

ПОРІВНЯЛЬНИЙ РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТИКІВ ЗБІРНИХ СТІНОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ

COMPARATIVE STRENGTH CALCULATION OF VERTICAL JOINTS OF PREFABRICATED WALL ELEMENTS

Довженко О.О., к.т.н., доцент, ORCID: 0000-0002-2266-2588; Погрібний В.В., к.т.н., с.н.с., ORCID: 0000-0001-7531-2912; Марюха Д.Ю., аспірант, ORCID: 0000-0002-5106-5918; Чумак Є.І., магістр (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)

Dovzhenko O.O., Phd, Associate Professor, Pohribnyi V.V., Phd, Senior Researcher, Mariukha D. Yu., postgraduate, ORCID: Chumak Ye.I. (Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University)

Для впровадження в будівельну галузь України шпонкових стиків збірних стінових елементів на гнучких петлях необхідно розроблення відповідної нормативної бази. Виконано порівняльний розрахунок визначеної згідно чинних норм теоретичної міцності таких стиків з експериментальними даними. Результати свідчать про їх суттєву різницю. Надані пропозиції щодо вдосконалення методу розрахунку.

Finland's progressive method of creation keyed joints of prefabricated wall elements on flexible loops instead of rigid joints significantly improves manufacturing technology. It allows to use the wall panel formwork repeatedly, individually change the step and keys arrangement and simplifies the wall elements installation. For its introduction in the construction industry of Ukraine it is necessary to develop an appropriate regulatory framework. Comparative theoretical strength calculation of such 46 joints, determined according to Eurocode, norms of Ukraine and Russia, with experimental data was performed. The joints parameters the varied widely: the number of boxes (keys) varied from 2 to 4, boxes were used with sizes 35x160, 35x180, 50x160, 80x120 mm with one or two loops in each, the wall panels thickness was taken 120 and 150 mm, the joint width was 80, 90 and 100 mm, compressive strength of grouting concrete was within $f_{c, prizm} = 23,5 - 40$ MPa. The analysis results indicates a significant overestimation of the theoretical strength, inconsistency to the accepted calculation schemes of the joint destruction character. This is explained by not taking into account the specifics of the joints structural solution of wall elements on flexible loops by the existing regulatory documents. Suggestions for improvement of the normative calculation by specifying the influence degree of the main determining factors

are given: concrete tensile and compressive strength and stress values in flexible loops in the failure stage. The method required accuracy can only be guaranteed in the presence of an experimental data large sample. An alternative may be the use of a general method of calculating reinforced concrete elements under the shear action based on the plasticity theory mathematical apparatus using a variational method developed at PoltNTU.

Ключові слова:

Шпонка, стик, гнучкі петлі, міцність.

Key, joint, flexible loops, strength.

Вступ. Компанією «Peikko» (Фінляндія) розроблений метод улаштування вертикальних монолітних шпонкових стиків збірних стінових панелей (типу стик Передерія), в якому замість жорстких використовуються гнучкі тросові петлі із нержавіючої сталі [1]. Вони розміщуються всередині закритої металевої коробки із тонкої жерсті. Кінці троса петлі із її зовнішньої (задньої) сторони з'єднані між собою і запресовані сталевую втулкою. При виготовленні панелі закриті коробки із вкладеними в них гнучкими петлями встановлюють у торці несучого шару панелі анкером усередину. Після бетонування, набору бетоном відпускнуї міцності та розпалубки панелі при монтажі конструкцій кришки коробок знімають, звільняючи тим самим петлі. При цьому коробка являє собою незабруднену порожнину для утворення майбутньої шпонки вертикального шва між панелями. Після звільнення і виправлення всіх петель через них пропускається анкерний стрижень довжиною, що дорівнює висоті поверху. Далі відбувається замонолічування шва із заповненням шпонкового профілю. Метод дозволяє використовувати опалубку стінової панелі багаторазово, індивідуально змінювати крок і розташування шпонок, при цьому суттєво спрощується монтаж панелей. Передова технологія великопанельного будівництва, яка широко використовується за кордоном, на жаль, в Україні не набула застосування.

