

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ДОВЖЕНКО ОКСАНА ОЛЕКСАНДРІВНА


УДК 624.012.4.046.078:621.886.6

ДИСЕРТАЦІЯ
«СТИКОВІ З'ЄДНАННЯ З ПІДВИЩЕНИМ ОПОРОМ ЗРІЗУ
НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ»

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело


_____/ О.О. Довженко/
(підпис, ініціали та хі прізвище здобувача)

Науковий консультант Семко Олександр Володимирович, д.т.н., професор
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

ПОЛТАВА – 2026

АНОТАЦІЯ

Довженко О.О. Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди (19 – Архітектура та будівництво). – Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Полтава, 2025.

У вступі обґрунтовано актуальність проблеми, що вирішується, наведено зв'язок роботи із науковими програмами, темами, сформульовано мету, задачі дослідження, наукову новизну та практичне значення отриманих результатів, приведені дані про публікації й особистий внесок здобувача, апробацію та впровадження матеріалів дисертації, представлено її структура й обсяг.

У першому розділі проведено огляд технічної літератури з проблематики досліджень. Розглянуті сучасні збірно-монолітні і збірні конструктивні системи будівель і споруд із залізобетону, важливими складовими яких є стикові з'єднання несучих конструкцій та контактні стики збірного і монолітного бетону, що забезпечують їх сумісну роботу. Стики працюють на сприйняття поперечних сил за різних напружено-деформованих станів та потребують підвищеного опору зрізу. Наголошено на неможливості суміщення явища «чистого зрізу» як форми руйнування і випадку напруженого стану та принципу «суперпозиції», що обумовлює необхідність врахування специфіки роботи стиків. Проаналізовані можливі випадки втрати несучої здатності стикових з'єднань шляхом зсуву та визначальні фактори впливу на їх опір. Емпіричний підхід до розроблення методології розрахунку стикових з'єднань приводить до значних відмінностей результатів при застосуванні частинних залежностей, пов'язаних із урахуванням обмеженої кількості визначальних факторів, що не дозволяє використовувати їх із достатнім ступенем достовірності для інших випадків роботи стиків. Обґрунтована необхідність проведення комплексних експериментальних досліджень, аналізу їх результатів

і створення методології розрахунку стикових з'єднань з підвищеним опором зрізу на теоретичній основі, в якості якої пропонується варіаційний метод у теорії пластичності бетону.

У другому розділі наведена методика комплексних експериментальних досліджень шпонкових з'єднань. Програмою експерименту передбачено випробування 5-ти типів дослідних зразків: хрестоподібних, котрі моделюють роботу окремої шпонки (визначався вплив співвідношення глибини шпонки до її висоти l_k/h_k , рівня обтиснення σ/f_c , відсотку армування ρ_{sw} та розташування арматури за висотою шпонки); одношпонкових контактних стиків (оцінювався вплив кута нахилу опорної поверхні шпонки ψ ; кількості і розташування арматури, виду та класу бетону); одношпонкових стиків зі швом (варіювалися ширина шва t_j , вид та клас бетону); тришпонкових стиків зі швом (змінні фактори: ширина шва, форма шпонкового профілю, кількість і розташування арматури в площині зрізу, вид і клас бетону); контактні бетонні та залізобетонні стики із різною кількістю шпонок, які виготовлені керамзитобетонними та із важкого бетону.

Визначальні фактори варіювалися в межах: $l_k/h_k = 0,1 - 1$; $\sigma/f_c = 0 - 0,47$; $\psi = 0 - 45^\circ$; $\rho_{sw} = 0 - 3\%$ (арматура розміщена в один і два рівня за висотою шпонки); кількість шпонок у стикі (1, 3, 5 і 8); ширина шва $t_j = 25 - 300$ мм. Вид бетону шпонок: важкий (міцністю на стиск $f_c = 22,5 - 56,9$ МПа; керамзитобетон міцністю $f_c = 10 - 23,5$ МПа; фібробетону $f_c = 12 - 14$ МПа).

Випробувано 7 серій (123 зразки) та визначався вплив: у 1-ій серії – відношення l_k/h_k (19 зразків); у 2-ій – рівня обтиснення (29 зразків); у 3-ій – поперечного армування (21 зразок); 4-ій – форми профіля одношпонкового контактного стика (19 зразків); 5-ій – ширини шва одношпонкового з'єднання (7 зразків); 6-ій – ширини шва і профіля тришпонкового з'єднання (19 зразків); 7-й – кількості шпонок багатшпонкового стика (11 зразків).

Деформації бетону й арматури дослідних зразків визначалися за допомогою тензорезисторів типу ПКБ з базою від 5 до 50 мм з фіксацією показників на ЦТМ-5 і АВД та індикаторами годинникового типу з ціною

поділки 0,01 мм. Гідравлічні преси ПГ-125 і ПГ-500, універсальна вимірювана машина УВМ-50, розривна машина РМ-500 забезпечили необхідний рівень і режим передачі навантаження.

У третьому розділі наведені результати експериментальних досліджень окремих бетонних і залізобетонних шпонок та одношпонкових стикових з'єднань.

Окремі прямокутні бетонні шпони руйнувалися шляхом: зминання при $l_k/h_k \leq 0,2$; зрізу за цілим перерізом за $0,3 \leq l_k/h_k \leq 0,5$; відриву при $l_k/h_k > 0,5$. Найбільший опір прямокутної керамзитобетонної шпонки встановлено за $l_k/h_k = 0,2$, шпонки із важкого бетону при $l_k/h_k = 0,3$. Обтиснення бетонних шпонок суттєво підвищує значення руйнівного навантаження: при зміні рівня обтиснення σ/f_c від 0 до 0,32 за $l_k/h_k = 0,5$ відносний опір $f_{sh,\sigma}^k / f_c$ збільшується до 2,5 разів і розширює межі зрізової форми руйнування до $l_k/h_k = 1$. Поперечне армування впливає на опір шпонок аналогічно обтисненню. При $\rho_{sw} = 1,03\%$ за $l_k/h_k = 0,25$ і $\rho_{sw} = 1,99\%$ за $l_k/h_k = 0,5$ опір відповідно керамзитобетонних і фібробетонних шпонок зростає в 2 рази. Рознесення арматури у два яруси за висотою шпонки призводить до підвищення опору до 10 % та більш пластичного характеру руйнування. Форма шпонкового профілю впливає на величину граничного навантаження. Більший до 10 % опір при $l_k/h_k = 0,5$ мають трикутні шпонки порівняно з прямокутними. Зі збільшенням ширини шва від 50 до 200 мм несуча здатність з'єднань зменшується до 30%. Руйнування одношпонкового стику залежно від ширини шва t_j відбувається шляхом зрізу шпонок або шва.

У стиснутих областях спостерігається локалізація пластичної деформації. Граничні відносні деформації бетонних шпонок (без обтиснення) досягають $\varepsilon_c = 1,4\%$. за обтиснення $\sigma/f_c = 0,3 - 0,47$ дорівнюють $\varepsilon_c = 2,2 - 2,9\%$, за навантаження $\geq 0,8$ від руйнівного V_u суттєво зростає пластична складова деформації. Відносні деформації стиску керамзитобетону при армуванні посередині за $\rho_{sw} = 0,76\%$ і $l_k/h_k = 0,25$ досягають $\varepsilon_c = 1,9\%$ (для фібробетону $\varepsilon_c = 2,4\%$), за двоярусного розташування арматури – $\varepsilon_c = 2,9\%$.

Четвертий розділ присвячений результатам експериментальних досліджень багатошпонкових стикових з'єднань зі швом та контактних стиків.

Для трьохшпонкових стиків зі швом в експериментах зафіксовані такі форми руйнування: при ширині шва $t_j = 25, 100, 150, 200$ мм: зріз двох найбільш завантажених шпонок за перерізом, наближеними до вертикалі, та зріз у похилому перерізі за швом у межах останньої шпонки; зріз однієї шпонки та руйнування шва за похилим перерізом у межах двох інших; за $t_j = 200$ мм: руйнування однієї шпонки і шва у межах похилої стиснутої смуги за висотою двох шпонок при трикутному профілі; при $t_j = 300$ мм: руйнування за швом. Залежності деформації від рівня навантаження при застосуванні керамзитобетону вказують на суттєвий приріст пластичної деформації на останніх стадіях навантаження. Встановлено вплив на несучу здатність з'єднань ширини шва. Руйнування з'єднань із фібробетону носить більш пластичний характер.

У результаті випробування контактних бетонних і залізобетонних стиків з кількістю шпонок 1, 3, 5 і 8 встановлена нерівномірність роботи шпонок за довжиною стика, про що свідчить характер тріщиноутворення та показники тензорезисторів та індикаторів, встановлених на шпонках за висотою стика, (різниця деформацій при збільшенні кількості шпонок в стикі досягає 60 %). Усі 11 зразків зруйнувалися шляхом зрізу шпонок за цілим перерізом. Опір трьохшпонкового контактного стикі вищий ніж одношпонкового в 2,5 рази, п'ятишпонкового – в 3,5 рази, восьмिशпонкового – в 5 разів. У бетоні шпонок у зоні очікуваного руйнування при $\geq 0,7V_u$ накопичувалася пластична деформація; відносна деформації стиску досягала $\varepsilon_c = 2,5\%$.

У п'ятому розділі представлені теоретичні дослідження несучої здатності шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів варіаційним методом у теорії пластичності як загальної основи для створення методології розрахунку. Встановлені експериментально значні пластичні деформації бетону стиску й їх локалізація у зоні руйнування слугують обґрунтуванням доцільності застосування теорії пластичності та принципу віртуальних швидкостей.

Задачі визначення несучої здатності шпонкових стиків розв'язуються в такій послідовності: на основі оцінювання характеру руйнування для випадку, що розглядається формується кінематично можлива схема руйнування, котра враховує особливості роботи з'єднання у граничному стані; знаходяться стрибки швидкостей на ділянках поверхні руйнування та площа останніх; записується функціонал варіаційного методу, котрий досліджується на стаціонарний стан і визначається величина граничного навантаження.

Представлена класифікація шпонкових з'єднань за: характером руйнування; формою шпонкового профілю; наявністю обтиснення й поперечного армування; характером розташування арматури за висотою шпонки; видом та класом бетону; кількістю шпонок у стику; наявністю шва в з'єднанні.

Отримані розрахункові залежності для визначення опору та несучої здатності при зрізі: окремих бетонних (без і за наявності бокового обтиснення) шпонок та залізобетонних за різного розміщення поперечної арматури за висотою шпонки; одношпонкових з'єднань при різних формах шпонкового профіля та поперечного перерізу і шириною шва; багатошпонкових контактних стиків та з'єднань зі швом для усіх можливих випадків руйнування.

Указані межі застосування розрахункових залежностей та визначені характеристики шпонкових стиків при максимальному опорі зрізу.

У шостому розділі представлені результати порівняльного аналізу теоретичного визначеної несучої здатності шпонкових стиків із дослідною. Здійснено 224 порівняння. Отримана задовільна збіжність теоретичного опору із дослідним.

Застосовано методику статистичного аналізу збіжності методів розрахунку з даними експериментів, котра надає можливість комплексно оцінити як рівень надійності розрахункового методу, так і його ефективність, забезпечену мінімумом надлишкових запасів несучої здатності. Результати порівняння дозволяють рекомендувати розроблену методологію розрахунку несучої здатності шпонкових з'єднань для практичного використання.

У цьому розділі наведені удосконалені конструктивні рішення: вузла з'єднання надколонної плити із колоною в безбалково-безкапітельно-безконсольній конструктивній системі шляхом зміни розмірів шпонок для підвищення їх опору; з'єднання плит перекриття між собою при застосуванні замість арматурних випусків із торців плит гнучких петель $\text{Ø}6$ мм за типом «Reiko»; стику багатопустотної плити з монолітним ригелем у збірно-монолітних перекриттях при застосуванні пустотілого циліндричного каркасу для армуванні шпонок, що дозволяє забезпечити однаковий опір у вертикальній і горизонтальній площинах та підвищення його надійності при сейсмічних впливах; запропоновано використання поперечної арматури каркаса ригеля як робочої арматури шпонок; контактного шпонкового стику багатопустотних плит перекриття з панельними стінами; багатошпонкового стику ригеля із колоною при збільшенні кількості шпонок.

Для застосування заходів щодо збереження будівель і споруд та відновлення експлуатаційної придатності елементів конструктивних систем підсилення несучих елементів пропонується здійснювати шляхом влаштування з'єднань з підвищеним опором. Для спрощення розв'язання задач несучої здатності шпонкових стиків запропонована інженерна методика розрахунку.

Ключові слова: шпонка, обтиснення, поперечне армування, ширина шва, поперечний профіль, деформація, несуча здатність, теорія пластичності, варіаційний метод.

ABSTRACT

Dovzhenko O.O. Keyed joints with increased shear resistance of bearing reinforced concrete structures. – Qualification scientific work in the form of a manuscript.

Dissertation for the degree of Doctor of Technical Sciences in the specialty 05.23.01 – building structures, buildings and structures (19 – Architecture and construction). – National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic», Poltava, 2025.

The introduction substantiates the relevance of the problem being solved, describes the connection between the work and scientific programmers and topics, formulates the aim and objectives of the research, the scientific novelty and practical significance of the results obtained, provides data on publications and the personal contribution of the applicant, the testing and implementation of the dissertation materials, and presents its structure and scope.

The first section provides an overview of technical literature on the research topic. It considers modern precast-cast-in-place and precast structural systems of reinforced concrete buildings and structures, important components of which are joints of bearing structures and contact joints of precast and cast-in-place concrete, which ensure their joint operation. The joints work to absorb shear forces under various stress-strain conditions and require increased shear strength. The impossibility of combining the phenomenon of “pure shear” as a form of destruction and a case of stress condition and the principle of “superposition” is emphasized, which necessitates taking into account the specifics of joint operation. Possible cases of loss of bearing capacity of joints due to shear and the determining factors affecting their strength are analyzed. An empirical approach to developing a methodology for calculating joints leads to significant differences in results when applying partial dependencies associated with taking into account a limited number of determining factors, which does not allow them to be used with a sufficient degree of reliability for other cases of joint operation. There is a need for comprehensive experimental research, analysis of its results, and the creation of a methodology for

calculating joints with increased shear strength on a theoretical basis, for which the variational method in the theory of concrete plasticity is proposed.

The second section describes the methodology for comprehensive experimental studies of keyed joints. The experiment programme provides for testing of five types of experimental samples: cross-shaped, which simulate the operation of a single key (the influence of the ratio of the key depth to its height l_k/h_k , the compression level σ/f_c , the reinforcement percentage ρ_{sw} and the location of the reinforcement along the key height was determined); single-key contact joints (the influence of the angle of inclination of the key bearing surface ψ , the number and location of reinforcement, the type and class of concrete were evaluated); single-key joints with a seam (the width of the seam t_j , the type and class of concrete varied); three-key joints with a joint (variable factors: joint width, keyed profile shape, number and location of reinforcement in the shear plane, type and class of concrete); concrete and reinforced concrete contact joints with different numbers of keys, made of expanded clay concrete and heavy concrete.

The determining factors varied within the following ranges: $l_k/h_k = 0.1 - 1$; $\sigma/f_c = 0 - 0.47$; $\psi = 0 - 45^\circ$; $\rho_{sw} = 0 - 3\%$ (reinforcement placed in one and two levels along the height of the key); number of keys in the joint (1, 3, 5 and 8); joint width $t_j = 25 - 300$ mm. Type of key concrete: heavy (compressive strength $f_c = 22.5 - 56.9$ MPa; expanded clay concrete with strength $f_c = 10 - 23.5$ MPa; fibre concrete $f_c = 12 - 14$ MPa).

Seven series (123 samples) were tested and the influence was determined: in the 1st series – the ratio l_k/h_k (19 samples); in the 2nd – the level of compression (29 samples); in the 3rd series – shear reinforcement (21 samples); in the 4th series – the shape of the single-keyed contact joint profile (19 samples); in the 5th series – the width of the single-keyed joint (7 samples); 6th – joint width and profile of a three-keyed joint (19 samples); 7th – number of keys in a multi-key joint (11 samples).

Strains of concrete and reinforcement in test samples were determined using strain gauges with a base of 5 to 50 mm, with readings recorded on a DSB-5 and ASM and clock-type indicators with a scale division of 0.01 mm. PG-125 and

PG-500 hydraulic presses, a UMM-50 universal measuring machine, and an TTM-500 tensile testing machine ensured the required level and mode of load transfer.

The third section presents the results of experimental studies of concrete and reinforced concrete keys and single-key joints.

Rectangular concrete keys were destroyed by: crushing at $l_k/h_k \leq 0.2$; shear across the entire cross-section at $0.3 \leq l_k/h_k \leq 0.5$; and tearing at $l_k/h_k > 0.5$. The greatest resistance of rectangular expanded clay concrete keys was established at $l_k/h_k = 0.2$, and heavy concrete keys at $l_k/h_k = 0.3$. Compression of concrete keys significantly increases the ultimate load: when the compression level σ/f_c changes from 0 to 0.32 for $l_k/h_k = 0.5$, the relative strength increases up to 2.5 times and expands the limits of the shear failure mode to $l_k/h_k = 1$. Shear reinforcement affects the resistance of keys in the same way as compression. At $\rho_{sw} = 1.03\%$ for $l_k/h_k = 0.25$ and $\rho_{sw} = 1.99\%$ for $l_k/h_k = 0.5$, the resistance of expanded clay concrete and fibre concrete keys increases by 2 times, respectively. Spacing the reinforcement in two tiers along the height of the keyed profile leads to an increase in resistance of up to 10% and a more plastic nature of failure. The shape of the keyed profile affects the value of the ultimate load. Triangular keys have up to 10% greater resistance than rectangular ones at $l_k/h_k = 0.5$. With an increase in the joint width from 50 to 200 mm, the bearing capacity of the joints decreases by up to 30%. The failure of a single-key joint, depending on the joint thickness t_j , occurs by shearing the keys or the joint.

Plastic strain is observed in compressed areas. The limiting relative strains of concrete keys (without compression) reach $\varepsilon_c = 1.4\text{‰}$. For compression $\sigma/f_c = 0.3 - 0.47$, they are equal to $\varepsilon_c = 2.2 - 2.9\text{‰}$, and for loads \geq from the $0.8V_u$, the plastic component of strain increases significantly. The relative compressive strains of expanded clay concrete when reinforced in the middle at $\rho_{sw} = 0.76\%$ and $l_k/h_k = 0.25$ reach $\varepsilon_c = 1.9\text{‰}$ (for fibre-reinforced concrete $\varepsilon_c = 2.4\text{‰}$), and with two-tier reinforcement arrangement – $\varepsilon_c = 2.9\text{‰}$.

The fourth section is devoted to the results of experimental studies of multi-

keyed joint connections with a seam and contact joints.

For three-keyed joints with a seam, the following forms of destruction were recorded in the experiments: with key width $t_j = 25, 100, 150, 200$ mm: shear of the two most loaded keys in a cross-section close to vertical and shear in an inclined cross-section along the seam within the last key; shear of one key and failure of the seam in an inclined cross-section within the limits of the other two; for $t_j = 200$ mm: failure of one key and seam within the limits of an inclined compressed strip at the height of two keys with a triangular profile; for $t_j = 300$ mm: failure along the seam. The dependence of strain on the load level when using expanded clay concrete indicates a significant increase in plastic strain in the final stages of loading. The influence of joint width on the bearing capacity of joints has been established. The destruction of fibre concrete joints is more plastic in nature.

As a result of testing concrete and reinforced concrete joints with 1, 3, 5 and 8 keys, it was established that the keys do not work uniformly along the length of the joint, as evidenced by the nature of crack formation and the readings of strain gauges and indicators installed on the keys along the height of the joint (the difference in strain when increasing the number of keys in the joint reaches 60%). All 11 samples were destroyed by shearing the keys across the entire cross-section. The bearing capacity of a three-key contact joint is 2.5 times, five-key – 3.5 times, eight-key – 5 times. In concrete keys in the zone of expected destruction at $\geq 0.7V_u$, plastic strain accumulated; the relative compression strain reached $\varepsilon_c = 2.5\%$.

The fifth chapter presents theoretical studies of the bearing capacity of keyed connections of concrete and reinforced concrete members using the variational method in plasticity theory as a general basis for creating a calculation methodology. The experimentally established significant plastic strains of concrete under compression and their localization in the failure zone serve as justification for the applicability of plasticity theory and the principle of virtual velocities.

The tasks of determining the bearing capacity of keyed joints are solved in the following sequence: based on the assessment of the nature of failure for the case under consideration, a kinematically possible failure scheme is formed, which takes

into account the peculiarities of the joint operation in the limit state; velocity jumps in the areas of the failure surface and the area of the latter are found; the functional of the variational method is recorded, which is investigated for a steady state, and the value of the limit load is determined.

The classification of keyed connections is presented according to: the nature of destruction; the shape of the keyed profile; the presence of compression and shear reinforcement; the reinforcement location along the key height; the type and class of concrete; the number of keys in the joint; the presence of a seam in the connection.

