

О.О. Довженко, В.В. Погрібний, к.т.н., доценти, Л.В. Карабаш, асистент
М.О. Музичук, студентка групи 401-БПР

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

МІЦНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПОНОК ПРИ ДВОЯРУСНОМУ РОЗТАШУВАННІ АРМАТУРИ

Викладено результати теоретичних і експериментальних досліджень міцності окремих прямокутних залізобетонних шпонок при двоярусному розташуванні арматури.

Ключові слова: шпонкові з'єднання, арматура, граничне навантаження, теорія пластичності бетону.

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями. Для забезпечення сумісної роботи конструкцій у практиці будівництва широко розповсюджені шпонкові з'єднання, до яких належать стики плит перекриттів і покриттів, з'єднання ригелів із колонами та колон із фундаментами, горизонтальні й вертикальні стики стінових панелей, контактні шви збірно-монолітних конструкцій, стики плит оболонок та ін. Розрахунок їх міцності [2] базується на емпіричній основі, має відомі суттєві недоліки та потребує вдосконалення.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, у яких започатковано розв'язання даної проблеми. Дослідженням роботи окремих шпонок і шпонкових з'єднань присвячені праці Г.І. Ашкинадзе, П.М. Бобришева, В.О. Бондарева, І.Л. Герасимової, Е. Горачека [9], О.О. Довженко, В.С. Єськова [4], В.Г. Кваші, П.М. Ковалю [3], В.І. Коноводченка, М.М. Коровіна [4], В.І. Лишака [9], Н.Г. Мартинової [5], Л.С. Махвиладзе [6], В.П. Митрофанова [7], В.В. Погрібного [8], В.Н. Рожка [10], С.В. Полякова, І.О. Рохліна, О.В. Черкащина, О.В. Яшина [11] та інших.

Відповідно до експериментальних даних на міцність окремих шпонок впливають геометричні розміри та їх співвідношення, форма шпонкового профілю, кут нахилу опорних поверхонь, характеристики міцності бетону (вид і клас бетону), ступінь обтиснення (розтягання), армування, умови на опорних поверхнях.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття. Діюча нормативна методика розрахунку, як правило, суттєво недооцінює міцність шпонок (до 30 %) і не враховує специфіку напружено-деформованого стану зони руйнування й повну сукупність указаних визначальних факторів, зокрема розташування арматури по висоті перерізу, нагельний ефект в арматурі.

Метою статті є вдосконалення методики розрахунку залізобетонних шпонок на основі варіаційного методу теорії пластичності бетону та експериментальних досліджень.

Виклад основного матеріалу. Теоретичне розв'язання задачі міцності залізобетонної шпонки при двоярусному армуванні здійснено варіаційним методом на основі теорії ідеальної пластичності бетону, котрий розроблений на кафедрі ЗБ і КК та ОМ ПолтНТУ [7].

Кінематично можлива схема руйнування прямокутної залізобетонної шпонки включає два диски (рис.1), розмежовані поверхнею руйнування АВС (або поверхнею розриву швидкостей). Диск І переміщується відносно диска ІІ зі швидкістю $V(V_x, V_y)$. На площадці ВС діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, котрі визначаються згідно з умовою міцності бетону Баландіна – Генієва [1]. Площадку АВ вважаємо за головну з напруженнями розтягу $\sigma_u = R_{bt}$.

Невідомими даної задачі є граничне навантаження q_u , кути нахилу α площадки АВ і β площадки ВС до вертикалі, відношення швидкостей $k = V_x / V_y$ (при розв'язанні задачі оперуємо відносними швидкостями, а не їх абсолютними значеннями).

Для врахування роботи верхньої арматури A_s зусилля в ній розглядається як зосереджене зовнішнє навантаження та для непереармованих шпонок приймається $N_s = \sigma_y A_s$.

Для арматури нижнього ярусу A'_s здійснено врахування нагельного ефекту.