Аналіз останніх досліджень. Протягом останніх десятиліть проводяться експериментальні дослідження описаних стиків з метою встановлення величини граничного навантаження та з'ясування характеру їх руйнування залежно від факторів впливу. До останніх відносяться клас бетону замонолічування, геометрія стику: розміри шпонок і ширини шва, кількість шпонок у стику та петель у коробці [1, 2].

Теоретичні дослідження направлені на створення методики розрахунку стиків на гнучких петлях. Існують пропозиції емпіричного характеру [2, 3] та такі, що базуються на теорії пластичності бетону [1]. Однак питання про визначення міцності шпонкових стиків на гнучких петлях залишається остаточно не з'ясованим.

Для ефективного впровадження стиків в будівельну галузь України необхідно розроблення нормативної бази.

Метою роботи є порівняння значень міцності, підрахованої за нормами, з експериментальною, та надання пропозицій щодо вдосконалення нормативної методики розрахунку шпонкових стиків на гнучких петлях.

Результати дослідження. Розрахунок зазубреного шва за ДСТУ Б В.2.6156:2010 [4] та Eurocode 2 [5] базується на виконанні умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (1)$$

де V_{Rd} – зусилля зсуву на контактній стіновій панелі з бетоном замоноличування підраховується в загальному випадку як

$$V_{Rd} = [cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha)]A_{sh} \leq 0,5\nu f_{cd}A_{sh}, \quad (2)$$

тут усі параметри відповідають позначенням, наданим у нормах [4]; для шпонкового профілю прийняті коефіцієнти $c = 0,5$ і $\mu = 0,9$; кут нахилу тросових петель до площини контакту $\alpha = 90^\circ$; $\nu = 0,6$.

До загальних недоліків методики можна віднести суттєве заниження опору зрізу бетонних шпонок (застосування знижувального коефіцієнту 0,5 для розрахункового опору бетону розтягу f_{ctd}); не врахування міцності бетону на стиск f_{cd} при визначенні V_{Rd} , відношення розмірів шпонок, яке обумовлює їх руйнування від зминання або зсуву [6], а також можливості руйнування з'єднання за швом (у разі його наявності, як у випадку, що розглядається). Крім того в розрахунках передбачено використання, розрахункового опору арматури f_{yd} котрий для гнучких петель відповідає значенню умовної межі текучості, що заперечується даними дослідів [1]. Перший і останній недоліки мають частково компенсувати одне одного.

Виконаний порівняльний аналіз теоретичної міцності, підрахованої за нормами, з експериментальною для 46-ти дослідних зразків [1, 2], в яких параметри стиків, коливалися в широких межах: кількість тросових коробок (шпонок) змінювалася від 2 до 4, використовувалися коробки з розмірами профілю 35x160, 35x180, 50x160, 80x120 мм із однією або двома петлями в кожній, товщина стінових панелей приймалася 120 і 150 мм, ширина шва складала 80, 90 і 100 мм, міцність бетону замоноличування при стисковій була в межах $f_{c,prizm} = 23,5 - 40$ МПа.

Отримані наступні статистичні показники співвідношення міцності стиків для арматури із розрахунковими опорами розтягу $f_{yd} = 1400$ МПа і 1078 МПа (рис. 1): середнє арифметичне відношення теоретичної міцності до дослідної становить 2,32 (1,8), середнє квадратичне відхилення 1,05 (0,83), коефіцієнт варіації 45,4 (43,7)% (в скобках надані значення при $f_{yd} = 1078$ МПа).

При розрахунках знехтувано розпором, який виникає в умовах обмеженого деформування и призведе до додаткового збільшення міцності.

Отже нормативна методика суттєво завищує теоретичну міцність (навіть при неврахуванні окремих факторів впливу) і потребує вдосконалення для застосування до зазначених стиків, котре можна здійснити шляхом зміни значень коефіцієнтів c і μ у формулі (2). Зокрема пропонується коефіцієнт c прийняти рівним 2, а значення коефіцієнта μ суттєво зменшити, наблизивши

величину напружень у гнучких петлях у момент руйнування стиків до експериментальних значень.