The calculated dependencies obtained for determining the resistance and bearing capacity in shear: concrete (with and without lateral compression) keys and reinforced concrete with different placement of shear reinforcement along the height of the key; keyed joints with different keyed profiles and cross-sections and seam widths; multi-keyed contact joints and joints with keyed joints for all possible cases of failure.

The specified limits of application of the calculated dependencies and the determined characteristics of keyed joints at maximum shear resistance.

The sixth chapter presents the results of a comparative analysis of the theoretical bearing capacity of keyed joints with the experimental one. A total of 224 comparisons were made. Satisfactory convergence of the theoretical resistance with the experimental one was obtained.

A statistical analysis method was used to compare the calculation methods with the experimental data, which makes it possible to comprehensively assess both the reliability of the calculation method and its effectiveness, ensured by a minimum of excess bearing capacity reserves.

The results of the comparison allow us to recommend the developed methodology for calculating the bearing capacity of keyed joints for practical use.

The seventh section presents improved design solutions: a connection between the slab above the column and the column in a beamless, capless, and cantilevered structural system by changing the dimensions of the keys to increase their

resistance; connection of floor slabs to each other using flexible $\text{Ø}6$ mm Peiko-type loops instead of reinforcement bars at the face ends of the slabs; the joint of a multi-hollow slab with a cast-in-place beam in precast-cast-in-place floors using a hollow cylindrical cage to reinforce keys, which ensures equal resistance in the vertical and horizontal planes and increases its reliability under seismic influences; the use of shear reinforcement of the girder cage as main reinforcement of keys is proposed; contact keyed joint of multi-hollow floor slabs with panel walls; multi-keyed joint of a girder with a column when increasing the number of keys.

To implement measures for preserving buildings and structures and restoring the operational suitability of structural reinforcement members, it is proposed to install connections with increased load resistance. To simplify the solution of bearing capacity problems for keyed joints, an engineering calculation method is proposed.

Keywords: key, compression, shear reinforcement, joint width, transverse profile, strain, bearing capacity, plasticity theory, variational method.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧКИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

Монографії:

1. Довженко О.О. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: експериментальні дослідження: Монографія/ О.О. Довженко. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2015. – 181 с.

2. Довженко О.О. Багатоповерхові каркасні будівлі із збірно-монолітними балковими перекриттями: Монографія / О.О. Довженко, В.В. Погрібний. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – 196 с.

3. Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону: Монографія / А.М. Павліков, Д.К. Балясний, О.В. Гарькава, О.О. Довженко, С.М. Микитенко, Н.М. Пінчук, Д.Ф. Федоров; за ред.. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – 120 с.

4. Збірник наукових розробок планувальних та конструктивних рішень споруд цивільного захисту: Монографія / А. Гасенко, О. Довженко, В. Погрібний, О. Семко, О. Філоненко, О. Юрін; за ред. О. Філоненко. – Полтава: ПП «Астрая», 2023. – 209 с.

5. Довженко О.О. Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу: теоретичні й експериментальні дослідження: Монографія / О.О. Довженко. – Житомир: Видавничий дім «Бук-Друк», 2024. – 200 с.

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав або у закордонних виданнях, проіндексованих у базах даних Scopus та/або Web of Science Core Collection:

6. Dovzhenko O. The bearing capacity experimental determination of the keyed joints models in the transport construction / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, I. Yurko, I. Shostak // MATEC Web of Conf. – 2017. – Vol. 116, 02011. (Scopus, Web of Science).

7. Dovzhenko O. Bearing capacity calculation of reinforced concrete corbels under the shear action/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Pents, D. Mariukha

// MATEC Web Conf. – 2018. – Vol. 230, 02005. (Scopus)

8. Dovzhenko O.O. Concrete and reinforced concrete strength under action of shear, crushing and punching shear / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, I.A. Yurko // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2018. – Vol. 463, 022026. (Scopus).

9. Dovzhenko O. Shear failure form realization in concrete/ O. Dovzhenko, V. Pogrebnyi, I. Yurko //News the national academy of sciences of the republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences. – 2018. – Vol. 2. – № 428. – Pp. 55–62. (Scopus, Web of Science).

10. Pohribnyi V. The ideal plasticity theory usage peculiarities to concrete and reinforced concrete / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Maliovana // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – 7 (3.2). – Pp. 19–26. (Scopus)

11. Dovzhenko O. Effective keyed connections of hollow-core floor slabs with walls in modern large-panel house building / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, L.Karabash // Science and Technique. – 2018. – Vol. 17. – № 2. – Pp. 146–156. (Web of Science)

12. Dovzhenko O. Experimental study on the multikeyed joints of concrete and reinforced concrete elements / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, L. Karabash // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – 7 (3.2). – Pp. 354–359. (Scopus)

13. Dovzhenko O.O. On clarification of the application area of the concrete plasticity theory to the strength problems solutions / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, V.F. Pents, M.V. Pents // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol. 73. – Pp. 25–33. (Scopus)

14. Dovzhenko O. To the shear strength of concrete / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 753, 052021. (Scopus)

15. Dovzhenko O. Discontinuous solutions of concrete elements strength problems using the principle of virtual velocities / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi,

V. Kyrychenko, O. Malovana // *Lecture Notes in Civil Engineering*. – 2022. – Vol. 181. – Pp. 59–71. (Scopus)

16. Usenko D. Masonry strengthening under the combined action of vertical and horizontal forces / D. Usenko, O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // *Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, held in Paris, France, August 26 – 28, 2020*. – Pp. 193–199. (Scopus)

17. Pohribnyi V. Concrete and reinforced concrete shear: An improved strength calculation method / V. Pohribnyi, O. Klymenko, O. Fenko // *AIP Conference Proceedings*. – 2023. – Vol. 2678, 020014. (Scopus)

18. Dovzhenko O. Improved structural solutions of keyed joints of modern structural systems from reinforced concrete / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Kyrychenko, I. Kuznietsova, O. Bulbakha // *AIP Conference Proceedings*. – 2023. – Vol. 2678, 020007. (Scopus)

19. Dovzhenko O. Accident prevention of buildings and structures based on two-level assessment of bearing capacity of structures / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, Ye. Klymenko, O. Fenko // *AIP Conference Proceedings*. – 2023. – Vol. 2684, 030009. (Scopus)

20. Dovzhenko O.O. Bearing capacity evaluation of keyed joints in precast-cast-in-place reinforced concrete structures for effective rehabilitation / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi1, O.G. Fenko, V.A. Tytarenko, P.A. Yurko // *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*. – 2025. – Vol. 1499, 012011. (Scopus)

21. Dovzhenko O. Improved joints of reinforced concrete elements in precast-and-cast-in-place construction based on destruction mechanics / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi // *Technology transfer: Fundamental principles and innovative technical solutions*. – 2019. – Pp. 58–60.

Статті у наукових фахових виданнях України:

22. Митрофанов В.П. Про трактування поняття «чистого зрізу» в бетоні / В.П. Митрофанов, В.В. Погрібний, О.О. Довженко / *Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб.* – К.: Техніка, 2001. – № 33. – С. 39–43.

23. Погрібний В.В. Напружено-деформований стан і граничне навантаження шпонкових з'єднань залізобетонних конструкцій // В.В. Погрібний, О.О. Довженко // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: Техніка, 2002. – №39. – С. 23–28.

24. Митрофанов В.П. Про можливість застосування передумови про ідеальну пластичність до бетону / В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2002. – Вип. 7. – С. 118–124.

25. Погрібний В.В. Міцність обтиснутих бетонних шпонок при зрізі / В.В. Погрібний, О.О. Довженко, В.Н. Рожко // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: Техніка, 2004. – Вип. 55. – С. 290–297.

26. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, П.Б. Митрофанов // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: Техніка, 2007. – Вип. 76. – С. 16–22.

27. Довженко О.О. Міцність шпонкових з'єднань з урахуванням різної форми шпонкового профілю / О.О. Довженко, В.Н. Рожко, Т.Ю. Качан // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: Техніка, 2007. – Вип. 76. – С. 113–123.

28. Довженко О.О. Варіаційний метод розрахунку міцності окремих прямокутних залізобетонних шпонок / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш // Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2008. – Вип. 9. – С. 76–80.

29. Довженко О.О. Дослідження опору бетону зрізові на зразках Гвоздева / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.Ю. Качан // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: ХНАГХ, 2009. – Вип. 90. – С. 173–182.

30. Митрофанов В.П. Міцність залізобетонних шпонок з різним розташуванням арматури // В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, О.А. Голов, Л.В. Карабаш, С.І. Арцев // Вісник Одеської державної

академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. 34. – С. 436–444.

31. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень трьохшпонкових стиків із фібробетону/ О.О. Довженко, І.А. Юрко// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 187–192.

32. Довженко О.О. Міцність залізобетонних шпонок при двоярусному розташуванні арматури / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, М.О. Музичук // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава, 2011. – Вип. 1. – С. 80–86.

33. Довженко О.О. Теоретичне дослідження міцності на зріз бетонних балок-стінок за допомогою варіаційного методу в теорії пластичності бетону // О.О. Довженко, В.В. Погрібний, К.І. Залужна, Т.Ю. Качан // Вісник КрНУ імені Михайла Остроградського. – Кременчук: КрНУ, 2011. – Вип. 4 (69). – С. 120–123.

34. Довженко О.О. Дослідження клейового з'єднання нового бетону зі старим при зрізі на прикладі зразків Гвоздева / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.Ю. Качан, А.В. Скубицький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 299–305.

35. Довженко О.О. Розрахунок міцності одношпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 306–313.

36. Довженко О.О. Про можливість застосування теорії пластичності до розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Куриленко // Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2012. – Вип. 105. – С. 74–82.

37. Довженко О.О. Методика комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків бетонних і залізобетонних елементів /

О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – Вип. 5 (35). – С. 72–83.

38. Довженко О.О. Міцність шпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах / О.О. Довженко, І.А. Юрко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2012. – Вип. 46. – С. 64–73.

39. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності залізобетонних шпонок за існуючими методиками (на прикладі контактного шва) / О.О. Довженко, І.А. Юрко, А.Г. Гриценко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – Вип. 5 (35). – С. 84–91.

40. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності бетонних шпонок за існуючими методиками / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Ю.В. Чурса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 201–210.

41. Довженко О.О. Міцність одношпонкових стиків трапецієподібної форми із фібробетону на поліпропіленових волокнах із урахуванням особливостей армування / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2012. – Вип. 23 – С. 225–232.

42. Довженко О.О. Шпонкові з'єднання збірних безбалкових перекриттів: капітельних та безкапітельних системи «КУБ-2,5» / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, А.Г. Гриценко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(1). – С. 106–113.

43. Довженко О.О. Методика розрахунку шпонкових з'єднань залізобетонних елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Вісник національного університету «Львівська політехніка». – № 755. Теорія і

практика будівництва. – Львів: Видавництво Львівської політехніки. – 2013. – С. 111–117.

44. Довженко О.О. Методика розрахунку стикових з'єднань збірно-монолітних конструктивних систем під доступне житло в Україні / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, А.О. Бігдан, Н.В. Дакало // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(1). – С. 94–105.

45. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень шпонкових з'єднань: характер тріщиноутворення, міцність бетонних і залізобетонних шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 25. – С. 276–286.

46. Довженко О.О. Міцність стиків залізобетонних елементів з урахуванням обтиснення й армування / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, В.І. Рудченко, А.А. Шиян // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 76–86.

47. Довженко О.О. Методика експериментальних досліджень стиків залізобетонних елементів із змінною кількістю шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 87–96.

48. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень шпонкових з'єднань: вплив ширини шва та кількості шпонок на міцність стиків / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Г.А. Кошман // Будівельні конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво). – К.: НДІБК, 2013. – Вип. 79. – С. 370–379.

49. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності обтиснутих бетонних шпонок за існуючими методиками / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Є.О. Ржаних // Будівельні конструкції : Міжвідом. наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво). – К. :НДІБК, 2013. – Вип. 79. – С. 527–533.

50. Довженко О.О. Збірно-монолітна конструктивна система «КУБ-2,5» під соціальне житло в Україні: з'єднання колони з перекриттям / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, А.Г. Гриценко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 301–309.

51. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень залізобетонних елементів із змінною кількістю шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2014. – Вип. 29. – С. 143–150.

52. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності багатошпонкових контактних стиків за існуючими методиками / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Я.В. Черненко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2015. – Вип. 30. – С. 121–125.

53. Пашинський В.А. Методика статистичного аналізу точності та ефективності розрахунків шпонкових з'єднань / В.А. Пашинський, О.О. Довженко, В.І. Рудченко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2015. – Вип. 30. – С. 210–217.

54. Довженко О.О. Врахування форми поперечного перерізу шпонок у розрахунках їх міцності / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків: УкрДУЗТ, 2015. – Вип. 155. – С. 221–228.

55. Пашинський В.А. Результати статистичного аналізу методів розрахунку шпонкових з'єднань та рекомендації щодо їх застосування / В.А. Пашинський, О.О. Довженко, В.І. Рудченко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків: УДУЗТ, 2015. – Вип. 155. – С. 214–221.

56. Довженко О.О. Вертикальні стики панельних будівель: конструктивні рішення, розрахунок за міцністю / О.О. Довженко,

В.В. Погрібний, Є.І. Чумак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 33. – С. 237–243.

57. Dovzhenko O. Variational method applied in calculation of key joint's strength in the current construction system/ O. Dovzhenko, V. Pogribnyi, Yu. Chursa // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – Вип. 2(47)'. – С. 133–139.

58. Довженко О.О. Оцінювання міцності при зрізі бетонних елементів на основі теорії пластичності бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Мальована // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків: УДУЗТ, 2016. – Вип. 165. – С. 205–215.

59. Довженко О.О. Перспективи застосування технології збірно-монолітного каркасу в багатоповерховому будівництві України / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.В. Шостак // Нові технології в будівництві. – 2017. – № 32. – С. 79–85.

60. Dovzhenko O.O. Multistory framed buildings with slab cast over precast joists: recommendations for designing concrete elements key joints / O.O. Dovzhenko, V.V. Pogribnyi, Y.V. Chursa, Y.V. Chernenko // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2017. – 1 (48)'. – Pp. 100–107.

61. Довженко О.О. Зріз як форма руйнування бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // Наука та будівництво. – 2017. – №4 (14). – С. 43–50.

62. Довженко О.О. Вплив профілю шпонок та ширини шва на несучу здатність з'єднань залізобетонних конструкцій у транспортному будівництві / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Є.І. Чумак // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – Харків, 2018. – Вип. 178. – С. 97–106.

63. Довженко О.О. Шпонкові з'єднання елементів будівель із залізобетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Наука та будівництво. – 2018. – № 1. – С. 88–93.

64. Довженко О.О. Порівняльний розрахунок міцності вертикальних стиків збірних стінових елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха, Є.І. Чумак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2019. – Вип. 37. – С. 158–163.

65. Dovzhenko O. The masonry calculation strength under the vertical and horizontal loads combined action by the variational method in the plasticity theory / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Usenko, D. Usenko // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2021. – № 2 (57)' – С. 26–31.

66. Довженко О.О. Опір кам'яних і залізобетонних елементів діагональному розколюванню / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, М.В. Пенц, М.О. Мищенко // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2024. – Вип. 21. – С. 66–75.

67. Довженко О.О. Аналіз досліджень зрізу як форми руйнування стикових з'єднань несучих залізобетонних конструкцій / О.О. Довженко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2024. – Вип. 45. – С. 158–165.

68. Довженко О.О. Пропозиції до розрахунку несучої здатності шпонкових стиків збірно-монолітних залізобетонних конструкцій споруд цивільного захисту / О.О. Довженко, К.В. Кононенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2024. – Вип. 46. – С. 192–198.

69. Довженко О.О. Розрахунок несучої здатності шпонкового з'єднання при руйнуванні шва за стиснутою смугою / О.О. Довженко, М.О. Мищенко, Г.Р. Шершерія // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – Харків, 2024. – Вип. 210. – С. 60–69.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

70. Карабаш Л.В. Методика експериментального дослідження міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування / Л.В. Карабаш, О.О. Довженко // Матеріали II міжнар. наук.-практ. конф. «Сучасні наукові дослідження-2006». – Дніпро.: Наука і освіта, 2006. – Т. 45 – С. 6–9.

71. Довженко О.О. Порівняльний розрахунок міцності контактного шва згідно норм і варіаційного методу на основі теорії пластичності / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Ю.В. Чурса // Тези 63-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (10 – 19 травня 2011 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2011. – Т.2. – С. 22–23.

72. Довженко О.О. Вплив згинального моменту на міцність шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний // “Questions. Answers. Hypotheses: science XXI century”: Collection of scientific reports. – Гданськ, 2014. – Ч. 1. – С. 11–16.

73. Довженко О.О. Рекомендації щодо проектування шпонкових стиків бетонних і залізобетонних елементів (на основі досліджень, виконаних у ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка) // О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Тези 66-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (15 квітня – 15 травня 2014 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2014. – Т.1. – С. 352–355.

74. Чурса Ю.В. Програма комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків залізобетонних і бетонних елементів / Ю.В. Чурса, О.О. Довженко // Бетон і залізобетон в Україні. – 2014. – № 3 (79). – С. 8–11.

75. Довженко О.О. Класифікація шпонкових з'єднань / В.В. Погрібний, О.О. Довженко // Тези 67-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (2 квітня – 22 травня 2015 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2015. – Т. 2. – С. 31–32.

76. Довженко О.О. Зрізова форма руйнування: ознаки, характер, розподіл напружень і деформацій / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Х.С. Арцева, М.А. Побот // Тези 67-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (2 квітня – 22 травня 2015 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2015. – Т. 2. – С. 35–36.

77. Погрібний В.В. Характеристика зрізу як форми руйнування / В.В. Погрібний, О.О. Довженко // *Modern scientific researches and developments: theoretical value and practical results – 2016: materials of international scientific and practical conference.* – Bratislava, 2016. – Pp. 111–112.

78. Довженко О.О. Шпонкові стики великопанельних будівель / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха // Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгупова «Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва» 25 – 29 жовтня 2016 р. – Одеса: ОДАБА, 2016. – С. 46–47.

79. Довженко О.О. Стики несучих елементів сучасних конструктивних систем цивільних будівель / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // «ҚазҚСҒЗИ» АҚ хабаршысы, за матеріалами міжнародної науково-практичної конференції «Жаңа құрылыс тенденциялары 21 ғасырда». – 2017. – № 7(71). – С. 5–10.

80. Довженко О. О. Вертикальні стики стінових панелей із гнучкими петлями / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха // Тези доповідей III Міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві» (28 – 29 березня 2018 р.). – К.: КНУБА, 2018. – С. 103–104.

81. Погрібний В.В. Міцність елементів із високоміцного бетону при зрізі / В.В. Погрібний, О.О. Довженко, О.О. Мальована // Збірник наукових праць XII Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й

університетська наука: результати та перспективи», 6 грудня 2019 р. – Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка, 2019. – С. 295–298.

82. Довженко О.О. Шпонкові стики в сучасних великопанельних будівлях/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Д.В. Марюха// Збірник наукових праць за матеріалами II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «Building innovations – 2019», 23 – 24 травня 2019 року – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 75–77.

83. Довженко О.О. Шляхи модернізації великопанельного будівництва/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.Є. Зима, Д.А. Хорошун // Академічна й університетська наука: результати та перспективи: Зб. наук. пр. XII Міжнародної наук.-практ. конф., 6 груд. 2019 р. – Полтава : Нац. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2019. – С. 261–264.

84. Довженко О.О. Шляхи підвищення енергоефективності конструктивних рішень вузлів з'єднань елементів несучих систем об'єктів транспорту / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.О. Совенко // Тези доповідей Міжнародної науково-технічної конференції «Енергоефективність на транспорті», 18 – 20 листопада 2020. – Харків: УкрДУЗД, 2020. – С. 71–72.

85. Довженко О.О. Удосконалене конструктивне рішення вузла з'єднання багатопустотних плит з монолітним ригелем багатоповерхових будівель/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.М. Мелешко // Зб. наук. пр. за матер. XIII Міжнар. наук.-практ. конф. «Академічна й університетська наука: результати та перспективи» присвяченої 90-річчю Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» та пам'яті президента Національної академії наук України, академіка НАН України Бориса Євгеновича Патона (10 – 11 грудня 2020 р.). – Полтава: НУПП, 2020. – С. 244–247.

86. Довженко О.О. Опір залізобетону при зрізі / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Мальована, Т.О. Совенко // Збірник наукових праць за

матеріалами IV Міжнародної українсько-азербайджанської науково-практичної конференції (20 – 21 травня 2021 року). – Полтава – Баку, 2021. – С. 127–128.

87. Погрібний В.В. Критерій та області реалізації зрізу в бетоні / В.В. Погрібний, О.О. Довженко, О.М. Шитова // Збірник наукових праць за матеріалами IV Міжнародної українсько-азербайджанської науково-практичної конференції (20 – 21 травня 2021 року). – Полтава – Баку, 2021. – С. 162–163.

88. Довженко О. Вдосконалені конструктивні рішення шпонкових стиків сучасних збірних і збірно-монолітних конструктивних систем із залізобетону / О. Довженко, В. Погрібний, В. Кириченко, І. Кузнецова, О. Бульбаха // Тези XIX Міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (м. Чернігів, 19 – 22 вересня 2021 р.). – Чернігів, 2021. – С. 150–152 .