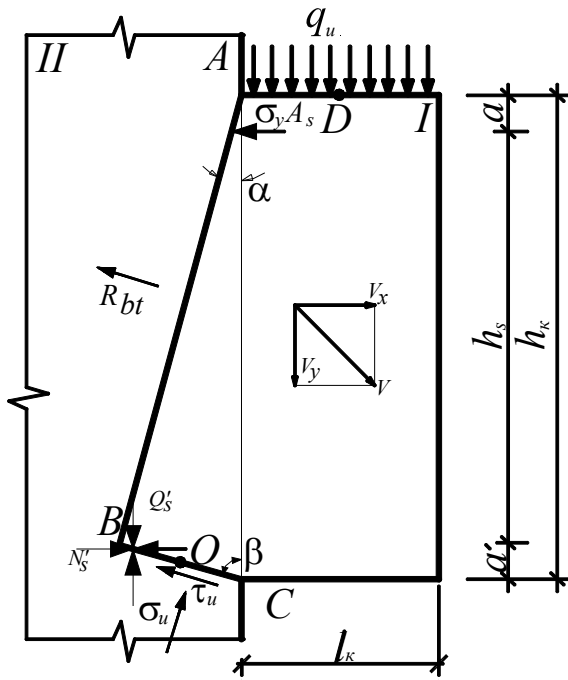


Рисунок 1 – Кінематично можлива схема руйнування окремих прямокутних залізобетонних шпонок при зрізі з розташуванням арматури у два яруси і врахуванні Q_s в арматурі, розташованій у стиснутій зоні

арматури Q_s може суттєво знижувати граничну поздовжню силу N_s , що, як правило, не враховується в розрахунках залізобетонних шпонок.

Поздовжнє та поперечне зусилля в арматурі визначаються за формулами:

$$N'_s = \frac{\sigma_y A'_s V_x}{2k_a V_y}, \quad (2)$$

$$Q'_s = k_a \sigma_y A'_s \left[1 - \left(\frac{V_x}{2k_a V_y} \right)^2 \right]. \quad (3)$$

Функціонал методу, котрий являє собою потужність внутрішніх і зовнішніх зусиль, має вигляд

$$I = mb_k h_k \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + R_{bt} b_k h_k (k + tg\alpha) \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} + \sigma_y A_s k + \sigma_y A'_s k_a \left(1 + \frac{k^2}{4k_a^2} \right) - q_u b_k l_k. \quad (4)$$

Досліджуючи функціонал на стаціонарний стан за допомогою варіаційного рівняння $\delta I = 0$, використовуючи верхню оцінку знаходимо граничне навантаження

$$q_u = \left(m \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} + R_{bt} (k + tg\alpha) \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{\sigma_y A_s k}{b_k h_k} + \frac{\sigma_y A'_s k_a}{b_k h_k} \left(1 + \frac{k^2}{4k_a^2} \right) \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (5)$$

Граничний стан арматури при цьому визначається характером її напруженого стану поблизу точки перетину арматури поверхнею руйнування бетону, в якій арматура, крім поздовжньої N_s , сприймає певну поперечну силу Q_s .

Робота арматурних стрижнів у цій точці аналізувалася В.П. Митрофановим. Невелика порівняно з навантаженням поперечна (нагельна) сила арматури Q_s викликає появу в ній істотного вигину з максимальним моментом M_s^{max} у перерізі, віддаленому від місця перетину на відстань x_0 , де й розвивається стан текучості арматури від спільної дії сил N_s і M_s^{max} (рис. 2).

Умова текучості арматури у вигляді залежності між граничними силами N_s та Q_s має вигляд

$$\left(N_s / \sigma_y A_s \right)^2 + (Q_s / \sigma_y A_s) / k_a = 1, \quad (1)$$

де $k_a = 0,338$ у випадку важких бетонів і $k_a = 0,284$ при бетонах на пористих заповнювачах.

При цьому важливим фактом є те, що згідно з формулою (1) нагельна сила

де $m = R_b - R_{st}$, $B = \sqrt{(1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3}$, $\chi = \frac{R_{bt}}{R_b}$, $\gamma = \frac{l_k}{h_k}$ – співвідношення розмірів шпонки.