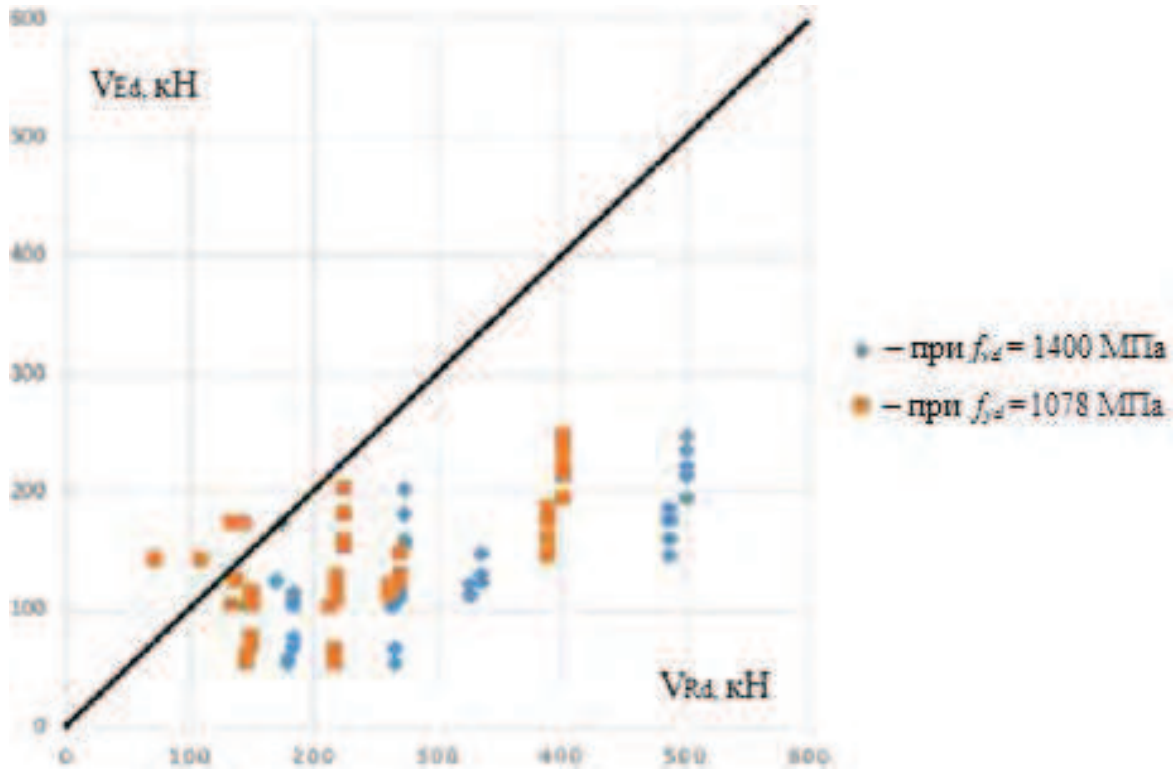


Рис. 1 – Порівняння теоретичної міцності [4, 5] з дослідною

Для залізобетонних шпонкових з'єднань згідно [3] передбачається виконання розрахунків для двох стадій роботи: до і після утворення тріщин. В першому випадку з'єднання розраховується як бетонне, без врахування впливу арматури. Зусилля тут допускається приймати таким, що дорівнює несучій здатності бетонного шпонкового з'єднання. При цьому кількість шпонок у розрахунках приймається не більше 3-х. Для залізобетонних шпонкових стиків після утворення тріщин розрахункова міцність шпонкового з'єднання від зрізу, зминання та стиснення вздовж похилих тріщин відповідно

$$\begin{aligned}
 V_{sh,s} &= (1 - \eta\eta_a)V_{sh,c} + \eta f_{yd} A_{sw} \leq 1,5 A_{sw} f_{yd}, \\
 V_{ch,s} &= (1 - \eta\eta_a)V_{ch,c} + \eta f_{yd} A_{sw} \leq 1,5 A_{sw} f_{yd}, \\
 V_{crc,s} &= A_{sw} f_{yd} s_k / (t_k - t_j) \leq 1,5 A_{sw} f_{yd},
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

