

РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПОНОК ПРИ ПІДСИЛЕННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Рожко В.Н. (*Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка*)

Запропоновано інженерний метод розрахунку міцності шпонкових з'єднань при підсиленні залізобетонних згинальних елементів, що базується на варіаційному методі теорії пластичності бетону. Викладені результати теоретичних та експериментальних досліджень.

При підсиленні згинальних залізобетонних будівельних конструкцій шляхом збільшення робочого перерізу елемента важливим моментом є забезпечення зчеплення між шарами „старого” і „нового” бетону. Несуча здатність збірно-монолітної конструкції залежить від міцності контактного шва, від виду контакту та ступеня його обробки. На практиці при бетонуванні зчеплення досягається шляхом ретельної підготовки поверхні, що є досить трудомістким процесом, а саме створення штучної шорсткості контактної поверхні у вигляді рифлення, виступів, випусків арматури, обробка контакту (очистка, піскоструйна обробка, хімічна обробка) і т.п. Варто зазначити, що перераховані заходи не завжди забезпечують достатнє зчеплення старого і нового бетону.

Відомий спосіб підсилення залізобетонних плит перекриття, при якому сумісна робота шарів старого і нового бетону забезпечуються за рахунок залізобетонних шпонок, що утворюються внаслідок бетонування заздалегідь пробитих отворів в плитах.

Діюча нормативна методика розрахунку шпонкових стиків [6, 12], не враховує всіх визначальних факторів міцності і не дозволяє оптимізувати конструкцію стиків. Запропоновані дослідниками залежності для визначення міцності шпонок носять, як правило, емпіричний характер, не є точними і мають вузьку область застосування.

Варіаційний метод теорії пластичності бетону [9], розроблений в ПНТУ ім. Ю. Кондратюка, можна віднести до інженерних методів розрахунку, що приводять до простих залежностей, не потребують залучення складних комп'ютерних програм і можуть знайти широке використання в практиці проектування. В запропонованій методиці метою є визначення граничного навантаження, а деформації не мають визна-

чального значення. У таких випадках є доцільним використання більш простих моделей, які дозволяють успішно досягти поставленої мети [4, 10, 11, 15].

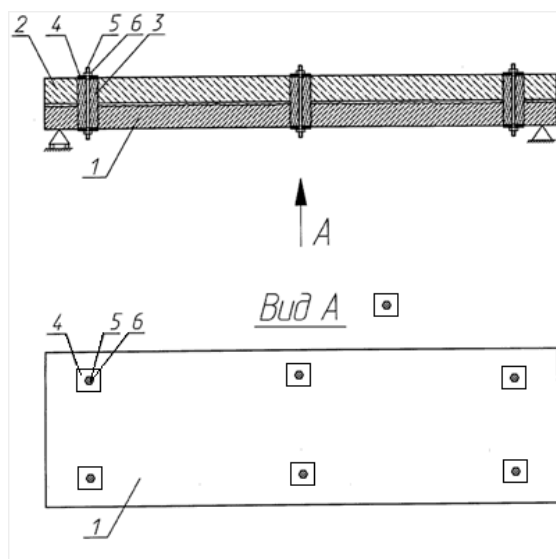


Рис. 1. Підсилення залізобетонної плити збільшенням перерізу:
 1 – плита, що підсилюється; 2 – монолітний бетон;
 3 – залізобетонна шпонка; 4 - металева шайба, 5 - металева шпилька, 6 - гайка

Міцність окремих шпонок. Розв'язання задачі міцності окремої залізобетонної шпонки виконується у наступній послідовності. Використовується кінематично можлива схема руйнування зразка (рис. 2), що включає два диски. Диск I переміщується відносно диску II зі швидкістю $V(V_x, V_y)$. Диски розмежовані між собою поверхнею руйнування ABC (поверхнею розриву швидкостей). На площадці BC діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, які визначаються згідно умови міцності бетону Баландіна-Генієва [2]. Площадку АВ вважаємо за головну з напруженнями розтягу $\sigma_u = R_{bt}$.