89. Погрібний В. Зріз бетону та залізобетону: удосконалена методика розрахунку міцності / В. Погрібний, О. Довженко, Є. Клименко, О. Фенко // Тези XIX Міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (м. Чернігів, 19 – 22 вересня 2021 р.). – Чернігів, 2021. – С. 249–250.

90. Мищенко М.О. Вузли з'єднання ригеля з колоною залізобетонних каркасів / М.О. Міщенко, З.Є. Травка-Бабенко, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 2 – 25 травня 2023 р.). – Полтава, 2023. – Т. 1. – С. 140–141.

91. Бульбаха О.С. Вдосконалена конструкція стику між плитами перекриття будівлі з конструктивною системою «Куб-2,5» / О.С. Бульбаха, А.А. Тарасенко, О.О. Довженко // Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 2 – 25 травня 2023 р.). – Полтава, 2023. – Т. 1. – С. 142–144.

92. Довженко О.О. Методи розрахунку несучої здатності конструкцій із квазікрихких матеріалів при зсуві / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, В.Л. Швайковський, М.О. Міщенко, М.В. Пенц // Тези доповідей 10-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20 – 22 листопада 2024 р. – Харків: УкрДУЗТ, 2024. – С. 108–110.

93. Довженко О.О. Розрахунок несучої здатності шпонкового з'єднання при руйнуванні шва за стиснутою смугою / О.О. Довженко, М.О. Міщенко, Г.Р. Шершерія // Тези доповідей 10-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20 – 22 листопада 2024 р. – Харків: УкрДУЗТ, 2024. – С. 110–112.

94. Довженко О.О. Інженерна методика розрахунків шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів / О.О. Довженко // Тези 77-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 16 – 22 травня 2025 року) – Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2025. – Т.1 – С. 156–157.

Публікації, які додатково відображають наукові результати дисертації

Патенти:

95. Патент на корисну модель 95177/ Україна, МПК 2016.01 E04B 1/00. Вузол з'єднання надколонної плити з колоною у збірно-монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттях / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, А.О. Бігдан; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2014 07594 ; заявл. 07.07.2014 ; опубл. 10.12.2014, Бюл. № 23.

96. Патент на корисну модель 104986 / Україна МПК 2006.01 E04B 1/38. Вузол з'єднання плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях /

О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса ; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2015 09341 ; заявл. – 28.09.2015, опубл. 25.02.16 , Бюл. № 4.

97. Патент на корисну модель 116444 Україна, МПК 2016.01 E04C 3/00 E04C 3/20 Спосіб улаштування вузла з'єднання плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях/ Довженко О.О., Погрібний В.В.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2016 11185; заявл. 07.11.2016 ; заявл. 07.07.2014 ; опубл. 25.05.2017. Бюл. № 10.

98. Патент на корисну модель 140820. Україна МПК 2020.01 E04B 1/00. Вузол з'єднання залізобетонних плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях з подвійним функціональним призначенням робочої арматури / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, К.С. Костроміцька; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2020 09018; заявл. 29.07.2019, опубл. 10.03.2020, Бюл. № 5.

Колективна монографія

99. Dovzhenko O. Improvement of affordable housing precast and precast-cast-in place building production technologies: Collective Monograph / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // Modern world tendencies in the development of science. – Vol. 1. – London, 2019. – Pp. 13–25.

ЗМІСТ

ВСТУП	34
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗРІЗУ ЯК ФОРМИ РУЙНУВАННЯ СТИКОВИХ З'ЄДНАНЬ НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	
46	
1.1 Досвід використання конструктивних систем із залізобетону	46
1.1.1 Каркасні конструктивні системи	46
1.1.2 Великопанельне будівництво	55
1.2 Зріз у бетоні та залізобетоні	58
1.2.1 Поняття зрізу та зсуву. Явище «чистого зрізу».....	59
1.2.2 Міцність бетону при зрізі	66
1.3 Стики з підвищеним опором зрізу	69
1.4 Експериментальні дослідження стикових з'єднань	78
1.4.1 Характер руйнування та фактори, котрі впливають на несучу здатність	78
1.4.2 Опір окремих шпонок	83
1.5 Методи розрахунку стиків при зрізі	91
1.6 Висновки за розділом 1	103
РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	
107	
2.1 Обґрунтування основних положень програми експериментальних досліджень	107
2.2 Дослідження окремих шпонок	113
2.3 Дослідження одношпонкових стиків	123
2.4 Дослідження багатошпонкових стиків	132
2.5 Визначення міцносних характеристик бетону й арматури дослідних зразків	143
2.6 Висновки за розділом 2	144

РОЗДІЛ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА СИСТЕМАТИЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ ОДНОШПОНКОВИХ СТИКІВ	147
3.1 Опір і деформований стан прямокутних бетонних шпонок	147
3.2 Опір і деформований стан обтиснутих прямокутних бетонних шпонок....	152
3.3 Опір і деформований стан прямокутних залізобетонних шпонок	159
3.4 Несуча здатність і деформований стан одношпонкових контактних стиків	167
3.5 Несуча здатність і деформований стан одношпонкових стиків зі швом...	179
3.6 Висновки за розділом 3.....	184
РОЗДІЛ 4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА СИСТЕМАТИЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ БАГАТОШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ	187
4.1 Несуча здатність і деформований стан трьохшпонкових стиків зі швом. ..	187
4.2 Несуча здатність та деформований стан багатошпонкових контактних стиків	201
4.3 Висновки за розділом 4.....	211
РОЗДІЛ 5 ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ВАРІАЦІЙНИМ МЕТОДОМ У ТЕОРІЇ ПЛАСТИЧНОСТІ	213
5.1 Опір гладкого контактного шва залізобетонних елементів при дії поперечних сил	215
5.2 Класифікація шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів	220
5.3 Несуча здатність контактних одношпонкових з'єднань.....	221
5.3.1 Опір окремої бетонної шпонки при зрізі	221
5.3.2 Урахування обтиснення при визначенні опору прямокутної шпонки	226
5.3.3 Врахування армування при розрахунках опору прямокутних шпонок	220
5.3.3.1 Арматура розташована по середині висоти шпонки	230
5.3.3.2 Арматура розташована у два яруси за висотою шпонки	233

5.3.3.3 Врахування нагельного ефекту в арматурі, розташованій у стиснутій зоні при її двоярусному розташуванні.....	235
5.3.3.4 Врахування нагельного ефекту в усій арматурі при армуванні в двох рівнях	239
5.3.4 Врахування форми поперечного перерізу шпонки.....	243
5.3.5 Врахування форми шпонкового профілю	246
5.4 Несуча здатність одношпонкових з'єднань зі швом.....	249
5.4.1 Опір шва	249
5.4.2 Вибір випадку руйнування одношпонкового стику	254
5.4.3 Запропонована залежність для розрахунку стиків	257
5.4.4 Розрахунок за похилою стиснутою смугою в межах шва	260
5.5 Несуча здатність багатошпонкових з'єднань.....	265
5.5.1 Контактні стики	265
5.5.2 З'єднання зі швом	266
5.6 Висновки за розділом 5.....	269
РОЗДІЛ 6 ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТЕОРЕТИЧНОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ (ОПОРУ) ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ ІЗ ДОСЛІДНОЮ	272
6.1 Опір бетонної шпонки.....	272
6.2 Опір обтиснутої та залізобетонної шпонок	285
6.3 Опір шва в межах висоти шпонки	300
6.4 Несуча здатність трьохшпонкових з'єднань зі швом	303
6.5 Несуча здатність контактних багатошпонкових стиків	306
6.6 Висновки за розділом 6.....	308
РОЗДІЛ 7 УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ СТИКІВ ІЗ ПІДВИЩЕНИМ ОПОРОМ ЗРІЗУ ЕЛЕМЕНТІВ СУЧАСНИХ НЕСУЧИХ СИСТЕМ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ. ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ	311
7.1 Приклад ефективності застосування запропонованої методики при розрахунку стику капітелі із колоною збірною безбалкового перекриття.....	311

7.2 Вдосконалення конструктивних рішень стиків плит безбалкового безкапітельного перекриття із колоною та між собою	314
7.2.1 Стик надколонної плити із колоною	314
7.2.2 Стик плит між собою	316
7.3 Вдосконалення шпонкового стику багатопустотних плит	319
7.3.1 Із монолітним ригелем збірно-монолітного перекриття	319
7.3.2 Із несучими стінами в великопанельних будівлях	322
7.3.3 Плит між собою	323
7.4 Шпонковий стик ригеля з колоною в збірних і збірно-монолітних перекриттях	324
7.5 Шпонкові з'єднання вертикальних несучих елементів конструктивних систем	329
7.5.1 Стояків рам	329
7.5.2 Стінових панелей	330
7.5.3 Об'ємних блоків	337
7.6 Підсилення залізобетонних елементів	338
7.7 Інженерна методика розрахунків	343
7.8 Висновки за розділом 7.....	346
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	349
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	354
ДОДАТОК А Графічні матеріали за результатами випробувань дослідних зразків шпонкових з'єднань	402
ДОДАТОК Б Список публікацій здобувача за темою дисертації з визначенням особистого внеску	420
ДОДАТОК В Довідки про впровадження результатів дисертаційної роботи	440

ВСТУП

Забезпечення сумісної роботи несучих елементів конструктивних систем сучасних будівель і споруд із залізобетону у збірному та збірно-монолітному виконанні є одним із важливих питань їх надійної та безпечної експлуатації. Вказане також стосується монолітного будівництва за наявності перерв у бетонуванні та контактних швів. Беручі до уваги розвиток і широке розповсюдження залізобетонних конструктивних систем, котрі суттєво відрізняються одна від одної, виникає потреба в удосконаленні їх стикових з'єднань. Значимість дослідження шпонкових стиків із підвищеним опором зрізу зростає при проєктуванні й експлуатації споруд цивільного захисту, потреба в яких є одним із ключових питань безпеки життєдіяльності. Створення умов для спільної роботи, окрім підвищення надійності, збільшує несучу здатність конструкцій.

Актуальність теми. В існуючих методах розрахунку несучої здатності стикових з'єднань залізобетонних конструкцій на шпонках домінує емпіричний підхід і залежності мають області застосування, обмежені конструктивними рішеннями окремих з'єднань. Вплив на їх несучу здатність великої кількості факторів, встановлених експериментально, не систематизовано. При цьому дослідження виконувалися за суттєво відмінних методик випробування та були присвячені вивченню впливу обмеженої кількості факторів. Відсутні узагальнені рекомендації і щодо умов досягнення елементами з'єднань найбільшого опору. Тому, проведення комплексних системних досліджень шпонкових з'єднань є актуальним та важливим завданням. Аналіз характеру їх руйнування сприяє розробленню розрахункових схем для обґрунтованого визначення несучої здатності шпонкових з'єднань на єдиній теоретичній основі з врахуванням найбільш повної кількості визначальних факторів впливу.

В якості загальної теоретичної основи для створення методології оцінювання несучої здатності шпонкових з'єднань залізобетонних конструкцій та опору їх складових елементів перспективним є використання теорії

пластичності, варіаційного числення, розривних рішень, принципу віртуальних швидкостей. Застосування цих методів до бетону та залізобетону датується кінцем минулого та початком теперішнього століття, але кількість теоретичних досліджень стикових з'єднань, які працюють на сприйняття зусиль зрізу, обмежена й існує потреба подальшого поглибленого вивчення роботи шпонкових стиків.

Використання теорії пластичності для визначення несучої здатності шпонкових з'єднань обумовлюється наявністю в них інтенсивної деформації. Для зменшення складності отримання результатів бетон може бути розглянутий як жорстко-пластичне тіло, пластична деформація вважатися локалізованою в тонких шарах на поверхні зрізу, сусідні області прийматися абсолютно жорсткими. Умова міцності бетону розглядається як умова пластичності. Функціонал принципу віртуальних швидкостей досліджується на стаціонарний стан. Величина граничних зусиль у шпонках, шпонковому шві та стиковому з'єднанні відповідає мінімуму потужності пластичної деформації.

Таким чином, дисертаційна робота присвячена вирішенню **актуальної наукової проблеми** забезпечення несучої здатності стикових з'єднань залізобетонних конструкцій з підвищеним опором зрізу на основі застосування теорії пластичності та принципу віртуальних швидкостей і має важливе теоретичне та практичне значення для забезпечення сумісної роботи елементів сучасних конструктивних систем будівель і споруд. При цьому існує необхідність вивчення специфіки напружено-деформованого стану стиків, встановлення впливу на несучу здатність сукупності визначальних факторів, наданні рекомендацій щодо значень показників факторів впливу, за яких несуча здатність з'єднань максимальна, визначенні їх інтервалів, коли унеможливується крихке руйнування шпонкових стиків залізобетонних конструкцій та обґрунтуванні на основі отриманих результатів дослідження можливості удосконалення конструктивних рішень та підвищення експлуатаційної придатності стикових з'єднань.

Структурно-логічна схема проведених досліджень наведена на рис.

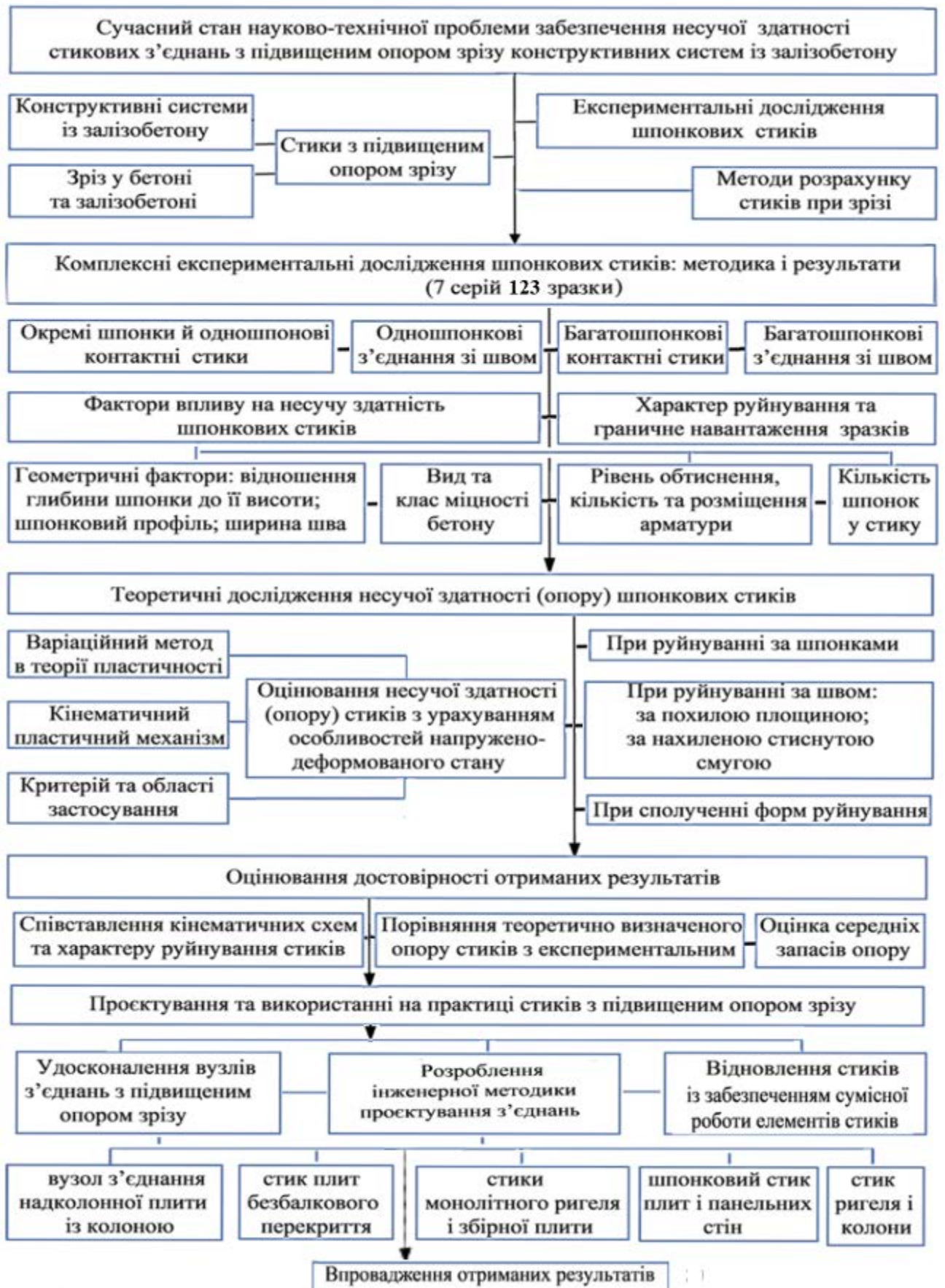


Рисунок – Структурно-логічна схема досліджень

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертаційної роботи й отримані результати відповідають науково-технічній політиці держави щодо енергетичної ефективності та ресурсозбереження, в тому числі у сфері будівництва, згідно Закону України від 11.07.2001 р. № 2623-III «Про пріоритетні напрями розвитку науки і техніки» із змінами від 13.01.2024 р. № 3534-IX, постанови КМУ від 23.05.2011 р. № 547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу» та постанови КМУ від 19.04.2022 р. № 473 із змінами № 806 від 09.07.2024 р. про затвердження «Порядку виконання невідкладних робіт щодо ліквідації наслідків збройної агресії Російської Федерації, пов'язаних із пошкодженням будівель та споруд» із змінами від 22.10.2025 р. № 1347.

Проведені дослідження відповідають пріоритетному напрямку науково-дослідних робіт кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» на тему: «Дослідження і розроблення інженерних методів розрахунку опору руйнуванню й деформуванню бетонних і залізобетонних, кам'яних та армокам'яних елементів, що зазнають неоднорідний напружено-деформований стан при різному характері впливів і середовища» (номер державної реєстрації 0117U003248), за якою здобувачка є науковим керівником, та виконувалися у межах держбюджетних тем університету: «Збірно-монолітна конструктивна система під соціальне житло» (номер державної реєстрації 0113U000383); «Комплексні конструктивні рішення забезпечення енергоефективності громадських будівель в умовах євроінтеграції» (номер державної реєстрації 0118U 001097); «Енергоефективні конструктивні рішення елементів будівель» (номер державної реєстрації 0121U109497); «Ресурсоекономні конструкції та планувальні рішення сталезалізобетонних систем для споруд цивільного захисту в нових та реконструйованих будівлях» (номер державної реєстрації 0123U102068).

Метою роботи є вирішення важливої науково-технічної проблеми забезпечення несучої здатності стикових з'єднань із підвищеним опором зрізу збірних і збірно-монолітних залізобетонних несучих конструкцій шляхом розроблення методології їх розрахунку з використанням варіаційного методу в теорії пластичності бетону і врахування специфіки напружено-деформованого стану для підвищення достовірності й ефективності проектування, удосконалення конструктивних рішень, відновлення експлуатаційної придатності.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні **задачі дослідження**:

- виконати аналіз досліджень явища зрізу як форми руйнування бетону та залізобетону, граничного напружено-деформованого стану й опору стикових з'єднань несучих залізобетонних елементів сучасних конструктивних систем будівель і споруд;

- розробити й обґрунтувати методику комплексних експериментальних досліджень шпонкових з'єднань;

- провести експериментальні дослідження окремих шпонок та одношпонкових стиків, проаналізувати деформований стан бетону й арматури та визначити опір дослідних зразків залежно від їх геометричних параметрів та міцності бетону;

- оцінити вплив обтиснення й армування на опір окремих шпонок та одношпонкових стиків;

- провести експериментальні дослідження багатошпонкових з'єднань, проаналізувати напружено-деформований стан та визначити граничний опір дослідних зразків;

- визначити показники факторів впливу, за яких опір елементів шпонкових з'єднань є максимальним, та їх інтервали, коли крихке руйнування неможливе;

- на основі отриманих результатів експериментальних досліджень запропонувати кінематичні схеми руйнування шпонкових з'єднань;

- розробити методологію розрахунку несучої здатності шпонкових з'єднань із застосуванням варіаційного методу в теорії пластичності бетону та

врахуванням специфіки їх напружено-деформованого стану, характеру руйнування та сукупності факторів впливу;

– оцінити достовірність отриманих теоретичних результатів несучої здатності стикових з'єднань;

– запропонувати інженерну методику розрахунку шпонкових з'єднань з рекомендаціями щодо областей їх ефективного використання;

– вдосконалити конструктивні рішення стиків із підвищеним опором зрізу.

Об'єкт дослідження: зрізання стикових з'єднань несучих залізобетонних конструкцій.

Предмет дослідження: несуча здатність стикових з'єднань із підвищеним опором зрізу.

Методи дослідження: аналітичний огляд літературних джерел; варіаційний метод у теорії пластичності бетону з використанням концепції жорстко-пластичного тіла і розривних полів швидкостей; експериментальні дослідження; оброблення й аналіз даних порівняння результатів експериментальних і теоретичних досліджень.