де $V_{sh,c}$ – міцність прямокутних бетонних шпонок при зрізі $V_{sh,c} = 1,5 f_{ctd} A_{sh}$ та зминанні $V_{ch,c} = f_{cd} A_c$; опір розтягу поперечної арматури стиків приймається не більше $2,5 f_{ctd} A_{sh} / A_{sw}$, A_{sw} – площа перерізу поперечної арматури стиків; A_c – площа зминання шпонки; t_k – глибина шпонки; t_j – відстань між поверхнями стіни, котрі стикуються; A_j – площа поздовжнього перерізу стиків

в межах однієї шпонки визначається як $A_j = s_k b_{mon}$, де s_k – крок шпонок; b_{mon} – розмір за товщиною стіни порожнини замоноличування стику; $\eta_a = 0,2$ – відношення сили розпору до сили зсуву; $\eta = 0,6$ – коефіцієнт тертя.

За даними статистичного аналізу отримані наступні показники: середнє арифметичне відношення теоретичної міцності до дослідної становить 1,52 (1,36), середнє квадратичне 0,55 (0,43), коефіцієнт варіації 36,5 (32,2)%. Результати порівняння представлені на рис. 2.

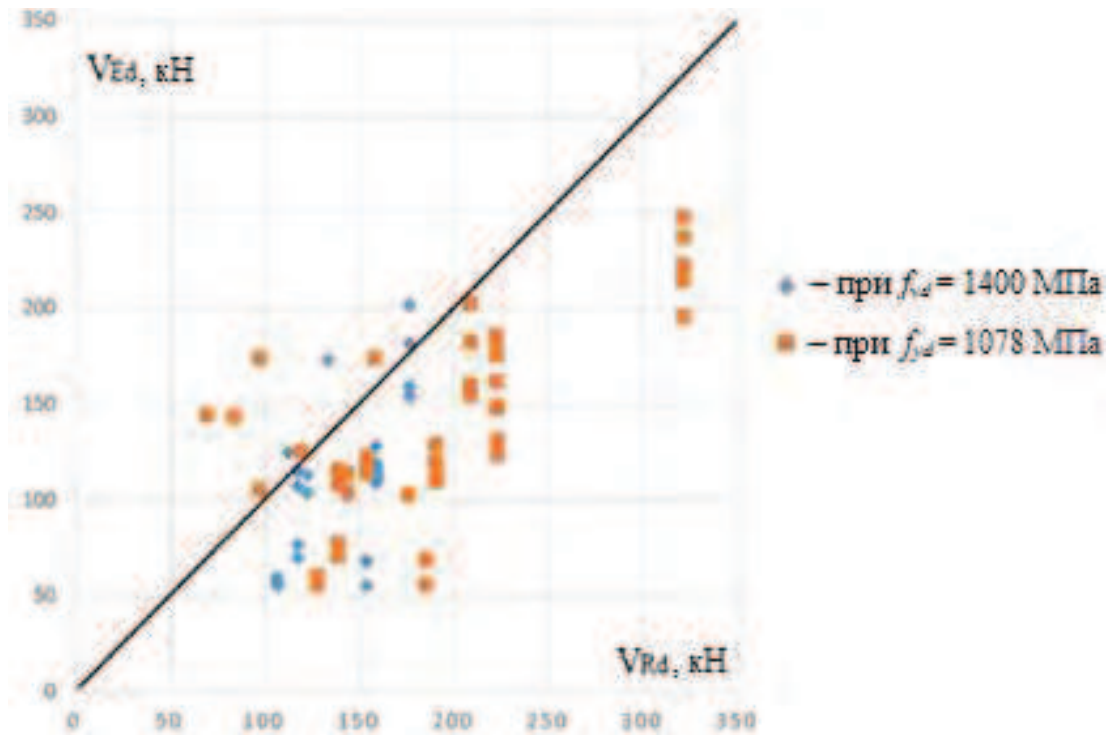


Рис. 2 – Порівняння теоретичної міцності за [3] з дослідною

Наведені параметри кращі порівняно з отриманими за [4, 5], це відбувається за рахунок обмеження напружень в арматурі. Однак теоретична несуча здатність стику залишається суттєво завищеною, отже методика для застосування потребує корегування. Можливим виходом із такої ситуації являється варіант визначення несучої здатності стику як для бетонного шпонкового з'єднання. При цьому повністю виключається врахування впливу гнучких петель, що не відповідає реальній картині роботи стику, котра спостерігається в досліді. Крім того слід зазначити, що мінімальне значення несучої здатності при параметрах стиків, що випробувалися, завжди відповідає випадку руйнування від зминання шпонок, що знову ж таки не спостерігається в [1, 2], згідно яких стики руйнуються від зрізу шпонок або із додатковим утворенням похилих тріщин у межах стику.

Для розроблення загальної методики розрахунків стиків бетонних і залізобетонних елементів з врахуванням специфіки їх конструктивних рішень перспективним є варіаційний метод, котрий знайшов експериментальне підтвердження [6].

Висновки. Результати порівняльного розрахунку міцності шпонкових стиків із гнучкими петлями показали суттєве перевищення теоретичної міцності порівняно із дослідною для 46-ти зразків. Це обумовлене в першу чергу передумовою про текучість арматури в стадії руйнування стику, що не характерне для високоміцних гнучких петель. Вдосконалення існуючої методики з необхідною достовірністю результатів можливе при наявності великої вибірки дослідних даних. Альтернативою являється використання до розрахунку загальної методики на основі теорії пластичності з застосуванням варіаційного методу.