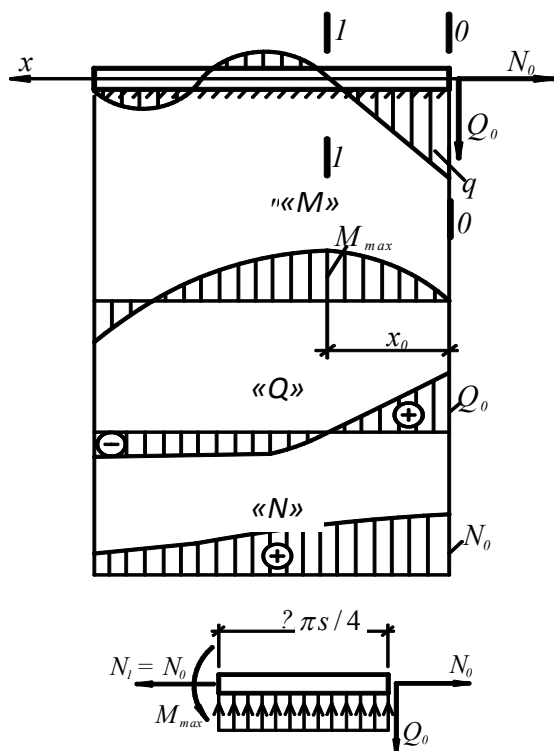


Рисунок 2 – Розрахункова схема поздовжньої арматури в зоні похилої тріщини

Щоб урахувати наявність повороту в кінематиці граничного стану шпонки використовуються додаткові умови у вигляді рівняння моментів сил, що прикладені до частини шпонки, відсіченої поверхнею розриву швидкостей АВС. При цьому як моментні точки приймаються точки В, О, Д.

Мінімум граничного навантаження q_u (5) знаходимо за допомогою методу Ньютона, використовуючи додаткові обмеження $\sum M_B = 0$; $\sum M_O = 0$; $\sum M_D = 0$.

Експериментальні дослідження проводилися з метою підтвердження прийнятих кінематичних схем руйнування елементів і нагельного ефекту в арматурі нижнього ярусу.

Були виготовлені дослідні зразки у кількості 8 штук (рис. 3). У площині зрізу шпонки армувалися поперечними стрижнями з арматури класу А-І. Застосування навантажувальних пластин шириною 50 мм (відповідає співвідношенню розмірів шпонок $\frac{l_k}{h_k} = 0,25$) мало забезпечити руйнування зразків від зрізу.

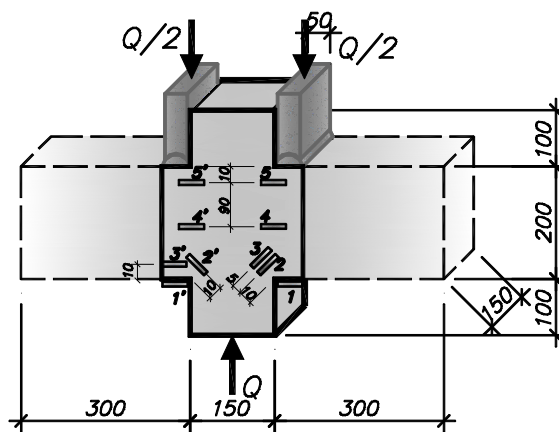


Рисунок 3 – Загальний вигляд, схема навантаження зразка та розміщення тензорезисторів на бетоні

Коефіцієнт армування варіювався в межах $\mu_s = 0,0039 \div 0,0103$, при цьому поперечна арматура в каркасах дослідних зразків була розміщена у два яруси по 2 стрижні у верхній та нижній частинах шпонки. Арматура надійно анкерувалася.

Зразки відрізнялися між собою видом і класом бетону: використовувався важкий (у тому числі підвищеної міцності) та керамзитобетон.

Для вимірювання деформацій поперечної арматури на стрижнях були наклеєні ланцюжком тензорезистори базою 5 (10) мм з двох діаметрально протилежних сторін (рис. 4). На бетон у площині зрізу наклеювалися тензорезистори базою 20 мм (рис. 3). Як реєструючий пристрій використовувався ЦТМ-5.

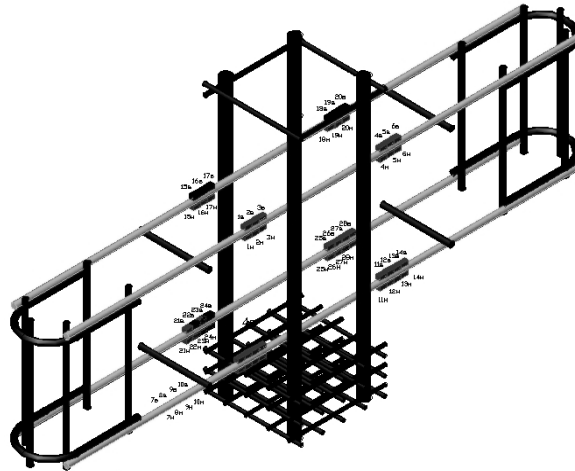


Рисунок 4 – Загальний вигляд арматурного каркаса та схема розміщення тензорезисторів на арматурі

Зразки випробовувалися в пресі ПГ-125 (рис. 5). Навантаження прикладалося через три шарніри: один розташований знизу на стовбурі зразка; два інших – зверху симетрично з обох боків стовбура. Верхня грань стовбура була вільною від навантаження, а до нижньої опорної грані приклеювалася сталевая пластина для підсилення опорної частини зразка.