Наукова новизна полягає в тому, що **вперше:**

– запропоновані кінематичні схеми руйнування бетонних і залізобетонних шпонок, швів шпонкових стиків та розрахункові схеми багатошпонкових з'єднань при зрізі за цілим перерізом і діагональному розколюванні;

– варіаційним методом у теорії пластичності визначено:

- вплив на несучу здатність стикових з'єднань визначальних факторів: відношення міцності бетону на стиск і розтяг (вид та клас бетону); розташування арматури за висотою шпонки й інтенсивності армування; величини бокового обтиснення; відношення глибини до висоти шпонки, її профілю та форми поперечного перерізу; ширини шпонкового шва; кількості шпонок у стику;
- величину опору окремих шпонок, шпонкового шва та несучу здатність стикових з'єднань збірних і збірно-монолітних залізобетонних конструкцій;

– експериментально систематизовані ознаки зрізової форми руйнування шпонкових з'єднань: локалізація пластичної деформації в зоні зрізу та одночасність руйнування стиснутої та розтягнутої областей за цілим перерізом; встановлені умови реалізації пластичного кінематичного механізму;

– запропоновано конструктивне рішення шпонкового з'єднання залізобетонних збірних багатопорожнистих плит і монолітних ригелів перекриття з рівним опором у горизонтальному та вертикальному напрямках із використанням робочої арматури шпонок при її анкеруванні в якості відігнутої арматури ригелів;

набули подальшого розвитку:

– критерій застосування теорії пластичності для бетонних елементів: одночасність досягнення граничних напружень на площадці локалізації пластичної деформації в стиснутій області та в зоні розтягу;

– розрахунковий апарат теорії пластичності при розривних рішеннях;

– інтервали області реалізації пластичного кінематичного механізму при визначенні граничного опору шпонок та шпонкових швів і несучої здатності шпонкових з'єднань;

– на основі теоретичних і експериментальних досліджень конструктивні рішення шпонкових стиків залізобетонних елементів несучих систем: збірних суцільних плит і колон безбалково-безконсольного перекриття; ригелів перекриттів з плитами та колонами; збірних плит між собою; панельних стін.

Достовірність отриманих наукових результатів забезпечується застосуванням сучасних методів досліджень стикових з'єднань залізобетонних конструкцій з використанням силового обладнання та вимірювальної апаратури лабораторії кафедри будівельних конструкцій, задовільною збіжністю запропонованих розрахункових схем з картиною руйнування та визначених теоретично й експериментально величин несучої здатності (опору) за різних конструктивних рішень 224-ох стиків.

Практичне значення отриманих результатів полягає у:

– розробленні інженерної методики розрахунку несучої здатності шпонкових з'єднань з пропозиціями щодо їх застосування;

– ефективності використання шпонкових з'єднань залізобетонних несучих конструкцій у практиці проєктування, реконструкції, технічного переоснащення й експлуатації об'єктів житлового, громадського та виробничого призначення, а також захисних споруд цивільного захисту в збірному, збірно-монолітному та монолітному (з перервою у бетонуванні) виконанні, застосування яких обумовлено необхідністю забезпечення сумісної роботи бетонних і залізобетонних конструкцій та підвищення опору стикових з'єднань;

– встановленні конструктивних параметрів шпонкових стиків: геометричних (відношення глибини шпонки до висоти, профіля та форми поперечного перерізу, ширини шва, відстані між шпонками); коефіцієнта армування та рівня бокового обтиснення; розташування арматури за висотою шпонки; кількості шпонок у стикі, та на основі запропонованої методології розрахунку наданні рекомендацій, котрі дозволяють отримати максимальні величини несучої здатності шпонкових з'єднань й уникнути крихкого руйнування;

– вдосконаленні конструкції шпонкових стиків багатопорожнистих плит із монолітним ригелем та стіновими панелями, суцільних плит безбалково-безконсольного перекриття й інших з'єднань із підвищеним опором зрізу.

Отримані результати виконаних досліджень:

– будуть використані при підготовці нової редакції національного стандарту України ДСТУ В.2.6-156:2010 «Конструкції будинків і споруд. «Бетонні та залізобетонні конструкції із важкого бетону. Правила проєктування» у частині розрахунку за несучою здатністю стикових з'єднань залізобетонних конструкцій при зсуві;

– впроваджені при:

- проєктуванні залізобетонних перекриттів із застосування стикових з'єднань з підвищеним опором зрізу для забезпечення сумісної роботи несучих конструкцій, що дозволяє оптимізувати їх конструктивне рішення,

та використанні підвального приміщення в якості укриття (об'єкта подвійного призначення) із підвищенням надійності вузлів спирання плит перекриття;

- будівництві споруди цивільного захисту та цивільної будівлі за наявних перерв у бетонуванні з влаштуванням контактних шпонкових стиків між бетонами, що укладені в різний час, для забезпечення монолітності та проектної несучої здатності конструкцій;
- реконструкції за необхідності підвищення несучої здатності існуючого залізобетонного перекриття із улаштуванням шпонкових з'єднань плит;
- технічному переоснащенні об'єктів виробничого призначення з підвищенням несучої здатності залізобетонних ділянок перекриттів у місцях встановлення технологічного обладнання із застосуванням шпонкових з'єднань існуючих конструкцій та елементів підсилення стиснутої зони перекриттів;
- підсиленні несучих стін та стрічкових фундаментів для подальшої надійної експлуатації будівель шляхом влаштування шпонкових стиків бетонного підсилення й існуючих стіни та фундаментів;
- відновленні експлуатаційної придатності плит перекриття в місцях їх спирання на стіни та поперечних і поздовжніх стін на їх перетині із забезпеченням сумісної роботи при влаштуванні залізобетонних шпонок у порожнинах багатопорожнистих плит на опорних ділянках та на перетині стін;
 - удосконаленні вузлів з'єднань багатопорожнистих плит перекриття із монолітними ригелями та несучими стіновими панелями, вертикальних стиків стінових панелей та стиків суцільних плит перекриття між собою із застосуванням гнучких петель за типом «Peiko» й інш. у межах виконання держбюджетної тематики, пов'язаної із конструктивними рішеннями стикових з'єднань з підвищеним опором зрізу;
- підготовці бакалаврів, магістрів і аспірантів за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Впровадження результатів досліджень підтверджені довідками.

Особистий внесок здобувача полягає у формулюванні наукової проблеми, встановленні можливості та визначенні областей реалізації пластичного кінематичного механізму, обґрунтуванні методики проведення комплексних випробувань шпонкових стиків, безпосередній участі в експериментальних дослідженнях і аналізі отриманих результатів, створенні з використанням варіаційного методом у теорії пластичності та принципу віртуальних швидкостей методології оцінювання несучої здатності стикових з'єднань з підвищеним опором зрізу із урахуванням впливу визначальних факторів, перевірці достовірності запропонованої методології розрахунку, наданні рекомендацій з проектування та вдосконалення стиків з підвищеним опором зрізу.

Викладені у дисертаційній роботі наукові ідеї, основні положення, теоретичні розробки та практичні результати отримані автором самостійно.

Вклад здобувачки у проведених спільно з співавторами дослідженнях деталізовано в списку публікацій за темою дисертації.

У дисертації не використовувались матеріали кандидатської дисертації здобувачки.

Апробація результатів дисертації. Матеріали дисертаційної роботи оприлюднені на: 2nd fib Congress (June 5 – 8, 2006), Naples; 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering (August 26 – 28, 2020), Paris; II Міжнародній науково-практичній конференції «Сучасні наукові дослідження-2006» (20 – 28 лютого 2006 р.), Дніпро; Міжнародній конференції «Питання. Відповіді. Гіпотези: наука ХХІ століття» (30 – 31 травня 2014 р.), Гданськ; Міжнародній науково-практичній конференції «Modern scientific researches and developments: theoretical value and practical results» (15 – 18 березня 2016 р.), Братислава; Міжнародній науково-технічній конференції, присвяченій 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгупова «Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва» (25 – 29 жовтня 2016 р.), Одеса: ОДАБА; 6-й – 9-й Міжнародних науково-практичних конференціях «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (19 – 21 квітня 2017 р.), (14 – 16 листопада 2018 р.), (20 – 22

листопада 2019 р.), (17 – 19 листопада 2021 р.), Харків: УкрДУЗТ; Міжнародній науково-практичній конференції «Жаңа құрылыс тенденциялары 21 ғасырда», 2017, Алмати: АТ «КазНДІБА»; Міжнародній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (жовтень 2017 р.), Полтава – Київ: ДП НДІБК; III Міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології в будівництві» (28 – 29 березня 2018 р.), Київ: КНУБА; I і III Міжнародних азербайджансько-українських конференціях «Building innovations – 2018» (24 – 25 травня 2018 р.) і «Building innovations – 2020» (1 – 2 червня 2020 р.), Баку – Полтава; II і IV Міжнародних українсько-азербайджанських конференціях «Building innovations – 2019» (23 – 24 травня 2019 р.) і «Building innovations – 2021» (20 – 21 травня 2021 р.), Полтава – Баку; XII Міжнародній науково-практичній конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи» (6 грудня 2019 р.), Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»; XIII Міжнародній науково-практичній конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи», присвяченій 90-річчю Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» та пам'яті президента Національної академії наук України, академіка НАН України Бориса Євгеновича Патона (10 – 11 грудня 2020 р.), Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»; Міжнародній науково-технічній конференції «Енергоефективність на транспорті» (18 – 20 листопада 2020 р.), Харків: УкрДУЗД; 9-й Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (17 – 19 листопада 2021 р.), Харків: УкрДУЗТ; XIX Міжнародній науково-практичній конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (19 – 22 вересня 2021 р.), Чернігів; IV Міжнародній конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (09 – 11 вересня 2021 р.), Одеса: ОДАБА; XIV Міжнародній науково-технічній конференції «Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS – 2022)» (20 –

22 червня 2022 р.), Полтава; Міжнародній науково-технічній on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів» (23 – 24 травня 2023 р.), Кропивницький: ЦНТУ; 10-й Міжнародної науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (20 – 22 листопада 2024 р.), Харків: УкрДУЗТ; Міжнародних науково-технічних конференціях «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» в період 2005 – 2024 рр., Рівне: УДУВГП; Міжнародній науково-технічній конференції «Сталий розвиток та відновлення об'єктів міської інфраструктури» (MistoBUD-2025), (30 січня – 1 лютого 2025 р.), Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова; наукових конференціях професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» в період 2010 – 2025 роки.

У повному обсязі дисертаційна робота доповідалася на наукових семінарах ОДАБА (29.12.2025 р., Одеса), НУБіП України (16.01.2026 р., Київ), ПДАБА ХНУМГ ім. О.М. Бекетова (06.02.2026 р., Харків), при спеціалізованій вченій раді Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (25.03.2026 р., Полтава).

Публікації. Результати дисертації опубліковані в 99 наукових працях: 5 монографіях, серед яких дві одноосібні; 16 статях у виданнях іноземних держав, серед яких 14 у виданнях, проіндексованих у базі даних Scopus, 3 у базі даних Web of Science Core Collection; 48 статях у фахових виданнях України; 25 матеріалах і тезах конференцій; колективній монографія; 4-х патентах на корисну модель.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, семи розділів, загальних висновків, списку використаних джерел і трьох додатків. Робота викладена на 452 сторінках машинописного тексту, у тому числі містить 308 сторінок основного тексту, 48 сторінок списку використаних джерел із 417 найменувань, 51 сторінок додатків і має 52 таблиць та 265 рисунки.

РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗРІЗУ ЯК ФОРМИ РУЙНУВАННЯ СТИКОВИХ З'ЄДНАНЬ НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1. Досвід використання конструктивних систем із залізобетону

У будівельній галузі проблема зведення ресурсозберігаючих будівель залишається доволі актуальною. Серед причин її наявності варто відзначити використання застарілих архітектурно-планувальних рішень, недосконалі конструктивні підходи, трудомісткі технологічні процеси виконання робіт, недостатній рівень механізації у виготовленні будівельних конструкцій і матеріалів, а також значну матеріаломісткість споруд. Нові виклики пов'язані із наслідками військової агресії РФ, котра сприяє загостренню соціальної проблеми, що проявляється у відсутності достатньої кількості дешевого комфортного житла для населення України. Це явище стає особливо помітним у контексті збільшення масштабів вимушеної міграції населення.

На теперішній час додатковим важливим питанням являється проектування, зведення й реконструкція захисних споруд цивільного захисту населення.

1.1.1 Каркасні конструктивні системи

У сучасних умовах житлові проблеми потребують нового підходу. Споживач віддає перевагу поєднанню доступної вартості з високою якістю будівельної продукції, що швидко зводиться. Все більш затребуваним стає зручне житло, котре надає можливість вільної трансформації житлової площі. У зв'язку з цим при проектуванні відбувається перегляд традиційних підходів до конструктивних систем будівель. Основа ефективної організації внутрішнього простору – його максимальне звільнення від несучих конструкцій, а можливість вільної об'ємно-планувальної трансформації набуває значення, котре багато в чому обумовлює конкурентоспроможність будівель.

Одним із ключових напрямів розвитку житлового будівництва є оптимізація процесу зведення будівель шляхом впровадження технічних

інновацій. Зокрема, це стосується застосування ефективних каркасних конструктивних систем із залізобетону, які вирізняються мінімальною кількістю збірних елементів та забезпечують значне скорочення термінів будівництва, що дуже важливо для швидкого відновлення житлового фонду України.

Впровадження цих систем гарантовано створює умови для підвищення енергоефективності будівель. Зазвичай зовнішні самонесучі стіни в каркасних системах розташовують на краях дисків перекриттів, вони можуть бути як одношаровими із пористих каменів так і спеціально спроектованих багатошарових залізобетонних елементів із високим опором теплопередачі. При цьому їх можна встановлювати паралельно зі спорудженням каркасу, використовуючи як опалубку під час бетонування зовнішніх ригелів. Це також дозволяє досягти герметичності з'єднань між стінами та перекриттями.

В останні роки у будівельній галузі широке поширення отримують каркасні багатоповерхові цивільні будинки, серед яких насамперед слід виділити зведені із використанням таких сучасних конструктивних систем як Saret (Франція), Contiframe, Spanlight (Великобританія), Dycore (США), Omnides, NOHS, Next21 (Японія), MXB-5, Moducon-2000, SMT, Bestcon30, CD20, Matrixbouw (Голландія) й їх модифікацій [1 – 10].

Вдосконалення каркасних конструктивних систем, представлених у рамно-в'язевому варіанті, як більш економічних та прогресивних, має бути спрямоване на зниження працевитрат і підвищення надійності та безпеки для користувачів.

На теперішній час набуває розповсюдження сучасна технологія збірно-монолітного каркасу, котра вперше була запатентована у Франції компанією Saret, під ім'ям якої й набула поширення по всьому світу. Нині її правонаступниками виступають французька корпорація та британський інвестиційно-будівельний холдинг Douhty&Hanson.

Протягом останніх років система кардинально модернізована та набула поширення під назвою ЗМКД (збірно-монолітне каркасне домобудування), в її

основі лежить класична рамно-в'язева система колон, ригелів та перекриттів із багатопустотних попередньо напружених плит або плит-опалубок (рис. 1.1).

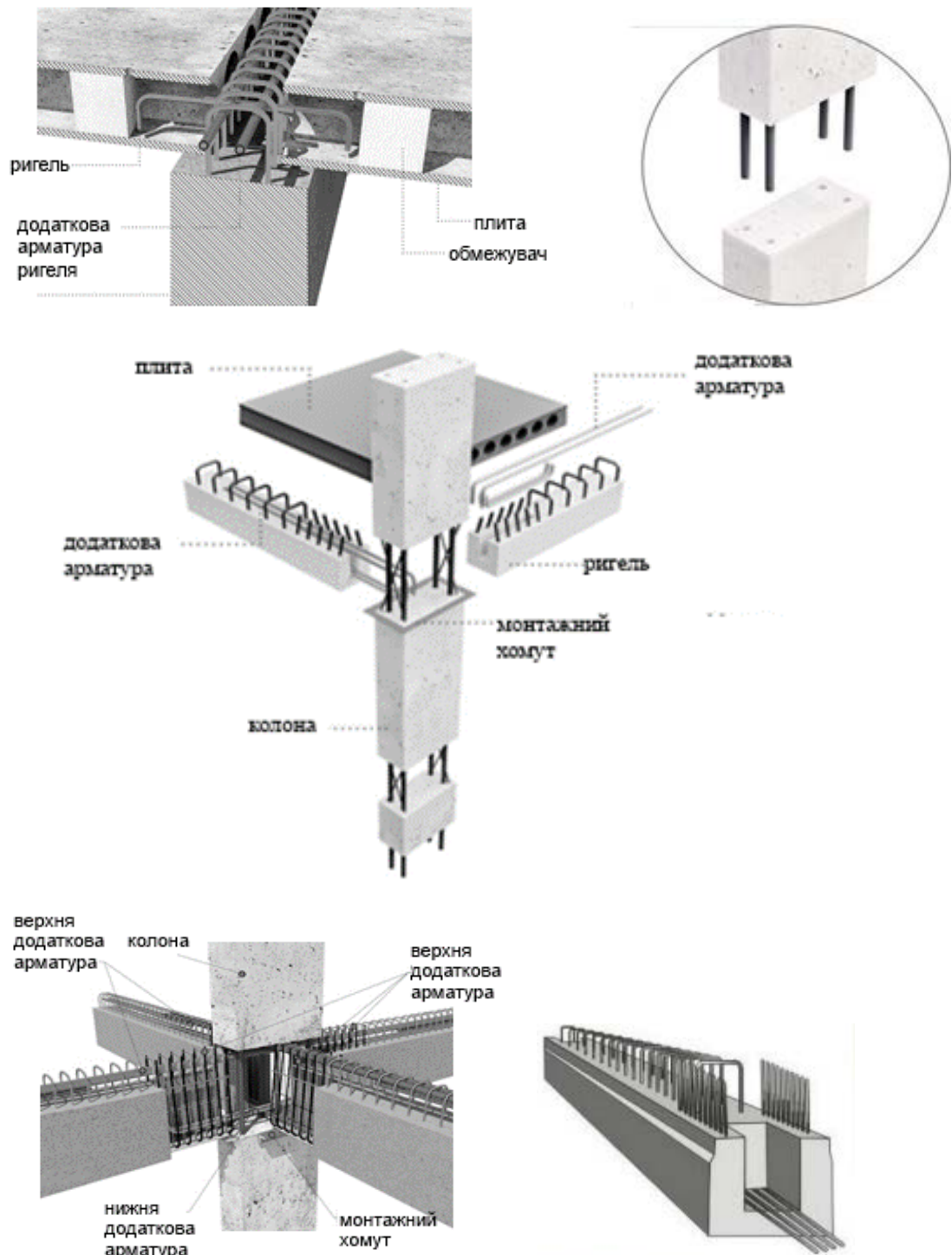


Рисунок 1.1 – Елементи і вузли з'єднання збірно-монолітного каркасу [1]

Каркас не модульний, дозволяє проектувати будинки із довільною висотою поверху та кроком колон, поєднує в собі переваги збірного й

монолітного залізобетону. У даній технології монолітний бетон сягає (10 – 12)% від його загального об'єму.

Каркас складається із:

- збірних залізобетонних багатоярусних колон з перерізами від 250×250 до 600×600 мм з кроком через 50 мм, в тілі яких у місцях примикання перекриття передбачені отвори для пропуску опорної робочої арматури ригелів (після замоноличування котрих бетоном класу С30/35 утворюються жорсткі стики). Армування колон здійснюється арматурою класу А500С. Стик колон за висотою відбувається за рахунок введення арматурних випусків верхньої колони в канали, розташовані в нижній колоні, які безпосередньо перед монтажем заповнюються полімер-цементним розчином (так зване «штепсельне з'єднання»);

- збірних попередньо напружених ригелів з перерізом від 200×200 мм, які є ребрами монолітного перекриття та сполучаються із ним випусками арматури. Для ригеля розрахунковим виступає тавровий поперечний переріз, полицею котрого слугує перекриття. Ригелі виготовляються із важкого бетону класу С30/35, у якості поздовжнього армування застосовуються канати К1400 Ø12 мм або стержнева арматура класу А800. Універсальність заводських стендів дозволяє змінювати переріз і довжину ригелів практично без обмежень;

- збірно-монолітної плити, котра включає збірні залізобетонні попередньо напружені суцільні плити завтовшки 60 мм, які виконують функцію незнімної опалубки для монолітної плити визначеної розрахункової товщини, або попередньо напружені багатопустотні плити завтовшки 160 або 220 мм. Збірні плити виготовляються із важкого бетону класу С25/30, у якості армування використовується дріт Вр1200Ø5 мм. Сумісна робота диску перекриття досягається за рахунок улаштування монолітної, армованої над ригелями, котрі розглядаються у якості опор, плити. Попередньо напружена арматура збірного елемента збірно-монолітної плити сприймає пролітні зусилля.

Плити перекриття обпираються на ригелі на 25 мм, якщо проєктом

передбачено застосування незнімної плити-опалубки чи багатопустотної плити з випусками арматури, або на 125 мм у разі застосування звичайних багатопустотних плит.