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

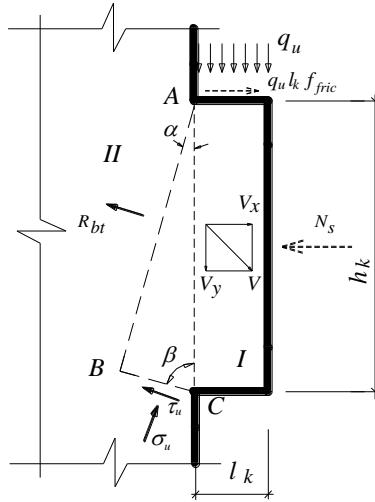


Рис. 2. Кінематична схема руйнування шпонки

Знаходяться розриви (скачки) нормальної ΔV_n і дотичної ΔV_t складових швидкості на поверхні руйнування.

Функціонал методу для плоского напруженого записується у вигляді:

$$I_l = m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_y \sin \beta - V_x \cos \beta} \right)^2} - 1 \right] \times (V_y \sin \beta - V_x \cos \beta) \times \quad (1)$$

$$\times \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cos \beta} + R_{bt} (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) \times \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cos \alpha} - q_u l_k V_y = 0.$$

де $m = R_b - R_{bt}$; $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$, $\chi = R_{bt} / R_b$.

Знаходимо граничне навантаження q_u , виражене через невідомі параметри:

$$q_u = \left(\frac{m \left[2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta - k)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (\operatorname{tg} \beta - k) \right] \times \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + R_{bt} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + R_S A_S k}{\gamma h_k (\cos \theta - k \sin \theta)} \right) \times \quad (2)$$

Значення граничного навантаження отримується шляхом пошуку умовного мінімуму (2).

Додатковою умовою при пошуках $q_u \rightarrow \min$ приймемо умову рівноваги – рівності нулю суми моментів усіх зовнішніх та внутрішніх зусиль відносно осі, яка проходить через точку В: $\sum M_B = 0$.

Проведення експериментальних досліджень. Було виготовлено 4 зразка шпонкових стиків (табл. 1). Виготовлення зразків здійснювалося у два етапи із бетону двох різних класів. На першому етапі бетонувалися бокові частини стику бетоном більш високого класу з метою запобігання їхнього руйнування під час випробувань. Перед бетонуванням центральній частині горизонтальні поверхні стикування зразків з індексами „а” і „в” змащувалися солідолом для ліквідації зчеплення старого бетону з новим і забезпечення сприйняття навантаження лише шпонками. В площині зрізу шпонки усіх зразків армувалися поперечними стержнями $2 \text{ } \varnothing 8 \text{ АІ}$.

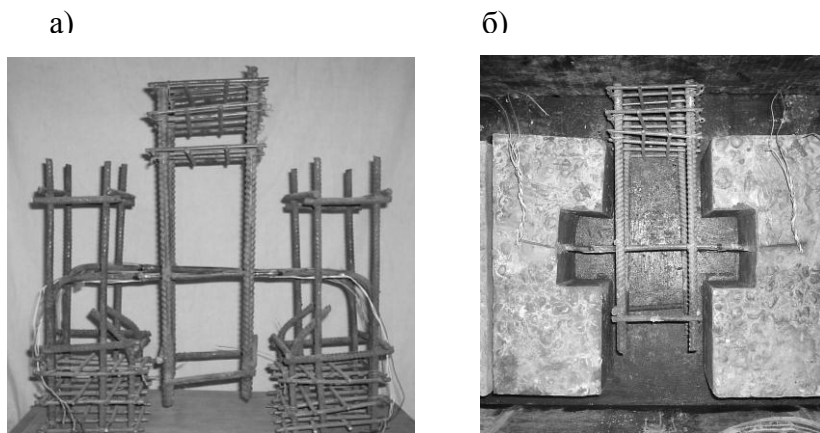


Рис. 2: а) — каркас дослідних зразків
б) — зразок в процесі виготовлення

Порівняння теоретичної міцності шпонок з результатами дослідів. На рис. 4 представлені результати порівняння теоретичної та дослідної міцності. Загалом для 68 зразків отримані наступні статистичні дані: середнє арифметичне $\bar{x} = R_k^{test} / R_k^{calc} = 1,041$, середнє квадратичне $\sigma_{n-1} = 0,128$, коефіцієнт варіації $V = 12,3\%$.