Моментом руйнування експериментального зразка вважався зріз шпонок.

Усі зразки зруйнувалися по перерізу, розташованому поблизу площини зрізу (рис. 6), та мали схожий характер тріщиноутворення. Руйнування супроводжувалося зміщенням бокових частин відносно центральної при досягненні напруженнями в арматурі межі текучості. При рівні навантаження $0,5 - 0,6 Q_u$ утворювалися початкові, ледь помітні тріщини в розтягнутій зоні під кутом $10 - 20^\circ$ до вертикалі. Поверхня руйнування визначалася при рівні $0,8 - 0,9 Q_u$, вона окреслювалася по кривій, близькій до вертикалі. Подальше збільшення навантаження призводило до різкого пришвидшення взаємного зміщення частин зразка та до інтенсивного зростання деформацій арматурних в'язей.



Рисунок 5 – Зразок у пресі ПГ-125

Як видно з фото зразків після випробування (рис. 6) і графіків (рис. 7), поверхня руйнування бетону має стиснуту та розтягнуту зону. При навантаженнях, близьких до руйнівних, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення досягають значень

$100...300 \times 10^{-5}$. Залежність відносних деформацій від рівня навантаження $Q/Q_u - \varepsilon_b$ викривляється, що свідчить про наявність пластичних зон, прийнятих у теоретичному рішенні. З підвищенням коефіцієнта армування пластичні деформації бетону в стиснутій зоні збільшуються, що збігається з даними ряду авторів [6, 8, 9]. Рознесення арматури у два яруси обумовлює більш пластичний характер роботи стику.

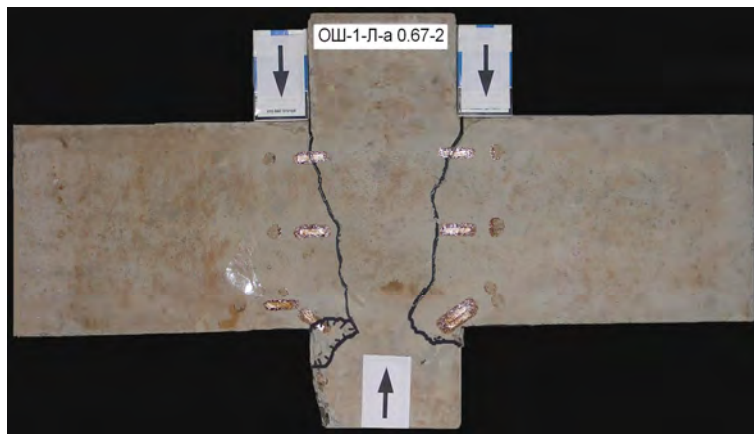


Рисунок 6 – Характер руйнування зразків

Напруження в усій арматурі в стадії руйнування досягали межі текучості. Активне включення арматурних стрижнів у роботу проходило при рівнях навантаження $0,2 - 0,3 Q_u$, тобто ще до появи перших тріщин. Інтенсивне зростання деформацій спостерігалося після їх утворення. Аналіз графіків (різниця деформацій за тензодатчиками, котрі розташовані з двох діаметрально протилежних сторін одного стрижня) дозволяє зробити висновок про наявність нагельного ефекту в арматурі нижнього ярусу (рис. 7). В арматурі, розміщеній у верхній частині шпонки (зоні розтягу), спостерігалися деформації більші, ніж у стрижнів, які розміщені в нижній частині дослідного зразка.

Виконано порівняння теоретичної та дослідної міцності для залізобетонних прямокутних шпонок, армованих у два яруси. Співвідношення γ складало $0,25$, міцність бетону на стиск $R_b = 10,0 \div 56,9$ МПа та коефіцієнт армування $\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_k h_k} = 0,0039 \div 0,0103$, $A_{sw} = A_s + A'_s$. Для 8-ми зразків запропоноване рішення виявляється більш точним ($\bar{x} = 0,97$; $\sigma_{n-1} = 0,04$; $\nu = 4,13$ %) порівняно із нормативним розрахунком ($\bar{x} = 0,67$; $\sigma_{n-1} = 0,08$; $\nu = 11,83$ %).

