній має перевагу перед способом підсилення нарощування розтягнутої зони у тому, що дозволяє значно збільшити несучу здатність елемента та є менш трудомістким.

При виконанні підсилення нарощуванням зверху нормативні документи що були дійсні до недавнього часу [1] обмежуються лише окремими декларативним положеннями, яких виявляється недостатньо при проектуванні підсилення, а в сучасних нормах [2] відсутні навіть вони.

У літературі [3,4] присвяченій підсиленню залізобетонних конструкцій, головний акцент робиться на те, що для забезпечення надійної роботи підсилених елементів необхідно, щоб шар підсилення мав надійне зчеплення з бетоном існуючої конструкції. Для виконання цієї умови рекомендують [4] на поверхні бетону елемента що підсилюється влаштувати насічки, шпонки, додаткову поперечну арматуру з приварюванням до поперечної арматури елемента або використовувати синтетичні клеї в зоні контакту “старого” та “нового бетонів”. Тобто вирішальною, огляду надійної роботи підсиленої конструкції при експлуатації, є забезпечення міцності контактної шва між бетоном елемента, що підсилюється та шаром підсилення. При цьому зона контакту піддається одночасній дії стискаючих, розтягуючих чи зсувних зусиль.

За роки незалежності було проведено певну кількість досліджень [5-7], щодо визначення особливостей підсилення згинальних елементів в стиснутій зоні. Так в роботах [5, 6] метою проведення експерименту було визначення несучої здатності та деформативності експериментальних балок після підсилення за умови дії статичного та небагаторазового повторного навантаження [7]. При цьому поряд з показниками міцності та жорсткості були отримані дані про вплив зони контакту “старого” та “нового” бетонів на загальну міцність елемента. Роботу [6] взагалі повністю присвячено визначенню найбільш ефективного способу улаштування контактної шва при підсиленні залізобетонних балок у стиснутій зоні. Кожен з дослідників приділяв велику увагу забезпеченню достатньої, а інколи і надлишкової, міцності контактної шва.

Урахуванню конструктивних особливостей, яких набули балки після підсилення, уваги було приділено недостатньо, що внесло корективи як у проведення експериментів, так і по відношенню до отриманих результатів.

Постановка мети і задач дослідження. Метою поставлених досліджень було з'ясування впливу конструктивних особливостей балок підсилених в стиснутій зоні нарощуванням на їх загальну несучу здатність.

Методика досліджень. З огляду на означену мету було проаналізовано експериментальні дані отримані дослідниками [5-7], які в різний час займалися питаннями підсилення згинальних елементів в стиснутій зоні нарощуванням. Експериментальні дані було узагальнено та проаналізовано.

Результати досліджень. Аналіз даних отриманих дослідниками [5-7] при експериментальних випробуваннях балок підсилених в стиснутій зоні дозволяє виявити спільні риси в роботі балок на всіх етапах навантаження. Останнє стало можливим завдяки тому, що підсилення балок відбувалося за схожою схемою, а саме підсиленню підлягав залізобетонний згинальний елемент прямокутного перерізу, який після улаштування шару підсилення змінював форму поперечного перерізу на таврову. Факторами, що підлягали зміні, залежно від мети експерименту, були матеріал шару підсилення, умови навантаження та стан зразка, а також спосіб улаштування надійного зчеплення “старого” та “нового” бетонів.

Незважаючи на різну мету, яку ставили дослідники перед собою при проведенні експерименту та невеликі відхилення в характері руйнування підсилених зразків, можна виділити на-

ступні стадії напружено-деформованого стану балок, які є загальними, а саме [5]:

перша стадія характеризується, практично, пружними деформаціями бетону у розтягнутій та стиснутій зонах. Вона відповідає зусиллям, які складають 0,3-0,4 від руйнівних, тобто цей стан триває, практично, до появи перших нормальних тріщин;