Шифр зразка	Геометричні параметри зразків	R_b , МПа	R_{bt} , МПа	A_{sh2} , см ²	Граничне навантаження, Q_{it} , кН	$R_{sh}^{test} = \frac{Q_u}{A_{sh}}$, МПа
1	2	3	4	5	6	7
ШС-1-1		16,8	1,45	2×151	165	5,46
ШС-1-1а				2×148	140	4,72
ШС-1-1б		15,7	1,28	2×150	140	4,67
ШС-1-1в				2×154	135	4,38

Отримані результати свідчать про близькість теоретичної міцності до експериментальної в широких межах зміни визначальних факторів. Виконані дослідження дозволяють отримати наступні

Висновки

1. На основі варіаційного методу теорії пластичності розв'язано задачу міцності для залізобетонної шпонки з урахуванням форми шпонкового профілю.

2. Запропонований метод розрахунку дозволяє враховувати армування, обидві характеристики міцності бетону R_b і R_{bt} , а також граничні умови на опорних поверхнях (наприклад наявність чи відсутність сил тертя).

3. Теоретична міцність шпонок добре погоджується з дослідною.

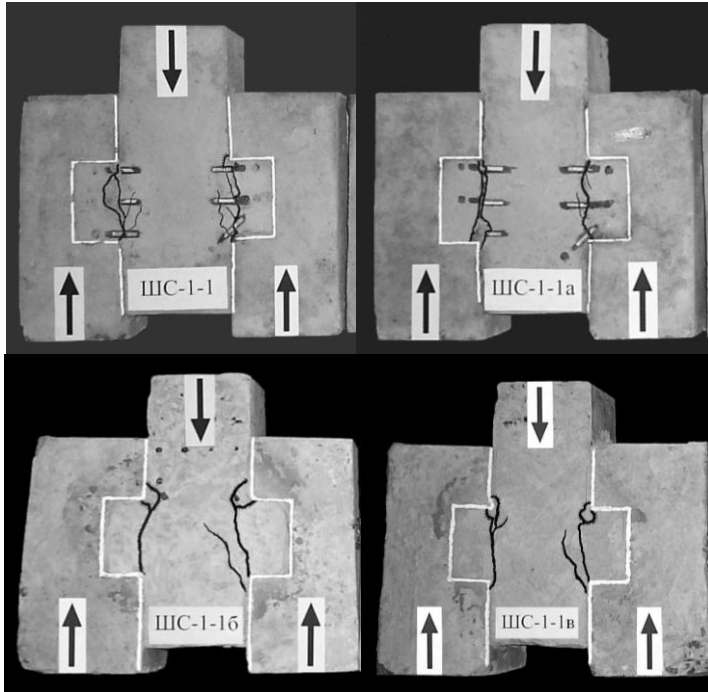


Рис.3. Характер руйнування зразків

Summary

We propose an engineering method for calculating the strength of splined connection with strengthening of reinforced concrete flexural elements, based on a variational method, the theory of plasticity of concrete. The results of theoretical and experimental studies.

Література

1. Бобришев П.Н. Влияние количества шпоночных связей на несущую способность образцов при сдвиге // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. Труды института. – М.:ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1970. — Вып. 14. — С. 148 - 154.
2. Бобришев П.Н., Черкашин А.В., Коноводченко В.И. Прочность и деформации замоноличенных стыков силикатобетонных панелей при

сдвиге // Прочность крупнопанельных и каменных конструкций. — М.: Стройиздат, 1972. — С. 149 - 162.

3. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1974. — 316 с.