1. Jorgensen, H. B., Hoang, L. C., Hagsten, L. G. Strength of precast concrete shear joints reinforced with high-strength wire ropes. Institution of Civil Engineers. Proceedings. Structures and Buildings. 2017. Vol. 170(3). pp. 168–179.

2. Дербенцев, И. С., Карякин А.А., Попп П.В. Экспериментально-теоретические исследования монолитных шпоночных стыков с гибкими петлевыми связями крупнопанельных многоэтажных зданий. Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научн. тр. III Всероссийской конф. по бетону и железобетону, 12-16 мая 2014 г. Москва: НИМГСУ, 2013. С. 245–256.

Derbentsev, I. S., Karyakin A.A., Popp P.V. Eksperimentalno-teoreticheskie issledovaniya monolitnyih shponochnyih styikov s gibkimi petlevyimi svyazyami krupnopanelnyih mnogoetazhnyih zdaniy. *Beton i zhelezobeton – vzglyad v budushee*: nauchn. tr. III Vserossiyskoy konf. po betonu i zhelezobetonu, 12-16 maya 2014 g. Moskva: NIMGSU, 2013. S. 245–256.

3. СТО 36554501-026-2012. [Действует с 2012-01-27]. Стандарт организации «Рекомендации по расчету и конструированию жилых крупнопанельных домов с применением бесшварных вертикальных и горизонтальных стыков на тросовых петлевых соединениях и многопустотными плитами безопалубочного формования». Москва, 2012.

СТО 36554501-026-2012. [Deystvuet s 2012-01-27]. Standart organizacii «Rekomendacii po raschetu i konstruirovaniyu zhilyh krupnopanel'nyh domov s primeneniem bessvarnyh vertikal'nyh i gorizont'al'nyh stykov na trosovyh petlevyih soedineniyah i mnogopustotnymi plitami bezopalubochnogo formovaniya». Moskva, 2012.

4. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. [Чинний з 2011-06-01]. Бетонні та залізобетонні конструкції із важкого бетону. Правила проектування. Київ, 2010. 118 с.

DSTU B V.2.6-156:2010. [Chinniy z 2011-06-01]. Betonni ta zalizobetonni konstrukcii iz vazhkogo betonu. Pravila proektuvannya. Kiïv, 2010. 118 s.

5. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, 2004.

6. Dovzhenko O., Pogrebnyi V., Yurko I., Shostak I. The bearing capacity experimental determination of the keyed joints models in the transport construction, *Web of conferences*, 2017. Vol. 116.