друга стадія напружено-деформованого стану балок знаходиться у діапазоні навантажень, починаючи з рівня 0,3-0,4 до рівня 0,7-0,8 від руйнівного, що відповідає експлуатаційній стадії роботи конструкції. В підсилених зразках нормальні тріщини, практично не отримують розвитку. При рівні навантажень 0,4-0,5 від руйнівного спостерігається початок відшарування підсилюючого шару бетону від основної конструкції залізобетонної балки. Слід зазначити, що в усіх серіях підсилених балок розшарування починається в чвертях прольоту, у зоні сумісної дії поперечної сили та згинального моменту, і розвивається у напрямку до опори. З початком розшарування співпадає момент виникнення похилих тріщин. Вони з'являються в бетоні підсилюючої конструкції на нейтральній осі. Тріщини розвиваються з гори до низу у напрямку до опори. Такий характер тріщиноутворення викликаний частковим змінанням стиснутої зони бетону підсилюючої балки в чвертях прольоту внаслідок відокремлення підсилюючого шару бетону.

Подальше змінання стиснутої зони бетону підсилюючої балки стримується частково ще не відокремленим шаром підсилення, а також зусиллями опору зсуву, що діють у зоні контакту "старого" та "нового" бетонів. Також на цьому етапі з'являються перші похилі тріщини у чвертях прольоту, які розвиваються з низу до гори у напрямку від опори до місця прикладення зосередженої сили. Їх утворення та розвиток стають можливими завдяки ослабленню стиснутої зони елемента в чвертях прольоту внаслідок відшарування шару підсилення і, як наслідок, часткового змінання стиснутої зони бетону у цьому місці. Виникнення цих тріщин остаточно обумовлює подальше руйнування підсилених балок за похилими перерізами;

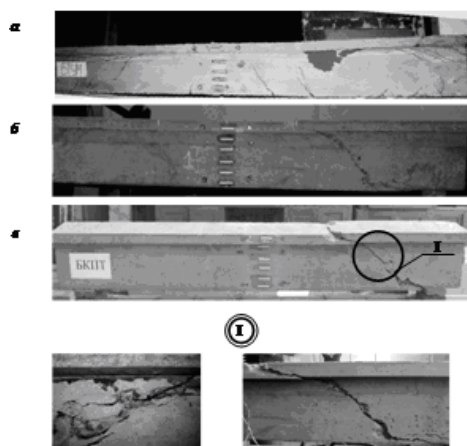
третьа стадія роботи відповідає навантаженням, які складають 0,8-0,9 від руйнівних. Стан підсилених балок характеризується подальшим розвитком відшарування підсилюючих шарів від базових конструкцій;

четверта стадія роботи балок - це стадія руйнування. Продовжується відшарування підсилюючого шару. Тріщини, які з'являються наприкінці попереднього етапу в приопорній зоні балок на рівні розтягнутої арматури починають інтенсивно розвиватися. На зустріч їм згори до низу також розвиваються похилі тріщини. При подальшому збільшенні навантаження похилі тріщини, що розвиваються згори та знизу з'єднуються, внаслідок чого відбувається роздроблення бетону над похилою тріщиною. Після цього основну частину навантаження починають сприймати поперечні стержні, що майже миттєво призводить до руйнування залізобетонного елемента за похилими перерізами.

Загальний вид підсилених зразків балок після руйнування, який дозволяє отримати уявлення про характер тріщиноутворення та руйнування зразків наведено на рис. 1.

Визначальним в приведених результатах є те, що попередньо дослідниками ставилася мета досягнути вичерпання несучої здатності підсилених зразків балок за нормальними перерізами. Проведені теоретичні розрахунки вказували на те, що як міцності контактного шва, так і міцності зразків при розрахунку за поперечною силою для цього достатньо [5-7].

Рис. 1. а,б,в - зруйновані зразки підсилених балок в роботах [5-7], відповідно



Невідповідність отриманих результатів та теоретичних розрахунків могла виникнути внаслідок відсутності конкретних вимог, щодо улаштування підсилення та не досконалості існуючих методів розрахунку. Єдині обмеження, які існують [1,4] полягають в тому, що клас бетону підсилення повинен бути не нижче класу бетону підсилюючої конструкції, а також в забезпеченні достатньої міцності контактної шва. Як показує практика не завжди цих вимог достатньо для надійної та прогнозованої роботи конструкції.

Відомо, що в чвертях прольоту вагомий вплив на несучу здатність згинального елемента створює дотичне напруження, як наслідок дії поперечної сили, а також

те, що місцях різкої зміни форми поперечного перерізу елемента відбувається значне збільшення величини цих напружень.