У НДІБК проведені випробування ЗМК типу Saret [11] з метою перевірки відповідності отриманих результатів чинним будівельним нормам України, в першу чергу для визначення особливостей роботи вузлових з'єднань ригелів із колонами й оцінювання їх експлуатаційної надійності. Фрагмент каркасу складався із двох колон, жорстко закріплених до силової підлоги, із відстанню між осями 3,5 м і двох ригелів. Добетонування ригелів виконувалося на висоту 220 мм. Навантаження натурального зразка здійснювалося зосередженими силами, прикладеними у чвертях прольотів, за допомогою гідродомкратів ДГ50 (рис. 1.2, а). Руйнування фрагменту каркасу відбулося за похилим перерізом ригеля (рис. 1.2, б).



а



б

Рисунок 1.2 – Випробування фрагменту каркасу (а) та характер руйнування середнього ригеля (б) [11]

Подальше вдосконалення конструктивної системи відбувається в декількох напрямках:

- заміни елементів каркасу із важкого бетону на щільних заповнювачах на рівноміцні із конструкційних легких бетонів, виготовлених на високоміцному керамзитовому гравію: розроблені конструкційні керамзитобетони класів за міцністю на стиск С20/25 і С25/30, які характеризуються меншою порівняно із

важкими бетонами (в середньому на 25%) щільністю; більш високим рівнем нижньої межі області мікротріщиноутворення бетону, відповідно вищою межею переходу лінійної повзучості в нелінійну, а тому більшою ефективністю використання в конструкціях попереднього напруження арматури; вищою на 2 – 5 марок морозостійкістю, нижчим у 2 – 2,5 рази коефіцієнтом теплопровідності, вищою на (30 – 50)% межею вогнестійкості бетону; більшою граничною деформативністю при ударному навантаженні, що важливо для забивних паль. Крім того, потрібно відмітити, що в бетоні на керамзитовому ґравії практично виключається можливість внутрішньої кислотної корозії, викликаной взаємодією кислотних оксидів цементу із аморфним кремнеземом крупного заповнювача, котрий у керамзиті практично відсутній;

- вдосконалення окремих конструктивних елементів і вузлів їх з'єднання, наприклад: застосовуються колони, з зафіксованим базовим розміром ядра перерізу та його армуванням, різної форми поперечного перерізу (з розмірами від 300×300 до 300×800 мм): квадратної, прямокутної та кутової, для підвищення несучої здатності колон, і при цьому створення можливості сховати їх тіло в конструкцію стіни із збереженням однотипності вузлів сполучення елементів каркасу незалежно від параметрів перерізу колони; застосовуються багатопустотні плити з ухилом торців у протилежних напрямках, що сприяє зручності вкладання арматурних стержнів у верхній зоні монолітної частини ригеля. Однак, планувальні зручності в каркасно-в'язевій системі будівель найбільш повно реалізуються шляхом використання нерозрізних збірно-монолітних або монолітних плитних ригелів, уписаних у товщу збірних багатопустотних або збірно-монолітних плит перекриттів (перекриття із гладкими стелями).

Відома система Аркос [1, 2], в якій збірно-монолітне залізобетонне перекриття включає систему перехрестних монолітних несучих і в'язевих ригелів, які утворюють замкнуту горизонтальну раму, котра обпирається на колони, а також збірних багатопорожнистих плит, які в свою чергу обпираються на ригелі (рис. 1.3).

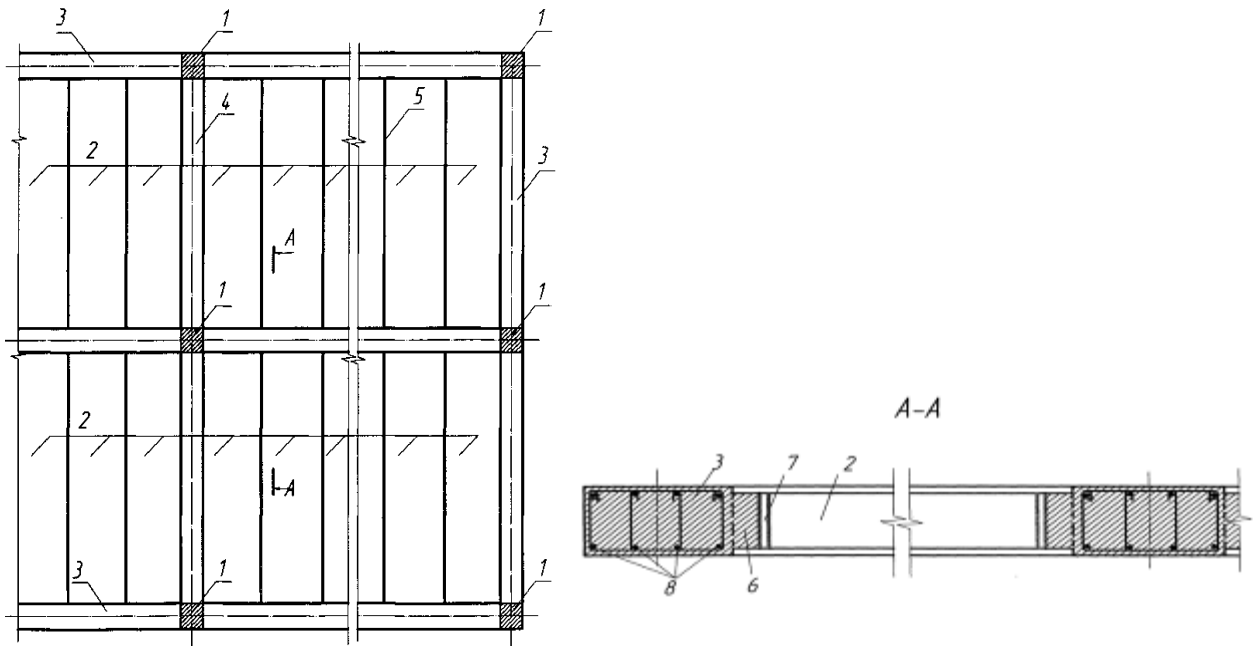


Рисунок 1.3 – Конструкція плоского перекриття:

- 1 – збірні колони; 2 – збірні багатопорожністі плити;
 3, 4 – монолітні несучі та в'язеві ригелі відповідно; 5 – шви між плитами;
 6 – бетонні шпонки; 7 – фіксатор довжини шпонки; 8 – армування ригелів

Збірні багатопустотні залізобетонні плити за допомогою бетонних шпонок, які утворюються в їх пустотах, обпираються на несучі монолітні ригелі, створення шпонкового контактного шва відбувається в процесі бетонування ригелів. Робоча арматура плит виступає на торцях і анкерується в ригелях під час влаштування перекриття. Як варіант, також можуть використовуватися багатопорожністі плити, виготовлені за безопалубною технологією. Монолітні ригелі КС не є поперечно напруженими. Розглядуване перекриття класифікується як перекриття із гладкими стелями. Збірні колони мають двоповерхове розрізання, вони в межах висоти перекриття прорізані наскрізь для пропуску робочої арматури як несучих так і в'язевих монолітних ригелів. Після того як торці плит фіксуються на опалубці, там вкладаються просторові арматурні каркаси монолітних ригелів, потім відбувається бетонування. Обов'язковим елементом системи є вертикальні збірні або монолітні діафрагми жорсткості.

Особливістю конструкції каркасу, на думку розробників, є врахування розвантажувальної дії розпірних зусиль, які виникають при згинанні багатопустотних плит і ригелів, і сприяють ресурсозбереженню за рахунок суттєвого зменшення витрат арматури основних несучих елементів перекриття.

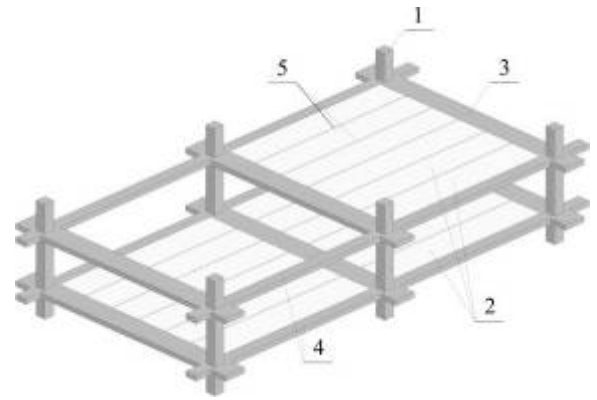
Відомий каркас із використанням попередньо напружених монолітних ригелів: його застосування дозволяє отримати приміщення з вільним плануванням площею до 144 м², максимальним прольотом – 12 м; товщиною плити перекриття в межах (220 – 300) мм і загальною витратою арматури в межах (15 – 22) кг /м².

В Україні при конструюванні перекриття у збірно-монолітному виконанні [12] використовувалися багатопустотні плити зі скосом під кутом (45 – 60)° у місцях з'єднання із монолітним ригелем та отворами у верхній полиці для встановлення обмежувачів, які запобігають довільному потраплянню бетонної суміші в порожнини плити. Розроблене під керівництвом М.В. Савицького перекриття ПДАБА [12 – 20] стало результатом аналізу й урахування переваг конструктивних систем ІМС, Сочі, Saret, Аркос, РАДІУС [1, 2]. За основу було прийнято перекриття Аркос, при цьому запропоновані відмінності від цієї конструктивної системи, спрямовані на підвищення надійності конструкції перекриття (рис. 1.4), котре відрізняється розмірами поперечного перерізу ригелів: несучих висотою 270 мм і в'язевих 220 мм (на висоту плит перекриття). Їх розрахунковий переріз включає монолітну частину у вигляді ребра та полицки із збірних плит, для включення в роботу останніх між ними влаштовуються монолітні шви шириною 100 мм.

Змонтовано та випробувано натурний фрагмент будівлі [20] із двох комірок з метою оцінювання несучої здатності збірно-монолітного перекриття при статичному вертикальному рівномірно-розподіленому навантаженні. Параметри фрагменту наступні: розміри в осях 8×8 м; висота несучих ригелів 270 мм, ширина 900 мм; висота в'язевих ригелів 220 мм, їх ширина 500 мм; при армуванні монолітних ригелів застосовані просторові в'язані каркаси із поздовжньою робочою арматурою класу А400С.



а



б

Рисунок 1.4 – Варіант збірно-монолітного плоского перекриття:

а – процес улаштування; б – конструкція каркасу; 1 – вертикальні несучі елементи каркасу; 2 – багатопустотні плити; 3, 4 – несучі та в'язеві монолітні ригелі відповідно; 5 – монолітні ділянки [20]

За результатами випробувань зроблено висновок, що прикладені навантаження не викликали в елементах каркасу і стиках незворотніх ушкоджень. Отримані значення деформацій не перевищували допустимих. Тріщини не утворювалися. Зафіксована відсутність зміщення у горизонтальній площині багатопустотних плит відносно монолітних ригелів засвідчує сумісність роботи окремих елементів збірно-монолітного перекриття під навантаженням.

Відома безригельна конструктивна система будівлі [2] складається із:

- багаторярусних колон із $b \times h = 400 \times 400$ мм, котрі стикуються за висотою за допомогою фіксувального стержня, що є елементом колони верхнього ярусу, і входить у гніздо колони нижнього ярусу;

- плоских залізобетонних надколонних, міжколонних та середніх плит перекриття розмірами в плані 2980×2980 мм і товщиною 160 мм (рис. 1.5). Шви між плитами завширшки 20 мм можливо улаштовувати без наявності опалубки. Надколонні плити кріпляться за допомогою зварювання з'єднувальних деталей до закладених у них об'єм та арматури колони, замонолічування вузла передбачається бетоном підвищеної міцності (жорстке з'єднання). При цьому

утворюються шпонки, які працюють в умовах об'ємного обтиску. Між панелями улаштовується «стик Передерія»: петлеві випуски, розміщені на торцях суміжних панелей, вивіряються таким чином, що утворюється петля, в просвіт якої вздовж торця залізобетонного елемента пропускаються два металевих стержня діаметром 10 мм, які прив'язуються до петель;

- елементів жорсткості (діафрагм або кісців).

В Україні випробування, вдосконалення та застосування на практиці такої системи виконують співробітники Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» на кафедрі будівельних конструкцій [2, 21 – 30].

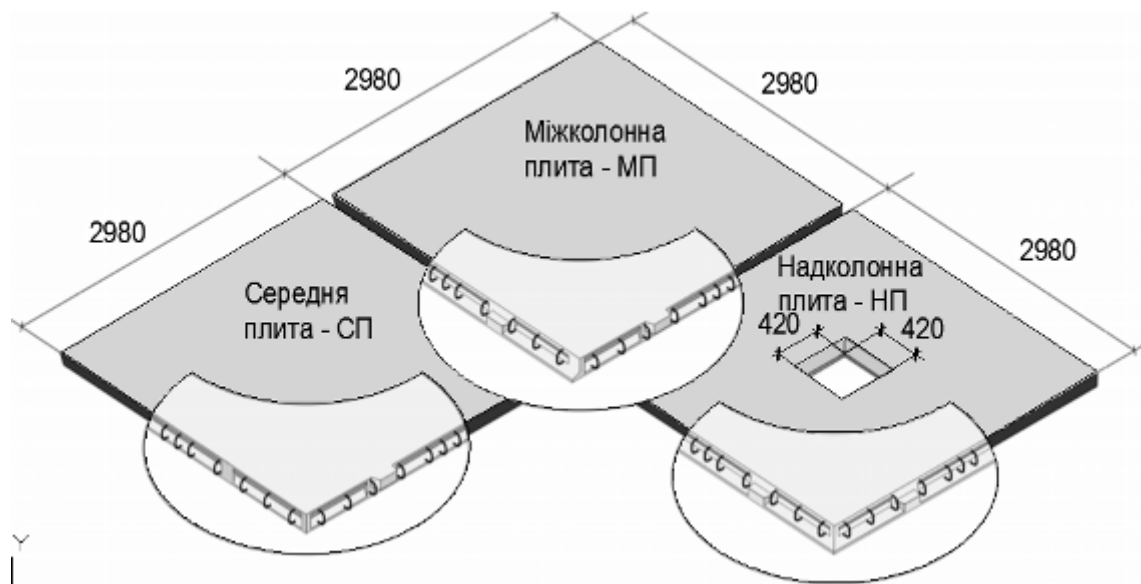


Рисунок 1.5 – Конструкція безбалкового збірно-монолітного перекриття системи КУБ-2,5

1.1.2 Великопанельне будівництво

Багаторічний досвід розвитку країн Європи свідчить про те, що інтенсивне нарощування обсягів будівництва, особливо важливе в Україні під час післявоєнної відбудови, неможливе без панельного домобудування. Його частка у цих країнах коливається в межах (17 – 35)% від загального обсягу житлового фонду. У Швеції, Данії, Фінляндії популярні малоповерхові житлові комплекси, в яких застосовуються передові технології панельного

домобудівництва. У європейських країнах збірний залізобетон використовується також для зведення приватних будинків (у тому числі й елітних), багатоповерхових житлових комплексів, цивільних будівель іншого призначення. Аналогічна картина спостерігається в багатьох країнах пострадянського простору. Поряд із суттєвим скороченням у 1,5 – 2 рази термінів будівництва, зменшенням витрат праці на будівельному майданчику на (30 – 40)%, і як результат зниженням вартості м² житлової площі порівняно із будівлями з несучими цегляними стінами на (12 – 15)%.

Відомі й суттєві недоліки житлових будинків індустріальних серій: обмеженість у планувальних рішеннях; неможливість збільшення висоти поверху; відсутність гнучкого проектування «під замовника»; необхідність доведення поверхні виробів на об'єкті будівництва після монтажу й додаткове утеплення; неякісні стики (продування, проникнення вологи); низькі теплотехнічні властивості панелей [31].

Зазначені недоліки передбачають необхідність модернізації великопанельного домобудівництва в процесі його подальшого розвитку, насамперед шляхом підвищення теплотехнічних властивостей огорожувальних конструкцій. Можливість для житлових будинків індустріальної серії зниження більш ніж удвічі енергоспоживання на опалення та досягнення рівня енерговитрат, які не перевищують 30 кВт/рік на м² житлової площі зі збільшенням вартості лише на 8%, суттєво підвищує його конкурентоспроможність на ринку житла. Модернізовані стінові панелі мають три шари: внутрішній завтовшки (80 – 200) мм, виготовлений із важкого бетону; середній, виготовлений із теплоізоляційних матеріалів, зокрема пінопласту або мінвати і декоративний зовнішній завтовшки 80 мм, виготовлений із важкого бетону. До переваг таких панелей, крім підвищених теплотехнічних властивостей, відносяться: різна конфігурація та розміри, що урізноманітнює просторову організацію будинку; підвищення звукоізоляції квартир; економічна ефективність за рахунок пришвидшення зведення будівлі та зменшення витрат на монтаж. Розташування шарів у панелі передбачає

перекривання зовнішнього шва утеплювачем і внутрішнім бетонним шаром, і забезпечує повну відсутність продування. Можливі різні види декорування панелей на заводах будіндустрії, що сприяє створенню індивідуального образу кожного будинку.

Відомий сучасний технічний термін «гнучка система індустріального домобудування» поєднує гнучке проектування великопанельних будівель за потребами замовника з гнучкістю у виготовленні конструкцій (сучасні заводські технології дозволяють на одній технологічній лінії виготовляти залізобетонні конструкції широкої номенклатури).

Перераховане вище робить великопанельне будівництво набагато дешевшим ніж каркасно-монолітне чи збірно-монолітне [31 – 33].

В основу конструктивних рішень великопанельних будинків нового покоління прийнято широкий крок несучих конструкцій до (7,2 – 9) м, котрий передбачає використання у якості перекриття попередньо напружених багатопустотних плит, зокрема безопалубного формування з $h = 250$ мм, котрі підсилені улаштуванням в їх тілі двох умовних балок [34]. Розроблені конструктивні рішення дозволяють використовувати багатопустотні плити для роботи із консольною частиною для улаштування лоджій, балконів і еркерів, а також карнизів. Запропоновані варіанти будівлі із змішаною конструктивною системою, в якій на першому поверсі висотою 4 м і більше у якості вертикальних несучих елементів використовуються колони або пілястри, на які спирається платформа, вище зводиться панельна будівля.

Можливі варіанти подальшого розвитку великопанельного будівництва дозволять збільшити його ефективне використання в відновленні житлового фонду України.

Вертикальні стики великопанельних будинків відрізняються за конструкцією горизонтальних зв'язків (рис. 1.6), вони бувають зварними, болтовими із механічним зачепленням за закладні деталі або арматуру, а також монолітними залізобетонними [35].

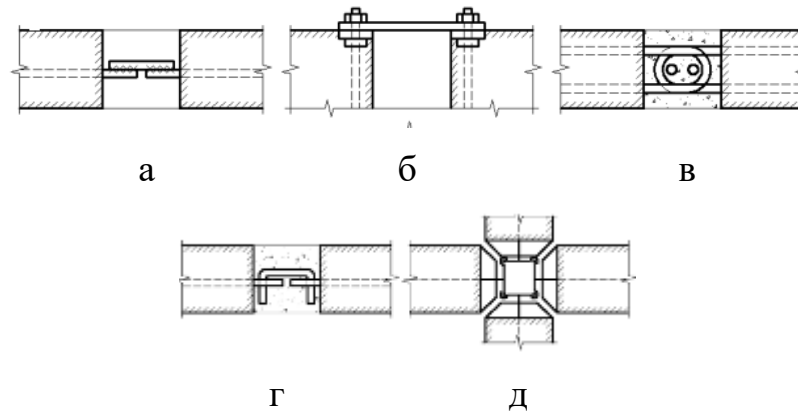


Рисунок 1.6 – Типи міжпанельних зв'язків:

а – зварний; б – болтовий; в – залізобетонний; г – петлевий замонолічений;

д – з механічним зачепленням [35]

1.2 Зріз у бетоні та залізобетоні

Бетон у граничному стані може поводитися як крихкий, квазікрихкий і навіть пластичний матеріал залежно від інтенсивності деформації та розмірів областей її локалізації, на які в свою чергу суттєво впливає напружений стан елементів: знак і величина середнього нормального напруження [36]. Руйнування бетону відбувається за трьома формами: шляхом відриву, зрізу та роздроблення. І якщо відрив і роздроблення мають однозначне трактування, то стосовно зрізової форми руйнування у дослідників немає єдиної точки зору, так як лавиноподібний зовні крихкий його характер тут супроводжується досить інтенсивною деформацією в найбільш напружених зонах і її розподіл у зоні зрізу має особливе значення. При цьому слід відмітити, що зріз, який характеризується переміщенням однієї частини елемента відносно іншої вздовж поверхні руйнування, можливий лише за наявності на поверхні ковзання інтенсивної направленої деформації [37]. В інших випадках відбувається відрив або роздроблення бетону. Між тим, візуально відрізнити зріз від відриву та роздроблення, а також встановити домінування дотичних напружень часом досить складно.

Зрізова форма руйнування різноманітна, реалізується в згинальних і стиснутих елементах, при місцевій дії навантаження, за однорідних і

неоднорідних (з наявністю зони розтягу) напружених станів, у елементах з різними геометричними формами та схемами передачі навантаження. Це вносить певні труднощі при виборі теоретичної основи, створенні та вдосконаленні методів розрахунку елементів на зріз.