Висновки з даного дослідження:

1. Розв'язана задача міцності залізобетонних шпонок при двоярусному розташуванні арматури варіаційним методом на основі теорії пластичності бетону. Здійснено теоретичне врахування нагельного зусилля в арматурі нижнього ярусу.

2. Рознесення арматури призводить до збільшення міцності шпонкових з'єднань до 10 %.

3. Виконані експериментальні дослідження на 8-ми зразках підтвердили кінематичну схему руйнування, прийняту в теоретичному рішенні, наявність локалізованих зон пластичності на поверхні руйнування. Рознесення арматури сприяло збільшенню пластичних властивостей бетону.

4. Арматура верхнього ярусу працює на центральний розтяг, причому її деформації при руйнуванні перевищують показники арматури, розміщеної посередині висоти шпонки [12, 13], у стрижнях нижнього ярусу, крім поздовжнього зусилля N_s , спостерігається і нагельна сила Q_s .

5. Отримані статистичні показники при порівнянні теоретичної міцності з дослідною свідчать про можливість застосування варіаційного методу теорії пластичності до розрахунку міцності задач даного класу.

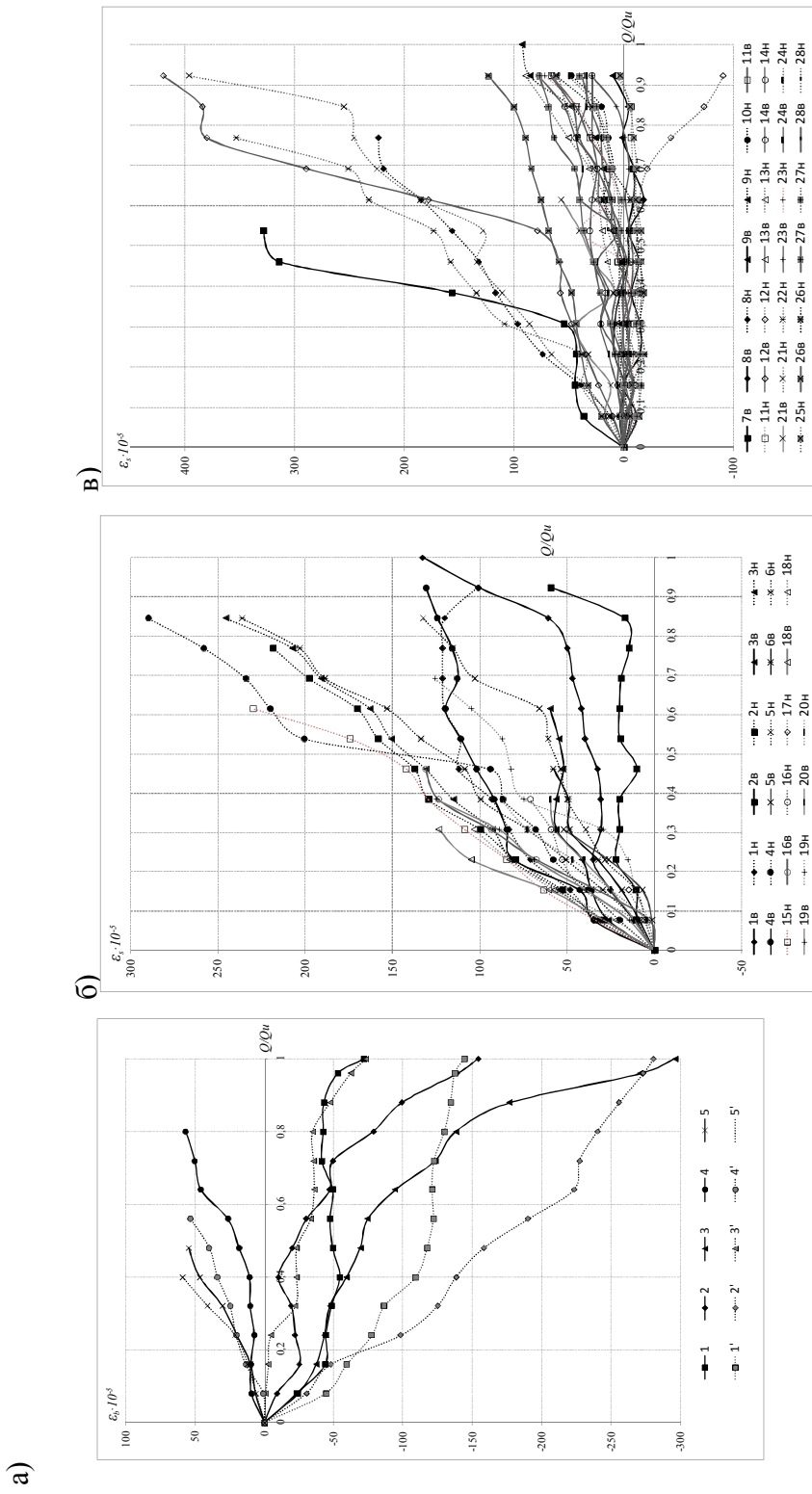


Рисунок 7 – Залежність відносних деформацій від рівня навантаження для зразка ОШ – 1 – Л – а 0.67 – 2 (4 Ø 8);

а – для бетону $\epsilon_b (\epsilon_{bt}) - Q/Q_u$;
 б – для арматури, розташованої в верхньому ярусі, $\epsilon_s - Q/Q_u$;
 в – для арматури, розташованої в нижньому ярусі, $\epsilon_s - Q/Q_u$

Література

1. Генієв, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Генієв, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
2. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий: ВСН 72-77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.
3. Кваша, В.Г. Исследование и расчет бетонных и железобетонных шпоночных соединений плоских плит / В.Г. Кваша, П.Н. Коваль // Вестник Львов. политехн. ун-та.

Резервы прогресса в архитектуре и строительстве. – Л.: Вища шк., Изд-во при Львов. политехн. ун-те, 1985. – № 198. – С. 24–37.

4. Коровин, Н.Н. Шпоночные стыки сборных железобетонных оболочек / Н.Н. Коровин, В.С. Еськов // *Промышленное строительство.* – 1966. – № 8. – С. 25–29.

5. Мартынова, Н.Г. Испытания на сдвиг вертикальных стыков монолитных стен со сквозными шпонками / Н.Г. Мартынова // *Девятое координационное совещание «Эффективные конструкции и методы расчета несущих систем, элементов и узлов бескаркасных зданий»:* тезисы докл. – Вильнюс, 1984. – С. 48–51.