На рис. 2 показано умовний розподіл дотичних напружень за висотою поперечного перерізу елемента таврового профілю. При цьому, як раніше зазначалося, в місці примикання шару підсилення до підсилюваної конструкції відбувається їх стрибок. Величина останнього залежить від співвідношення b_f/b ; чим воно більше, тим більшою буде величина стрибка напружень.

Слід зауважити, що на рис. 2а, наведено ідеалізовану епюру розподілу дотичних напружень. За перерізом 1-1, розподіл напружень буде окреслюватися графіком, показаним на рис. 2б. За перерізом 2-2, розподіл напружень залежить від того, чи було виконане округлення кутів в місці примикання стінки до полиці.

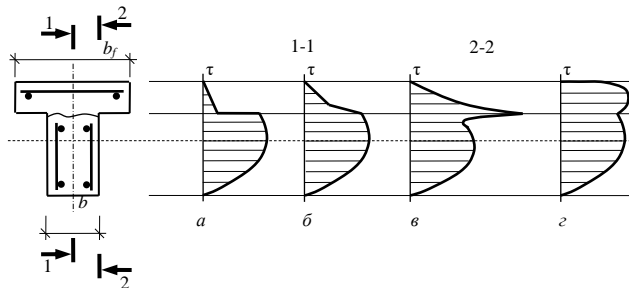


Рис. 2. Концентрація дотичних напружень в характерних точках за висотою перерізу

На рис. 2в наведено випадок розподілу напружень за відсутності таких округлень, а на рис. 2г, якщо вони були виконані. Як видно з рис. 2в, місцеві напруження можуть досягати дуже значних величин.

Аналіз рис. 2 та наведених результатів досліджень дозволяє зробити припущення про наступний характер та причини руй-

нування балок за похилими перерізами. Дослідники [5-7] відмічали, що похилі тріщини починали розвиватися при рівні навантажень 0,4-0,5 від руйнівного. При цьому розвиток отримували похилі тріщини які утворилися, як в при опорній зоні, так і ті що виникли в зоні контакту бетонів, поряд з місцем прикладання зосередженого навантаження. Крім того при даному рівні навантаження нейтральна лінія розташовувалася в межах полиці, а отже бетон в межах контактного шва зазнавав дії зусиль розтягання. Бетон підсилюваної балки, в межах контактного шва, зазнавав збільшеного впливу цих зусиль, порівняно з бетоном шару підсилення в цій зоні (рис. 2). Оскільки дослідниками, у відповідності до рекомендацій [1,4], клас бетону шару підсилення приймався більшим за клас бетону підсилюваної конструкції, то найслабшим місцем, з точки зору сприйняття зусиль розтягання, виявився не контактний шов, а бетон підсилюваної конструкції в околі контактного шва. В усіх приведених дослідах [5-7] зразки армувалися таким чином, що була відсутня поперечна арматура, яка б перетинала контактний шов і могла опиратися дії дотичних напружень. Таким чином, тріщини які з'явилися в околі контактного шва в бетоні конструкції, що підсилюється, ймовірно були викликані впливом дотичних напружень. Розтріскування бетону призвело до локального розшарування в місці утворення тріщин. Після цього бетон над похилою тріщиною та шар підсилення виключається з роботи. Дійсно, бетон підсилюваного елемента не міг сприймати ці навантаження, тому що в ньому і почався процес тріщиноутворення, а бетон шару підсилення, після розшарування, також не міг чинити опір дії поперечних сил. Подальше збільшення навантаження призвело до утворення похилої тріщини [5-7], яка йшла з гори до низу назустріч тріщинам, що розвивалися від опори. Після цього сприймати діюче навантаження повинна була лише поперечна арматура, що і призвело до руйнування елементів.

Отже для описуваних прикладів визначальною, з точки зору несучої здатності, була не міцність контактного шва, а відсутність поперечної арматури яка б його перетинала. На користь зроблених припущень виступає, той факт, що в роботі [6] одна з серій балок з самого початку проектувалася таврового перерізу, як еталонна. Армуння ж було виконана, як для зразків, що підлягали підсиленню, тобто поперечна арматура розташовувалася в межах ребра і не доходила до полиці. У результаті проведених експериментальних випробувань ці балки також зруйнувалися за похилими перерізами [6].