Ступінь їх розв'язання великою мірою визначає рівень розвитку теорії міцності й оптимальності конструктивних рішень конструкцій і стикових з'єднань. До останніх відносяться в першу чергу шпонкові з'єднання ригелів із колонами та колон з фундаментами, горизонтальні та вертикальні стики стінових панелей, контактні стики збірно-монолітних конструкцій, стики плит перекриттів і покриттів між собою та із ригелями, стіновими панелями і колонами залежно від конструктивної системи будівлі та перекриття, а також ряд інших з'єднань.

1.2.1 Поняття зрізу та зсуву. Явище «чистого зрізу»

У зв'язку з необхідністю вирішення широкого кола практичних завдань опору стикових з'єднань при дії поперечних сил, важливе значення набуває питання про міцність бетону при так званому «чистому зрізі» f_{sh} . Разом із цим знання цієї характеристики необхідно для оцінювання достовірності запропонованих і розробки нових критеріїв міцності бетону.

Інтенсивне дослідження зазначеного питання розпочалося із 90-х років XIX ст. й тривало до 80-х років XX ст. Однак, і зараз його не можна вважати остаточно вирішеним.

Важливим для його розв'язання є визначення поняття «чистий зріз». У механіці твердого деформованого тіла під «чистим зрушенням» (зрізом) розуміють «такий вид плоского напруженого стану, при якому на двох взаємно перпендикулярних площинах, орієнтованих певним чином, діють лише дотичні напруження» [38]. При цьому деформації характеризуються зміною кутів прямокутного елемента, а головні напруження дорівнюють одне одному за абсолютним значенням і протилежні за знаком $\sigma_1 = -\sigma_3$ ($\sigma_2 = 0$) та спрямовані під кутом 45° до граней прямокутника. Таким чином, на граничній поверхні в

осях головних напружень зазначеному визначенню відповідає точка в зоні «розтяг-стиск», яка лежить на бісектрисі кута координат σ_1, σ_3 .

Але в деяких наукових працях у визначення поняття «чистий зріз» додаються окремі риси, пов'язані з характером руйнування залізобетонних елементів при дії зрізуючих сил: «у чистому вигляді зріз є поділом елемента на частини за перерізом, до якого прикладені зрізувальні сили» [39]; «під явищем чистого зрізу розуміють поділ матеріалу шляхом зсуву за площиною, де діють лише дотичні напруження» [40], а також «поділ елемента на частини за перерізом, до якого прикладені перерізувальні сили, тобто такий напружений стан, за якого головні напруження $|\sigma_1| = |\sigma_3|$, $|\sigma_2| = 0$, при цьому $|\tau_{\max}| = |\sigma_1|$ » [41].

У наведених вище визначеннях «чистого зрізу» виділяються або об'єднуються дві сторони явища, що розглядається:

- силова: «чистий зріз» як випадок плоского напруженого стану, при якому діють тільки дотичні напруження;

- кінематична: «чистий зріз» як форма руйнування, при якій спостерігається взаємний зсув окремих блоків елемента, розділених площиною зрізу.

Крім цього, в окремих визначеннях «чистого зрізу» як форми руйнування наявні значні розбіжності. Так, розглядаючи руйнування елементів шляхом взаємного зсуву, група дослідників [40, 42 – 44] окремо виділяють зріз і сколювання. При цьому під сколюванням (чистим сколюванням) [40], «простим зрізом» або зсувом [43] розуміють: руйнування за похилим перерізом [42]; зрушення як кінцевий ефект руйнування в елементах при згинанні, стисканні, крученні [43, 44]. Тим самим, чітка грань між сколюванням та «чистим зрізом» не проводиться.

Існує також інтерпретація, згідно із якою «чистий зріз» розглядається як відрив за площиною дії сил при необмеженому поперечному розтягуванні та відсутності дотичних напружень за площинами руйнування (розколювання) [45]. Останнє твердження явно суперечить визначенню «чистого зрізу» у

наведеному вище випадку плоского напруженого стану, принципово відрізняється від розуміння зрізу як взаємного зсуву і може не розглядатися, як не пов'язане з явищем зрізу [46].

У більшості наведених визначень «чистого зрізу» досить чітко помітне об'єднання для бетону силової та кінематичної сторін розглядуваного вище явища, що спричинило протягом десятиліть пошуки «найбільш відповідного» зразка для визначення характеристики міцності бетону f_{sh} . Це було логічним з огляду на відомі експериментальні дані для пластичних матеріалів, у яких зазначена сумісність можлива. Для бетону запропоновано більше 10-ти різноманітних зразків, однак фактично існувало дві методики дослідження, кожна із яких була пов'язана із однією з зазначених вище сторін явища зрізу.

Відомі випробування [43, 47 – 49] на зразках, навантажених крученням аналогічно дослідом для пластичних матеріалів, які мають однаковий опір стиску та розтягу. Дослідні зразки (рис. 1.7, а) являли собою циліндри (порожнисті або повнотілі), у поперечному перерізі яких реалізовувався напружений стан «чистий зріз». Однак їх руйнування відбувалося шляхом відриву за гвинтовою поверхнею від дії головних напружень розтягу, котрі спричиняють утворення тріщини відриву, нахиленої приблизно під кутом 45° до поздовжньої осі зразка.

Ряд дослідників [50] рекомендували зразки з ослабленим поперечним перерізом у вигляді циліндричної виточки-шийки (рис. 1.7, б). При цьому, незважаючи на ослаблення перерізу, їх руйнування відбувалося шляхом відриву.

Напружений стан «чистий зріз» забезпечується під час випробувань за схемою на рис. 1.7, в, запропованою в [51]. Дослідний зразок навантажується за допомогою пневмогідравлічного пристрою головними напруженнями стиску та розтягу, котрі дорівнюють одне одному за абсолютною величиною. Однак, руйнування відбувається від дії головних напружень розтягу, як і зразків на рис. 1.7, а, б. Цю ж ідею реалізує пристрій, наданий в [52].

При всіх розглянутих вище схемах випробування не вдалося поєднати в дослідних зразках поверхню руйнування із перерізом, в якому діють лише

дотичні напруження, тобто отримати руйнування від зсуву, коли одна частина зразка переміщається щодо іншої вздовж площини зрізу.

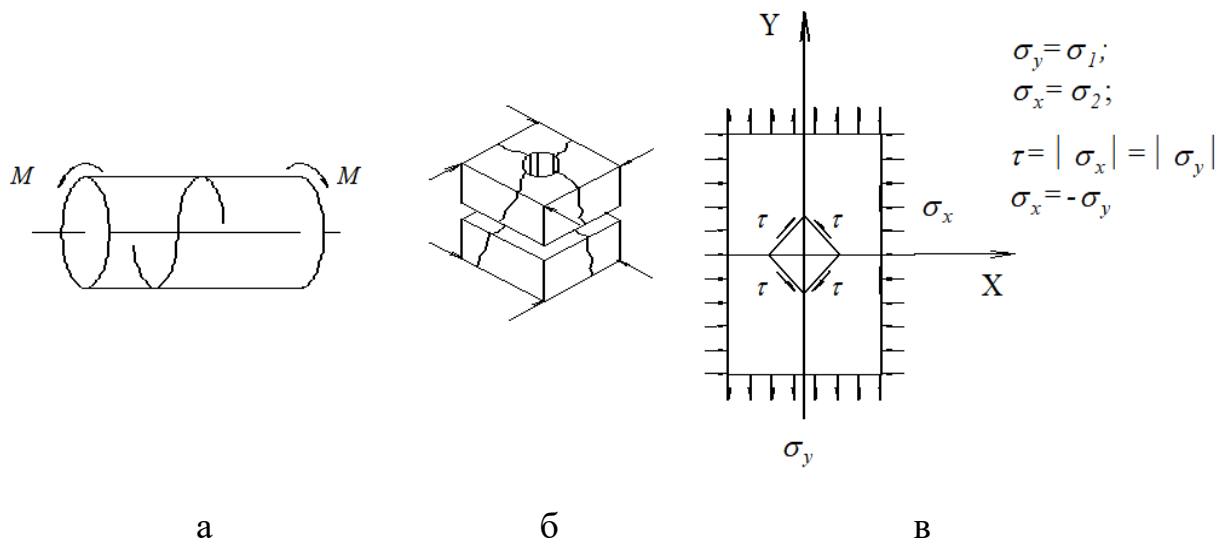


Рисунок 1.7 – Зразки, в яких реалізується напружений стан «чистий зріз»:

а, б – згідно [52]; в – [51]

В [45] для отримання бажаного результату запропоновано здійснювати розколювання циліндра. Однак, у площині його руйнування головні напруження стиску і розтягу не дорівнюють одне одному, що суперечить відомому поняттю «чистого зрізу».

Надалі увага була спрямована на зразки, котрі руйнуються шляхом взаємного зсуву їх окремих частин. Істотні дотичні напруження виникають у площині руйнування (зрізу) при дії на зразок «майже протилежно направлених» сил (рис. 1.8, а). Однак, у цьому випадку у зоні руйнування поряд з дотичними діють напруження стиску і розтягу. Схеми випробувань (рис. 1.8, б, в), які застосовувалися в [52], також не дозволяють отримати напружений стан «чистий зріз» у перерізі зрізу, крім того, дуже незручні в роботі внаслідок нестійкості зразків. До цієї групи належать і досліди із гірськими породами з допомогою ножа і долота «риб'ячий хвіст» [48]. Е. Мерш [43] рекомендував визначати опір зрізу із випробувань бетонних призм, завантажених за схемою рис. 1.8, г. Однак, унаслідок згинання зразка в площині АВ виникають, крім

дотичних і нормальні напруження, в тому ж напрямку діють і сили тертя на опорних гранях. Різновидом схеми Мерша є випробування, запропоновані в [53] та ін.

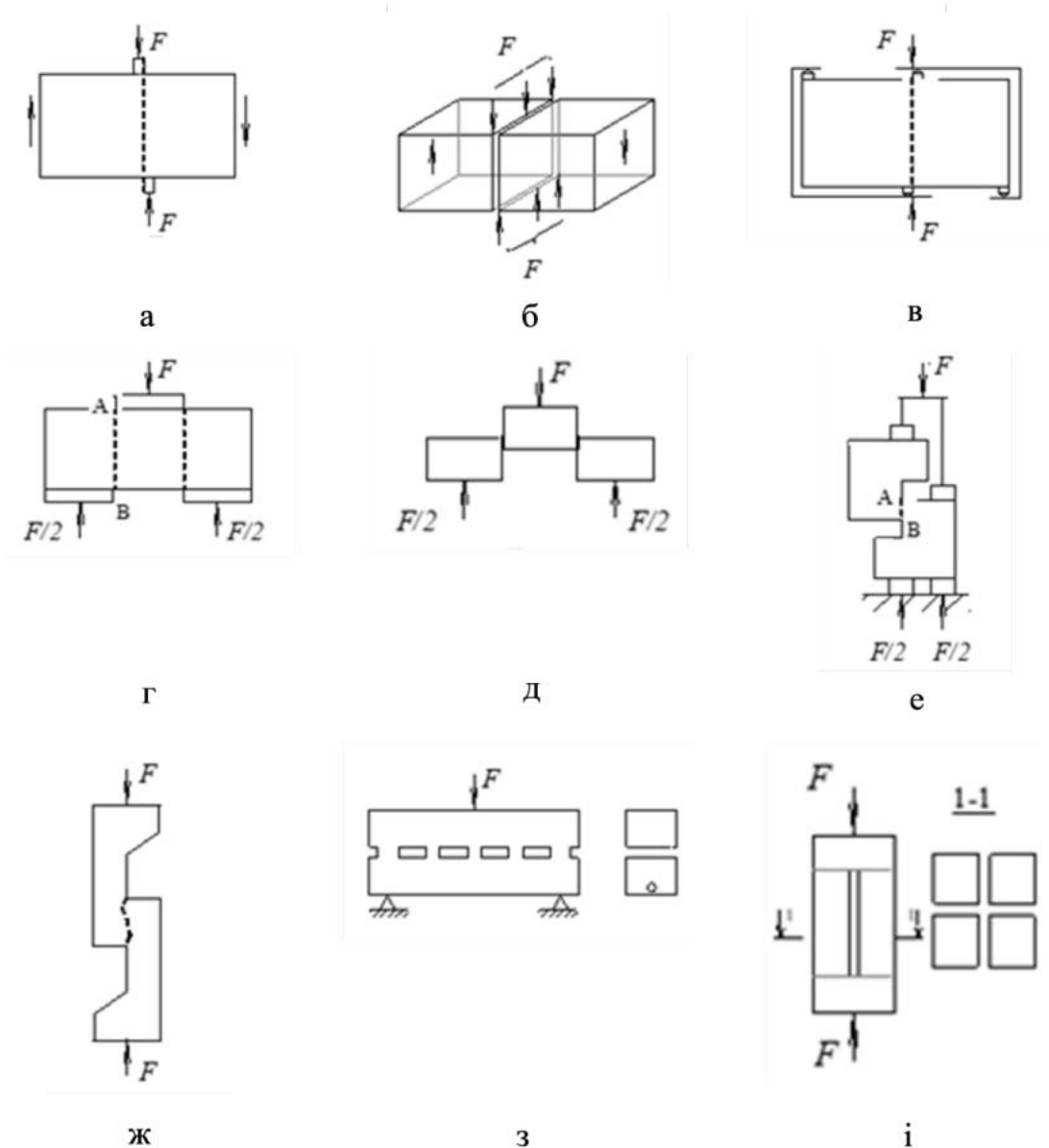


Рисунок 1.8 – Зразки, що руйнуються шляхом зрізу:

а, б, в – згідно [52]; г, д – [43]; е – [54]; ж – [40, 55, 56]; з – [38]; і – [57]

На рис. 1.8, д [43] зображений зразок, в якому площа зрізу значно зменшена порівняно з поперечним перерізом. Поширення набула безмоментна схема випробувань, запропонована О.О. Гвоздевим [54] для вивчення зчеплення нового бетону зі старим, а згодом використовувана і для дослідження монолітних зразків. Навантаження на зразок (рис. 1.8, е)

передається за допомогою спеціального містка, із обпиранням нижньої грані на металеві пластинки. Завдяки пристрою досягається вертикальність дії сил за перерізом, що вивчається, і забезпечується стійкість зразка при випробуваннях. Надалі метод набув поширення як найбільш прийнятний. Подібні схеми використовувалися в [40, 55, 56] та ін. У всіх зразках типу рис. 1.8, е, ж у площині зрізу діють поряд з дотичними, напруження стиску і розтягу, причому спостерігається велика концентрація напружень стиску поблизу вершин вхідних кутів зразка. Як видно, і на зразках, що руйнуються шляхом зсуву, не відбувалося поєднання руйнівної поверхні і напруженого стану «чистий зріз». В [38] запропоновано визначати опір бетону сколюванню шляхом випробування балки із вирізом за нейтральною віссю на згин (рис. 1.8, з), припускаючи, що розміри стійок, які з'єднують стиснуту і розтягнуту зони досить малі, й опір балки визначатиметься опором зрушенню в нейтральному перерізі. Однак, в області руйнування діють не тільки дотичні, а й нормальні напруження, а в стійках, як і у будь-якому надрізі, має місце концентрація напружень.

В [57] запропоновано зразок (рис. 1.8, і) у вигляді призми або циліндра із взаємно перпендикулярними наскрізними прорізами в середній частині, котрі мають за мету виключити зчеплення матеріалу в зоні відриву при руйнуванні зразка, і як наслідок приводять до відсутності напружень стиску у площині зсуву. Однак, концентрація напружень біля вершин прорізів і пірамідальна форма поверхні руйнування віддаляє параметри напружено-деформованого стану зони руйнування від «чистого зрізу».

У сучасних закордонних дослідженнях зрізу бетону використовуються три типи дослідних зразків (рис. 1.9) та їх модифікації [62 – 64].

Докладний аналіз відомих визначень зрізу й огляд дослідних зразків, запропонованих для встановлення міцності бетону при «чистому зрізі» виконаний в [58 – 61]. Однак, спроби знайти найбільш оптимальний зразок не закінчуються [65 – 68] (рис. 1.10, 1.11).

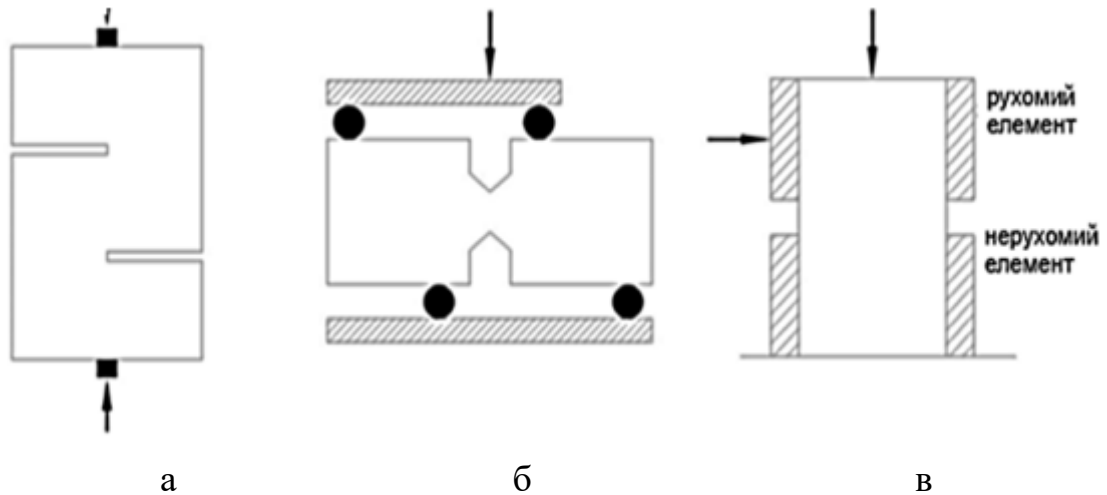


Рисунок 1.9 – Типи дослідних зразків, котрі використовуються в закордонних дослідженнях зрізу бетону:

а – S-типу (аналогія зразка Гвоздева); б – Іосіпеску-типу; в – для випробування на діагональний зріз

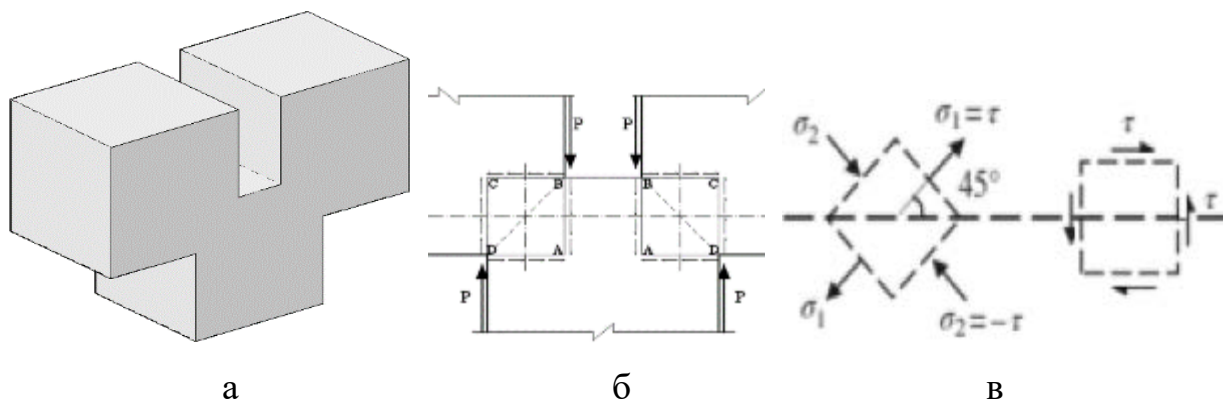


Рисунок 1.10 – Пропозиції щодо визначення міцності бетону

при «чистому зрізі» згідно [65]:

а – загальний вигляд дослідної моделі; б – зона зсуву; в – очікуваний напружений стан в зоні руйнування

Встановлення характеристики міцності бетону при «чистому зрізі» обумовлено бажанням застосування принципу «суперпозицій», накладаючи вплив бокового стиску або розтягу. Але сумістити «чистий зріз» як випадок напруженого стану та форму руйнування не вдалося: при напруженому стані «чистий зріз» зразки руйнуються шляхом відриву, а при зрізовій формі на поверхні руйнування діють дотичні та нормальні напруження.

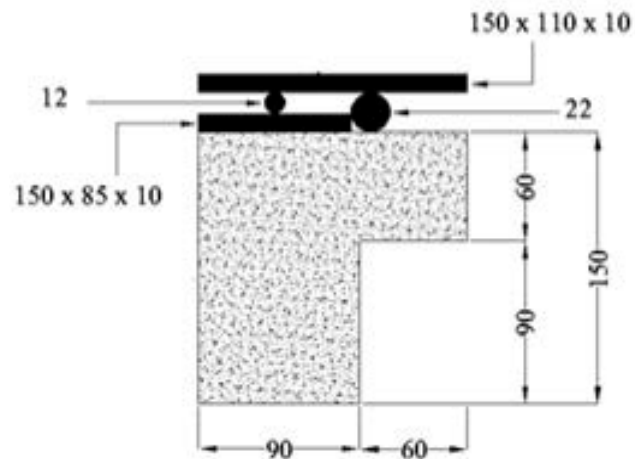


Рисунок 1.11 – Пропозиції щодо експериментального визначення міцності бетону при «чистому зрізі» згідно [68]

1.2.2 Міцність бетону при зрізі

Внаслідок підвищеної уваги до питання зрізу в бетоні запропоновано багато залежностей для визначення величини його міцності (табл. 1.1).