6. Махвиладзе, Л.С. Сейсмостойкое крупнопанельное домостроение / Л.С. Махвиладзе. – М.: Стройиздат, 1987. – 221 с.

7. Митрофанов, В.П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона / В.П. Митрофанов // *Строительная механика и расчет сооружений.* – 1990. – №6. – С. 23–28.

8. Погребной, В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Погребной В.В. / Полтав. гос. техн. ун-т им. Юрия Кондратюка. – Полтава, 2000. – 236 с.

9. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / [Е. Горачек, В.И. Лишак, Д. Пуме и др.]; под ред. В.И. Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.

10. Рожко, В.Н. Міцність шпонок з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Рожко В.Н.; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2008. – 182 с.

11. Яшин, А.В. К расчету шпоночных соединений / А.В. Яшин // *Бетон и железобетон.* – 1978. – № 6. – С. 17–18.

12. Довженко, О.О. Результати експериментальних досліджень міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, П.Б. Митрофанов // *Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб.* – К.: Техника, 2007. – Вып. 76. – С. 16–22.

13. Довженко, О.О. Варіаційний метод розрахунку міцності окремих прямокутних шпонок / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш // *Дороги і мости: зб. наук. пр.* – К.: ДерждорНДД, 2008. – Вып. 9. – С. 76–81.

Надійшла до редакції 07.04. 2011

© О.О. Довженко, В.В. Погребний, Л.В. Карабаш, М.О. Музичук

ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ШПОНОК ПРИ ДВУХЪЯРУСНОМ РАЗМЕЩЕНИИ АРМАТУРЫ

Приведены результаты теоретических и экспериментальных исследований прочности отдельных прямоугольных железобетонных шпонок при двухъярусном расположении арматуры.

Ключевые слова: шпоночные соединения, арматура, предельная нагрузка, теория пластичности бетона.

STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE JOINTS WITH TWO-STOREY REINFORCEMENT PLACEMENT

The results of experimental and theoretical researches of durability separate rectangular reinforced concrete joints with two-storey reinforcement placement are cited.

Key words: keyed joints, reinforcement, ultimate load, plasticity theory of concrete.