Основні висновки. Приведені результати досліджень дозволяють дійти висновку, що не завжди існуючих рекомендацій, щодо виконання підсилення ти чи іншим способом, достатньо. При виконанні підсилення згинальних елементів нарощуванням стиснутої зони, окрім забезпечення достатньої міцності контактного шва, потрібно враховувати конструктивні особливості елементів, які утворюються після підсилення. Так, попередньо, можна рекомендувати при ви-

конанні підсилення нарощуванням зверху, обов'язкове додаткове армування шару підсилення в чвертях прольоту. При цьому слід забезпечити надійну сумісну роботу поперечної арматури елемента що підсилюється з додатковою поперечною арматурою шару підсилення. Також не слід зневажати культурою ведення будівельних робіт і для запобігання концентрації дотичних напружень в точках вхідних кутів перерізу робити округлення. Безумовно, для підтвердження зроблених висновків та припущень потрібні додаткові цілеспрямовані експериментально-теоретичні дослідження.

Список літератури

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. - 79 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону / Мінрегіонбуд України. - К.: Урархбудінформ, 2011. - 118 с.
3. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Д.Н. Лазовский. – Новополюк: Изд-во Полоцкого гос. ун-та, 1998. – 240 с.
4. Гольшев А.Б. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просядочных оснований. – К.: Логос, 2004. – 219 с.
5. Єрмоєнко О.Ю. Ефективність варіантів підсилення у стиснутій зоні залізобетонних елементів, що працюють на згин. Дисс. канд. техн. наук. КНУБА, 2005. – 133 с.
6. Попруга Д.В. Міцність стикових з'єднань при підсиленні залізобетонних згинальних елементів у стиснутій зоні. Дисс. канд. техн. наук. КНУБА, 2009. – 138 с.
7. Валовой М.О. Міцність, тріщиностійкість та деформативність підсиленних згинальних елементів при повторних навантаженнях. Дисс. канд. техн. наук. КНУБА, 2011. – 126 с.

Рукопис подано до редакції 22.03.12

УДК 69.059

В.І. ЄФІМЕНКО, д-р техн. наук, проф., О.О. СЛІПІЧ, канд. техн. наук, доц.
ДВНЗ «Криворізький національний університет»

ОСОБЛИВОСТІ ПРОВЕДЕННЯ ОБСТЕЖЕНЬ І ПАСПОРТИЗАЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

У зв'язку з тим, що державні будівельні норми та нормативні документи, щодо обстеження, оцінки технічного стану, паспортизації та експлуатації будівель і споруд, у певній мірі не відображають особливостей регіонів, виникають певні труднощі для об'єктивного оцінювання технічного стану та розробки висновків і рекомендацій з подальшого використання будівель і споруд.

Особливості Криворізького регіону характеризуються: наявністю великої кількості промислових будівель і споруд, які створюють додаткові динамічні навантаження і впливи на близько розташовані будівлі, які досить часто не враховані при проектуванні останніх; досить складними інженерно-геологічними умовами та їх недостатньою вивченістю.

Обстеження і паспортизація мають проводитися для забезпечення подальшої безаварійної експлуатації будівель і споруд. Приводи для здійснення обстеження можуть бути такі:

аварії аналогічних об'єктів;

зміна навантажень на несучі конструкції, пов'язані з перепрофілюванням об'єкту за призначенням;

за тривалою експлуатації об'єкту, коли під час планового огляду виявлені пошкодження і дефекти.

При обстеженні необхідно виявити явні і приховані дефекти конструкцій, визначити причини пошкоджень, при необхідності провести перевірочні розрахунки та розробити заходи, що забезпечують тривалу безаварійну експлуатацію.

Багато будівель в регіоні в результаті ігнорування особливостей ґрунтових умов при проектуванні і експлуатації мають пошкодження від нерівномірних деформацій основ. У зв'язку з цим технічний стан будівель і споруд слід встановлювати, виходячи з аналізу спільної роботи основи, фундаментів і надземної споруди з урахуванням можливого замочування просядних ґрунтів. Дії нерівномірних деформацій основ найефективніше враховувати по адекватних розрахункових моделях системи «будівля - основа».