Таблиця 1.1 – Залежності для визначення міцності бетону при зрізі

№ зп	Формули для визначення f_{sh}	Джерело	Тип зразка
1	2	3	4
1	$f_{sh} = 0,15 f_u$	[56]	Г
2	$f_{sh} = 0,2 f_{c,cube}$ (зсуву) $f_{sh} = 0,3 f_{c,cube}$ (зрізу)	[43]	М
3	$f_{sh} = f_{c,cube} / 9$	[76]	Г
4	$f_{sh} = 0,63 \sqrt{f_{c,cube}}$	[55]	Г
5	$f_{sh} = 0,32 f_{c,cube} + 1,6$	[43]	М
6	$f_{sh} = 0,23 f_{c,cube}$	[70]	М
7	$f_{sh} = 0,106 f_{c,cube}$	[43]	Г
8	$f_{sh} = \frac{\pi}{2} f_{ct}$	[71]	Г
9	$f_{sh} = 2 f_{ct}$	[43]	М
10	$f_{sh} = f_{ct}$	[43]	Г
11	$f_{sh} = \frac{5,416 f_{ct} + 0,117 f_{c,prizm}}{3\sqrt{6}}$	[75]	Теор. залежність

Закінчення табл. 1.1

1	2	3	4
12	$f_{sh} = \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct}}$	[43]	М
13	$f_{sh} = 0,75 \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct}}$	[43]	М
14	$f_{sh} = 0,52 \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct}}$	[74]	Г
15	$f_{sh} = 0,5 \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct}}$	[77]	Теор. залежність
16	$f_{sh} = 0,5 \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct}} \sqrt{\frac{f_{c,prizm}}{f_{c,prizm} - f_{ct}}}$	[73]	Теор. залежність
17	$f_{sh} = \sqrt{(f_{c,prizm} + f_{ct}) f_{ct}} - f_{ct}$	[78]	Теор. залежність
18	$f_{sh} = 1,9 \sqrt{f_{c,cube} f_{ct}}$	[55]	Г
19	$f_{sh} = \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct}}$	[79]	Теор. залежність
20	$f_{sh} = 0,6 \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct}}$	[80]	Теор. залежність
21	$f_{sh} = 2,15 f_{ct} \sqrt{f_{c,prizm} / (f_{c,prizm} - f_{ct})}$	[81]	Г
22	$f_{sh} = \frac{\sqrt{f_{c,prizm} (f_{c,prizm} + f_{ct})}}{1,25 + 5,2 l / h}$, де l – довжина опорних площадок, h – висота зразка	[81]	М
23	$f_{sh} = (0,2 - 0,25) f_{c,cube}$	[82]	Г

Емпіричні залежності отримані на двох типах дослідних зразків: тип Г – зразок Гвоздева і тип М – зразок Мерша. При цьому всі залежності підтверджуються конкретними експериментальними даними; для інших же випадків мають велику похибку або являються зовсім неприйнятними, що іще раз доводить обмеженість області застосування отриманих емпіричним шляхом формул. Пропозиції можна поділити на три групи залежно від міцносних характеристик бетону стиску (розтягу), які виступають аргументом функції міцності при зрізі: міцність бетону при стисковій $f_{c,prizm}$ ($f_{c,cube}$) [40, 43, 45, 55, 56, 69, 70] (рис. 1.12); міцність бетону при розтягу f_{ct} [40, 43, 51, 71]; їх поєднання [50, 72 – 75] (рис. 1.13). На рис. 1.12 і рис. 1.13 номери залежностей відповідають наведеним у табл. 1.1.

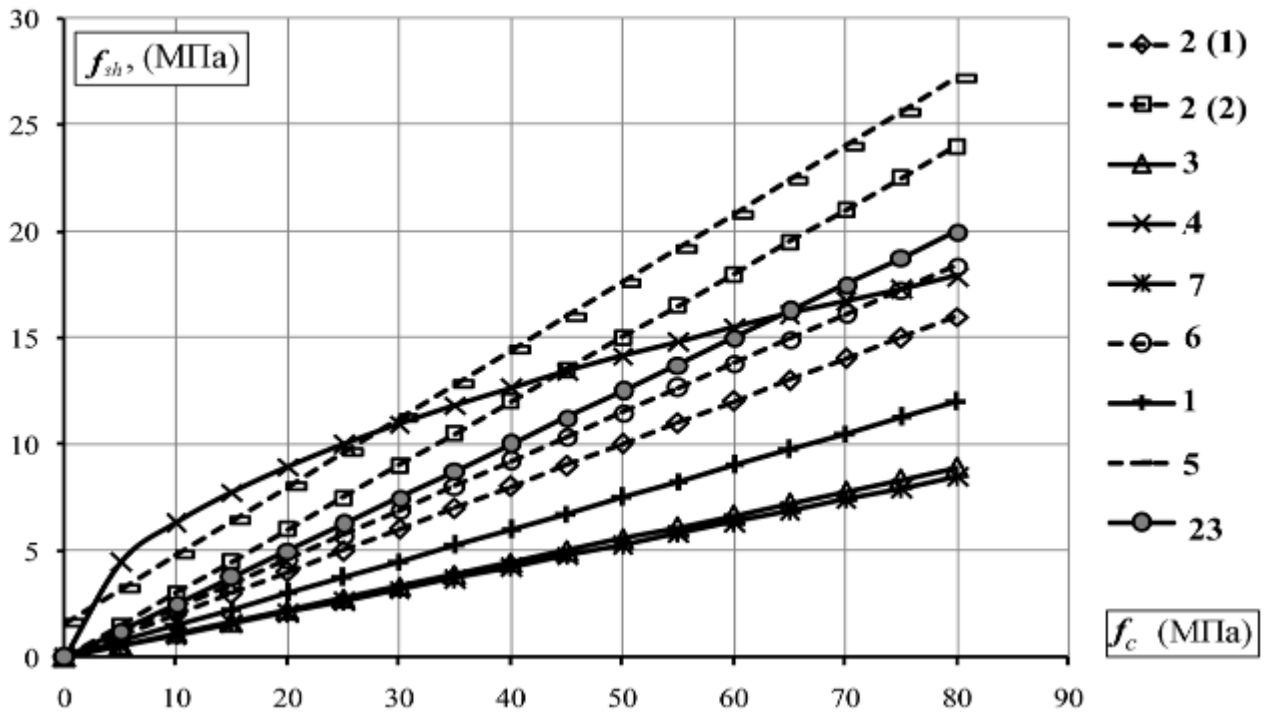


Рисунок 1.12 – Залежності f_{sh} від f_c (на зразках типу М – пунктирні лінії та типу Г – суцільні лінії)

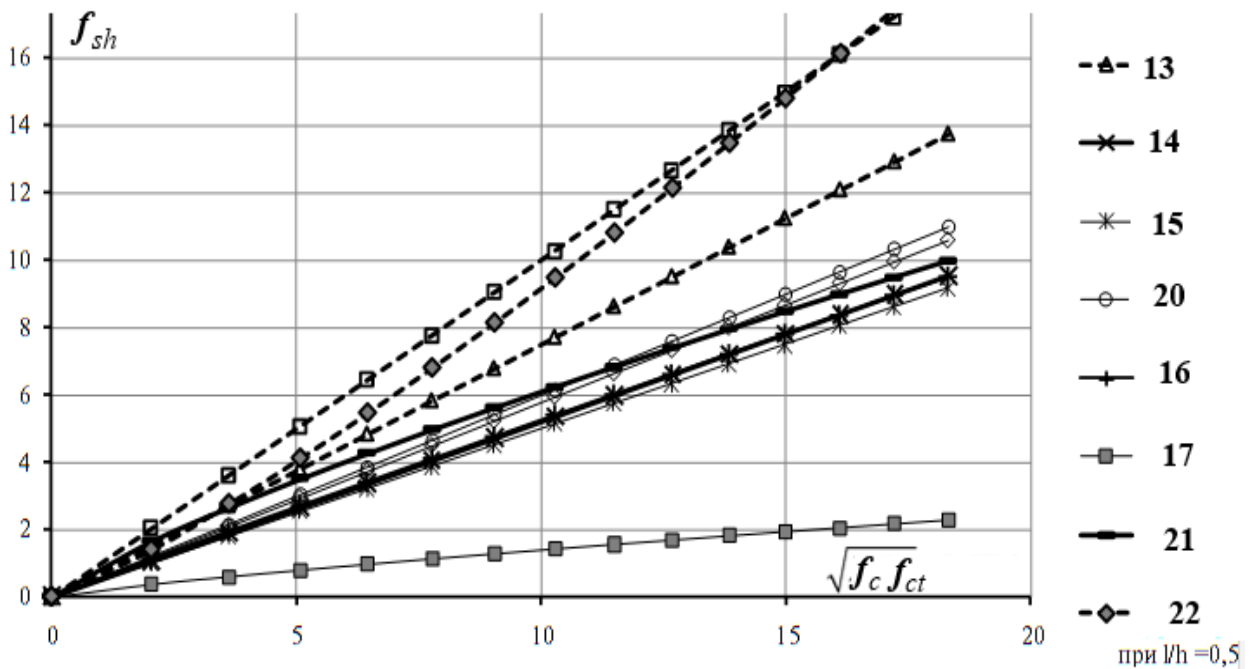


Рисунок 1.13 – Залежності f_{sh} від $(f_c f_{ct})^{0,5}$: для зразків типу М – пунктирні лінії; типу Г – суцільні лінії; теоретичні залежності представлені тонкими суцільними лініями

Аналіз запропонованих залежностей свідчить про суттєву їх відмінність, і необхідність для кожної конкретної задачі врахування специфіки напружено-деформованого стану елементів, які руйнуються шляхом зрізу, обумовлену характером прикладання навантаження (моментна та безмоментна схеми), геометрією елементів.

Розглядом питання «чистого зрізу» займалися: F. Bach, Z.P. Bazant, M. Benhassine, R. Boulifa, R. Boulifa, B. Bresler, K. T. Chau, Dutron, S. Gadve, N. Grassan, K. Hager, R. Jajodia, V. Josel, S.K. Kaliyavaradhan, G.R. Kumar, A. Kurup, S. K. Y. Ma, E. Mersh. P. A. Pfeiffer, S. Pister, M. Samai, C. Rajesh, S.F. Resan, R. Wong, О.О. Гвоздєв, А.А. Калнайс, Г.Я. Куннос, М.П. Мягков, О.М. Петров, О.Б. Пірадов, І.А. Рохлін та інші.

1.3 Стики із підвищеним опором зрізу

При реалізації збірно-монолітного каркасного домобудування специфічною вимогою є забезпечення несучої здатності контактного стику збірного елемента та монолітного бетону (рис. 1.14, б і 1.15), що потребує виконання його розрахунку. Стик може бути гладким, шорстким або зазубреним залежно від виду улаштування поверхні збірного елемента.



Рисунок 1.14 – Шпонковий профіль на торцевих поверхнях збірних елементів ригелів (а) і стик ригеля з колоною (б)

Особливу увагу при проектуванні збірних і збірно-монолітних будівель також необхідно приділяти урахуванню сумісної роботи під навантаженням окремих несучих конструкцій, котру забезпечують стики. Найбільший опір дії поперечних сил надають шпонкові з'єднання.

На рис. 1.14, а наведені збірні частини збірно-монолітних ригелів перекриття, котрі на торцевих гранях мають рифлення для утворення шпонкового стику з колоною (рис. 1.14, б і 1.15).

Шпонки, передбачені за торцями плит перекриття, утворюються за рахунок замонолічування порожнини на глибину 150 мм (рис. 1.15).

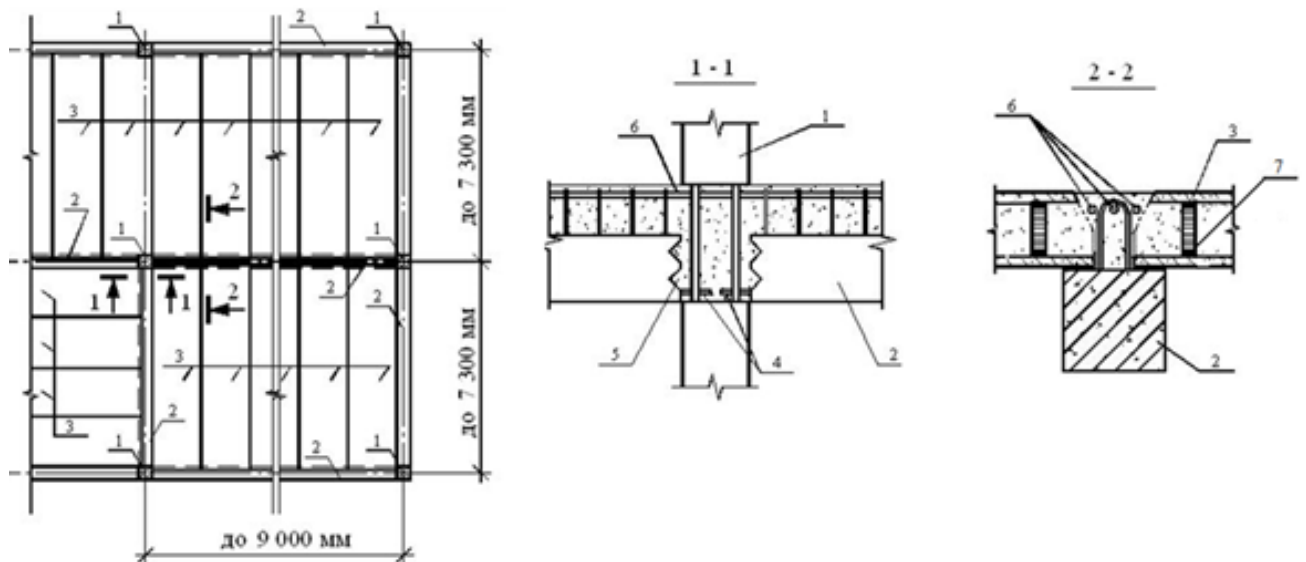


Рисунок 1.15 – Конструктивні рішення стиків збірно-монолітної конструктивної системи:

1 – збірна колона; 2 – збірна частина ригеля; 3 – багатопустотна панель;
4 – анкерування випусків поздовжньої робочої арматури ригеля; 5 – шпонковий профіль торця ригеля; 6 – поздовжнє армування на опорі монолітної частини ригеля; 7 – обмежувач

У разі використання збірно-монолітних ригелів у вигляді лотка доцільно влаштовувати шпонковий профіль і на його внутрішній поверхні (рис. 1.16). Шпонковий профіль на торцевих гранях збірного елемента ригеля та в межах контактної стики збірного і монолітного бетону (рис. 1.17) передбачений в [1, 7].

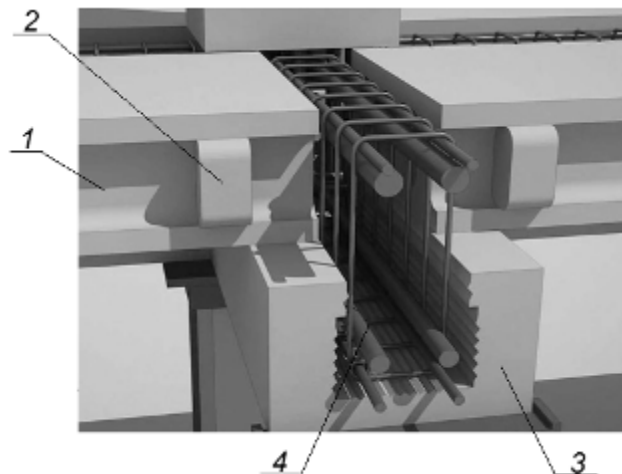


Рисунок 1.16 – Модель вузла сполучення плити та ригеля:

1 – збірна багатопустотна панель; 2 – обмежувачі з пінополістиролу; 3 – збірна частина збірно-монолітного ригеля у вигляді лотка; 4 – шпонковий профіль у межах лоткової частини ригеля

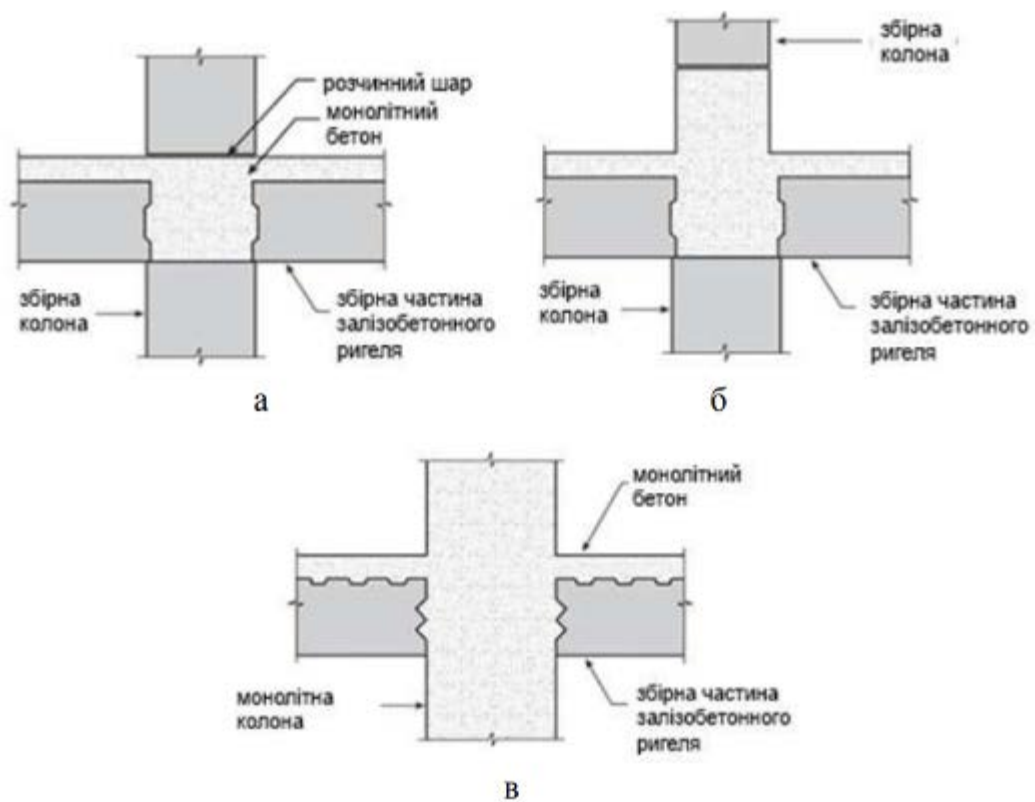


Рисунок 1.17 – Варіанти шпонкового стику збірного елемента ригеля з колоною та монолітною частиною перекриття [7]

До недоліків перекриттів конструктивної системи із навішуванням багатопустотних плит на залізобетонні ригелі [1, 2, 83] шляхом утворення бетонних шпонок опоненти відносять можливість крихкого руйнування останніх, насамперед у разі дії динамічних навантажень за неналежної якості виконання монолітних робіт, що сприяє зниженню надійності плит в опорних перерізах.

Найбільш ефективним для виключення зазначеної ситуації є армування або обтиснення елементів. В Україні існує ряд патентів, які реалізують пропозиції щодо армування опорних шпонок плоскими [13] та просторовими каркасами у вигляді пустотілої трикутної піраміди [18] (рис. 1.18).

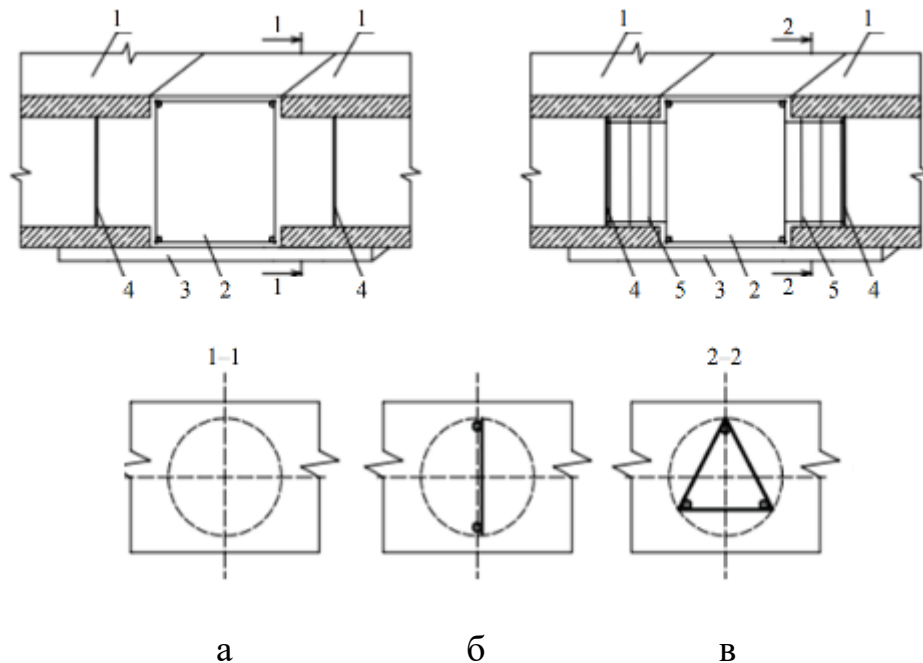


Рисунок 1.18 – Вузол обпирання багатопустотних плит на монолітний залізобетонний ригель збірно-монолітного перекриття шляхом бетонних шпонок (а), армованих плоскими (б) і просторовими (в) каркасами у вигляді порожньої призми з трикутною основою:

1 – багатопустотна панель; 2 – монолітний ригель; 3 – опалубка; 4 – армування шпонки;
5 – обмежувач глибини шпонки

Дані [84 – 86] свідчать, що опір з'єднання плита-балка збільшується до 250% за рахунок шпонкового профілю, армування шпонки і підвищення класу бетону замонолічування.