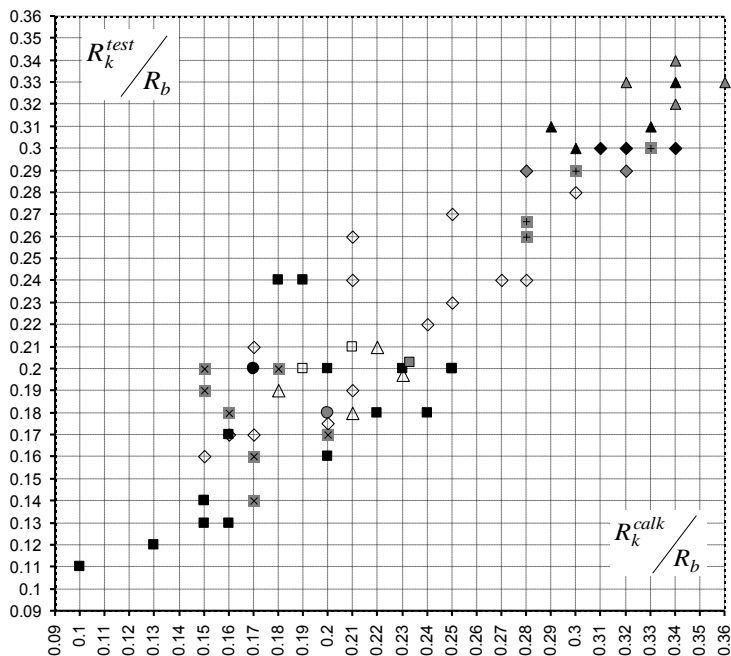


Рис. 4. Порівняння теоретичної відносної міцності шпенок з дослідною для: прямокутні бетонні: ■ - [11]; трапецієподібних бетонних: ● - [13], ○ - [1]; трикутних бетонних: △ - [8]; прямокутних залізобетонних: □ - [13], ◻ - [5], ⊗ - [16]; ⊕ - [автор]; трапецієподібних залізобетонних: ◆ - [1], ◇ - [1], ◇ - [13], ▲ - [автор]; трикутних залізобетонних: ▲ - [автор].

4. Довженко О.О. Міцність бетонних та залізобетонних елементів при місцевому прикладанні стискуючого навантаження: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Полт. ИСИ — Полтава, 1993. — 20 с.

5. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследование и основы проектирования. Совм. Изд. СССР - Греция / Г.И.Ашкинадзе,

М.Е.Соколов, Л.Д.Мартынова и др., Под ред. Г.И.Ашкинадзе и М.Е.Соколова. – М.: Стройиздат, 1988. – 504 с.

6. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. ВСН 72 - 77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.

7. Кваша В.Г., Коваль П.М., Собко Ю.М. Ефективні конструктивно-технологічні рішення поширення і посилення автодорожніх мостів залізобетонною накладною плитою // Проблеми теорії та практики будівництва: Зб. наук. праць. – Полтава. – 1994. – С. 119 - 130.

8. Коровин Н.Н., Еськов В.С. Экспериментальное исследование шпоночных сопряжений ригелей с колонной // Бетон и железобетон. — 1965. — №3. — С. 40 - 43.

9. Митрофанов В.П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона // Строительная механика и расчет сооружений. — 1990. - №6. — С. 23-28.

10. Митрофанов В.П. Напряженно-деформированное состояние, прочность и трещинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / ВЗИСИ. — М., 1982. — 41 с.

11. Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: Дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Полтавский гос. технический ун-т им. Юрия Кондратюка. — Полтава, 2000. — 236 с.

12. Пособие по проектированию жилых зданий /ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.

13. Шахнович Ю.Г., Джалаиров А.К., Жансеитова И.Ф. Исследование сейсмостойких сооружений и конструкций // Труды КПСНИИП. — Алма-Ата. — 1981. — Вып. 12. — С. 81 - 87.

14. Araujo D. L., E1 Debs M. K. Strength of shear connection in composite bridges with precast decks using high performance concrete and shear-keys. *Materials and Structures*. Vol 38. March 2005, p.p. 173-181.

15. Nielsen M.P., *Limit analysis and concrete plasticity*, 2nd ed., Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1998, 906 pp.

16. Sami Hanna Megally, Pedro F. Silva, Frieder Seible. Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments, Report No. SSR-2001/23, Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, California, May 2002, 198 pp.

17. Zech, U. I. Joints in large panel precast concrete structures, Seismic Resistance of Precast Concrete Panel Buildings, Report No. 1, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, January 1976, 174 pp.