При реалізації об'єктів із застосуванням збірно-монолітної технології у сейсмонезбезпечних районах при використанні багатопустотних плит безопалубного формування додатково здійснюються заходи із доопрацювання бічних поверхонь плит (рис. 1.19, а) з метою створення «монолітних шпонок» для уникнення зміщення плит одна відн одної в горизонтальній площині (рис. 1.19, б).

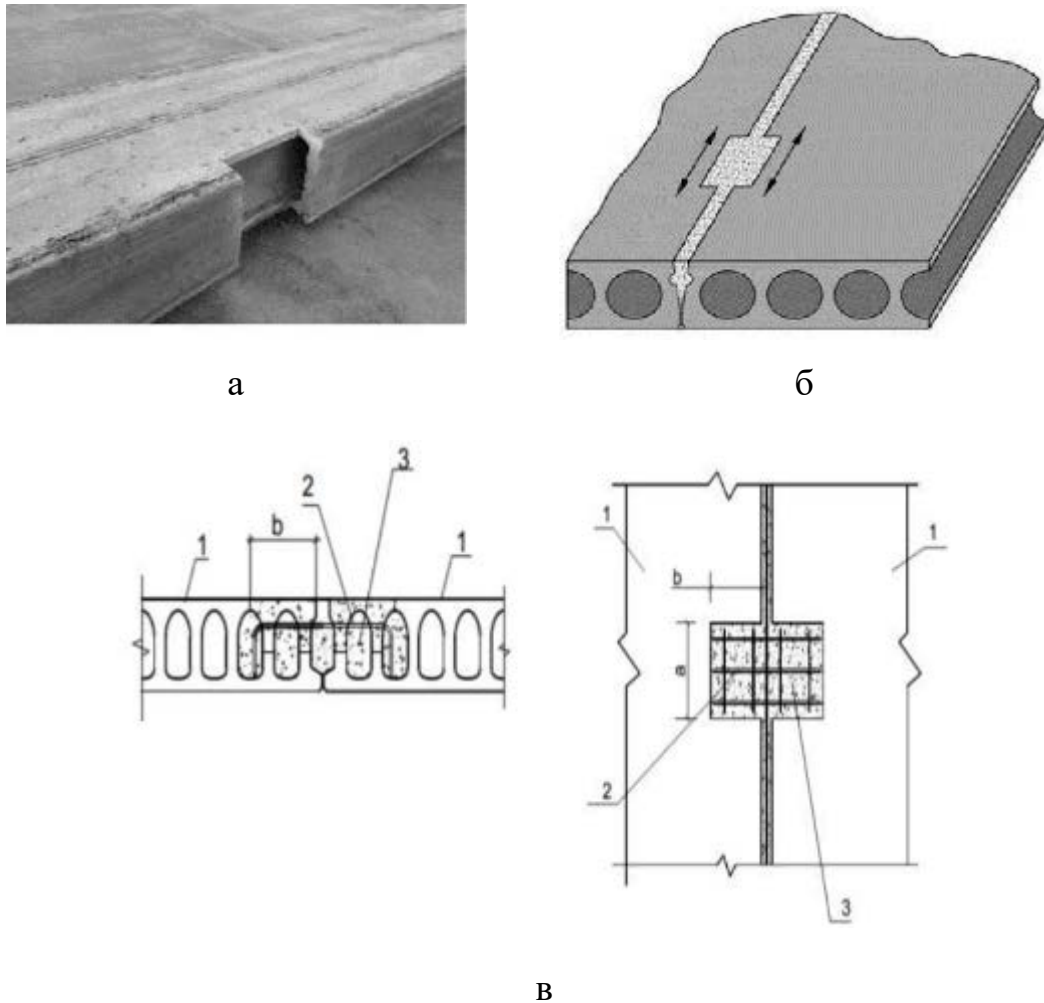


Рисунок 1.19 – Улаштування шпонок у поздовжніх ребрах багатопустотних плит безопалубного формування:

а – доопрацювання плити в заводських умовах; б – схема сприйняття горизонтальних зусиль;

в – схема замонолічування стиків плит; 1 – плита перекриття; 2 – каркас;

3 – бетон замонолічування

Розміри (рис. 1.19, в) і армування шпонок приймається за розрахунком із умови використання диску перекриття у якості горизонтальних діафрагм жорсткості [87 – 91].

В безбалкових перекриттях розроблене конструктивне рішення [88] та досліджено напружено-деформований стан горизонтального стику плит з використанням гнучких петель «PFEIFER» (рис. 1.20).

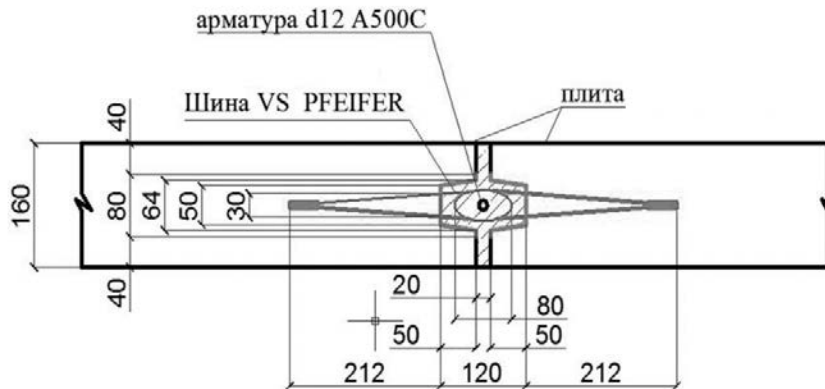


Рисунок 1.20 – Шпонковий стик плит безбалкового перекриття з використанням гнучких петель «PFEIFER» [88]

За результатами чисельного моделювання для проектування рекомендується застосування двошпонкового стику залізобетонних плит перекриття розміром 2980×2980 мм, утвореного закладними деталями Шина VS «PFEIFER» (VS 50/200) і дрібнозернистим бетоном класу C20/25. Закладні деталі розміщуються на відстані 520 мм одна від одної з відступом від торців плити на відстань 40 мм (для забезпечення армозахисного шару); шпонки мають розміри 120×64×20 мм.

Запропонована й експериментально досліджена нова конструкція стику з підвищеним опором зсуву між збірними колонами (рис. 1.21) [92].

Шпонки підвищують опір збірних колон зрізу, при цьому факторами впливу виступають їх геометричні розміри, діаметр арматури в їх межах, відношення зусилля зрізу до зусилля стиску в колоні.

Відомий варіант шпонкового стику колони із фундаментом (рис. 1.22) [93, 94].

Для підвищення ступеня сумісності роботи елементів стінових конструкцій із залізобетону влаштовуються шпонкові з'єднання між стіною

(діафрагмою жорсткості) та колоною (рис. 1.23, а) або збірними елементами стін (діафрагм) (рис. 1.23, б).

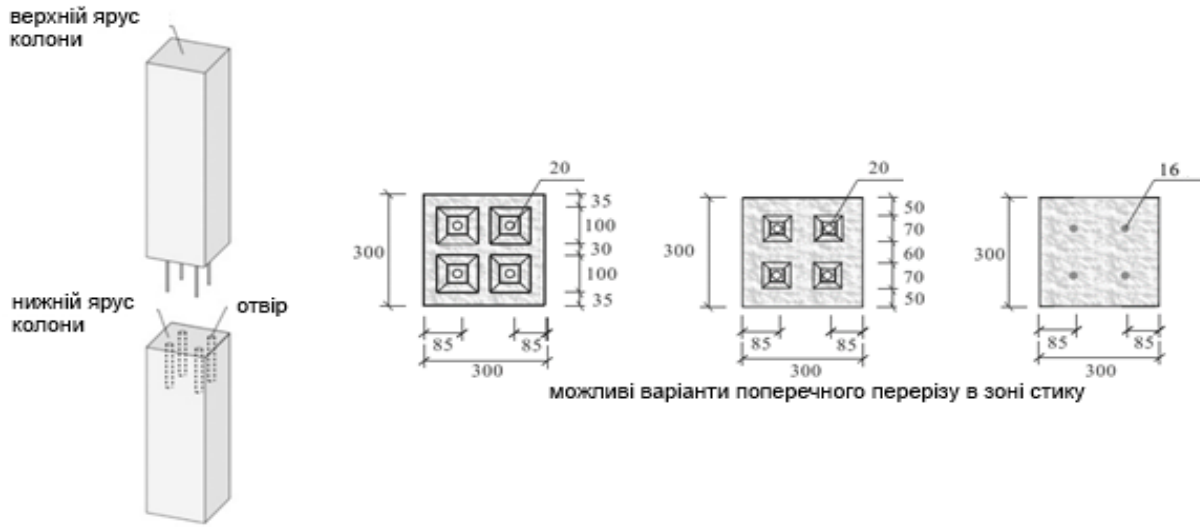
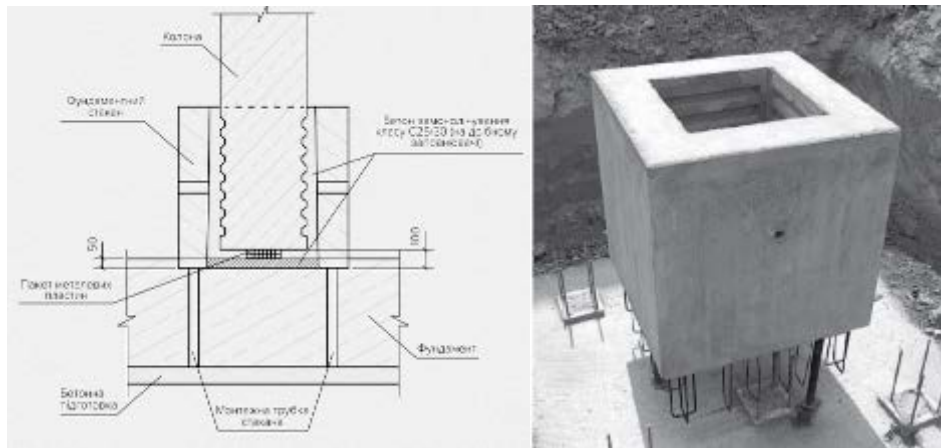


Рисунок 1.21 – Шпонковий стик колон за висотою [92]



а



б

Рисунок 1.22 – Шпонковий стик колон із стаканом фундаменту:

а – згідно [93]; б – [94]

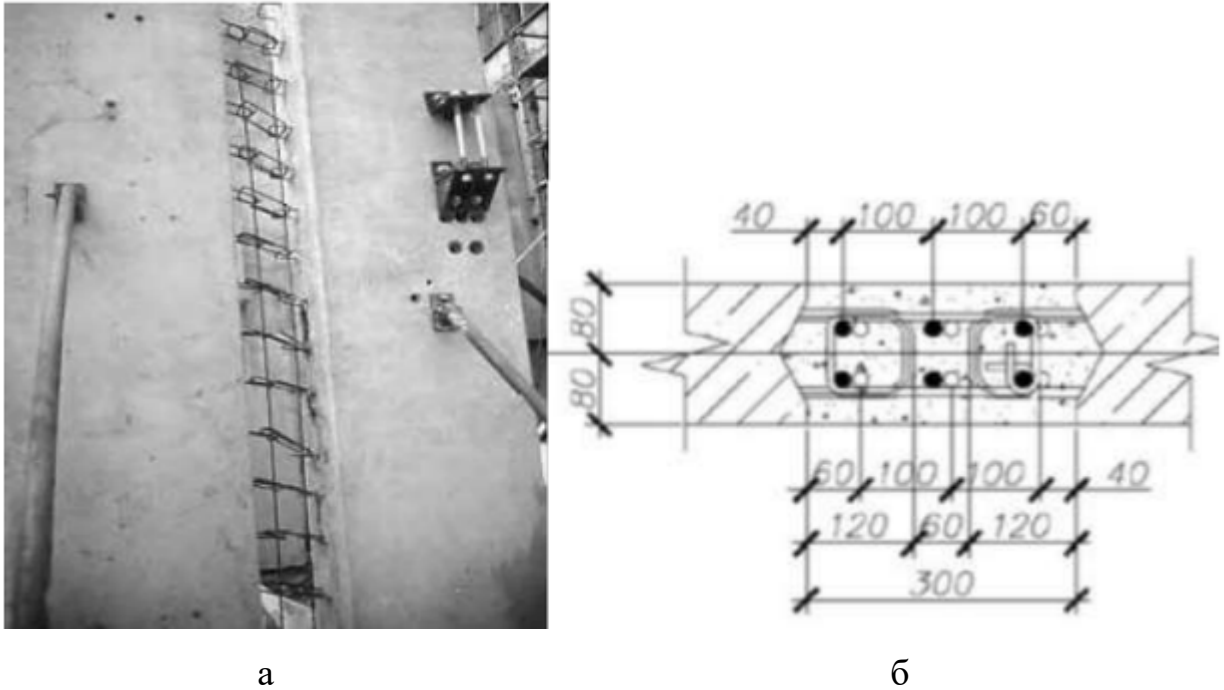


Рисунок 1.23 – Шпонкове з'єднання діафрагми і колони (а) та збірних елементів діафрагми жорсткості (б)

Рис. 1.24 демонструє залежності величини дотичних напружень, які виникають між стіновими елементами в монолітному та збірному виконанні з використанням гладкої і шпонкової поверхні в з'єднанні від величини деформацій зсуву і засвідчує переваги улаштування шпонкового профілю.

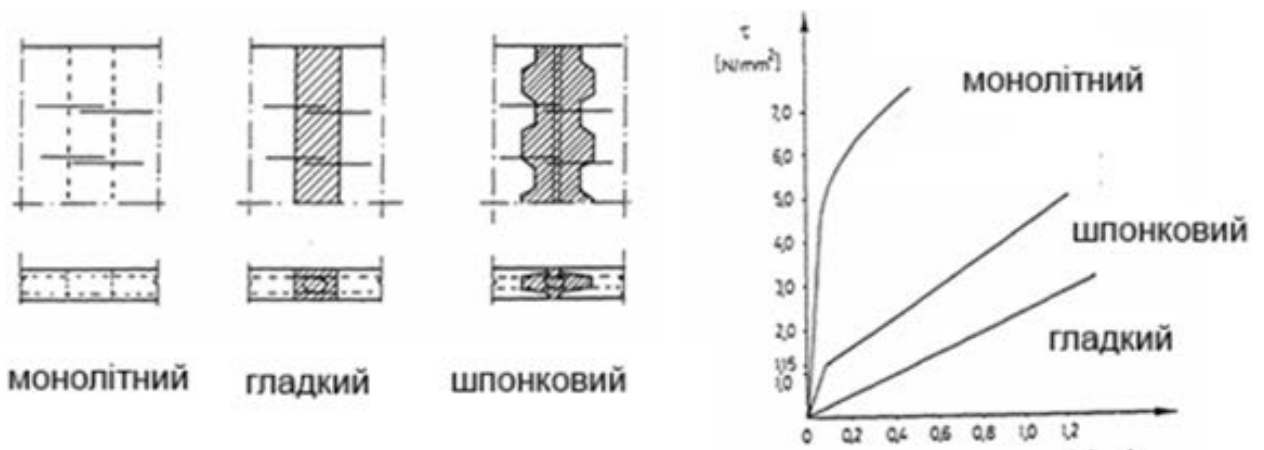


Рисунок 1.24 – Залежність величини дотичних напружень від величини деформацій зсуву між стіновими елементами для монолітного та збірного їх виконання з використанням гладкої і шпонкової поверхні в з'єднанні

Результати теоретичних й експериментальних досліджень несучої здатності зазначеного стику наведено в [98 – 109]. На будівельному ринку наявні чисельні пропозиції тросових петель [110 – 113].

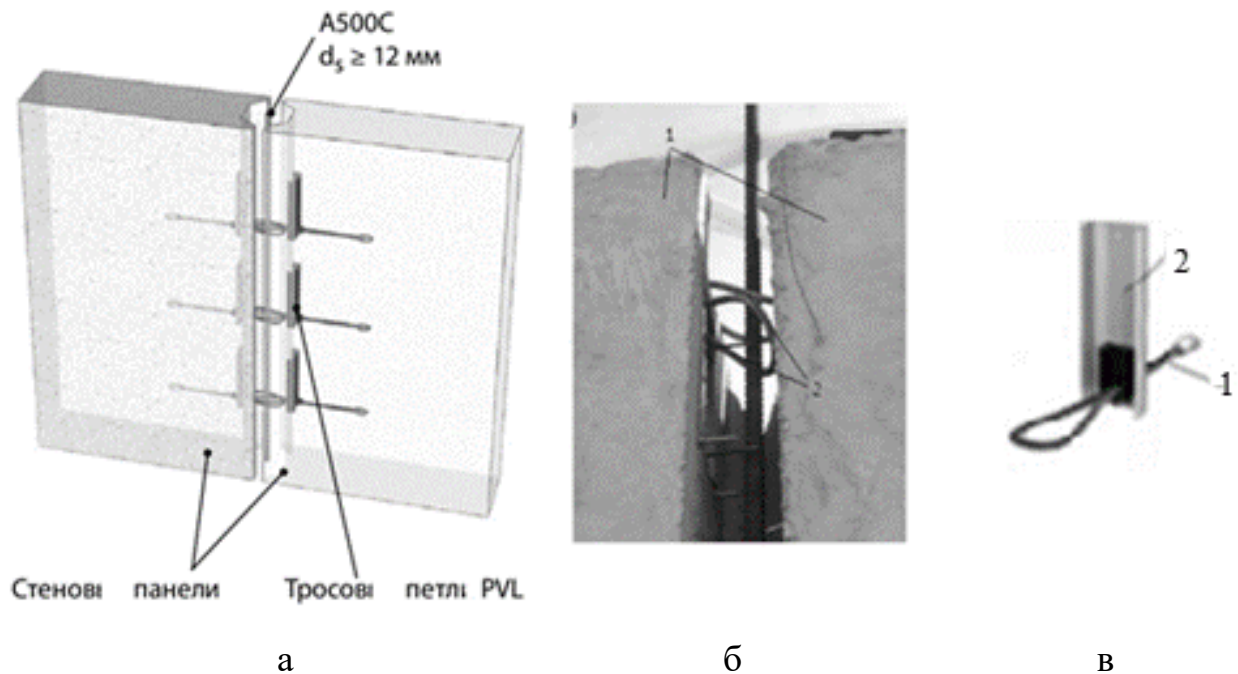


Рисунок 1.26 – Схема стику стінових елементів на гнучких петлях (а), зовнішній вигляд до замонолічування (б), жерстяна коробка з петлею (в):

1 – гнучка петля; 2 – жерстяна коробка

Вдосконаленню шпонкових з'єднань несучих залізобетонних елементів конструктивних систем присвячені роботи: Р.К. Aninthaneni, К. van Dijk, V.Josel, Ю. Mironova, S. Pessiki, R.C. Prior, В. Wu, Є.М. Бабича, А.М. Бамбури, О.Л. Буцької, Ю.А. Клімова, Л.І. Кривельова, Т.Д. Нікіфорової, М.В. Савицького, А.М. Павлікова, М.Д. Помазана, В.С. Шмуклера й інш.

1.4 Експериментальні дослідження шпонкових з'єднань

1.4.1 Характер руйнування та фактори, котрі впливають на несучу здатність

Зрізувальні зусилля найкраще сприймаються багатошпонковими з'єднаннями. Вони створюються шляхом замонолічування бетонною сумішшю або розчином проміжку між торцями елементів із заглибленнями чи виступами

(рис. 1.27, а). Крім цього, використовуються також контактні шви (рис. 1.27, б).

Характер руйнування. Результати випробувань шпонкових з'єднань дозволяють виділити 4 варіанти їх руйнування [35]: без руйнування шпонки (рис. 1.28, а) – можливий у реалізації за трапецієподібного і трикутного шпонкових профілів при значеннях горизонтальних зусиль обтиснення менших за 20 % від вертикальних зсувних зусиль (такий характер руйнування може супроводжуватися розривами поперечної арматури, однак опір шпонки не використовується); сколювання за вертикальною площиною шпонки (рис. 1.28, б) або нахиленою площиною шва (рис. 1.28, г); роздроблення бетону замонолічування під опорними поверхнями шпонок при дії місцевого стиснення (рис. 1.28, в).

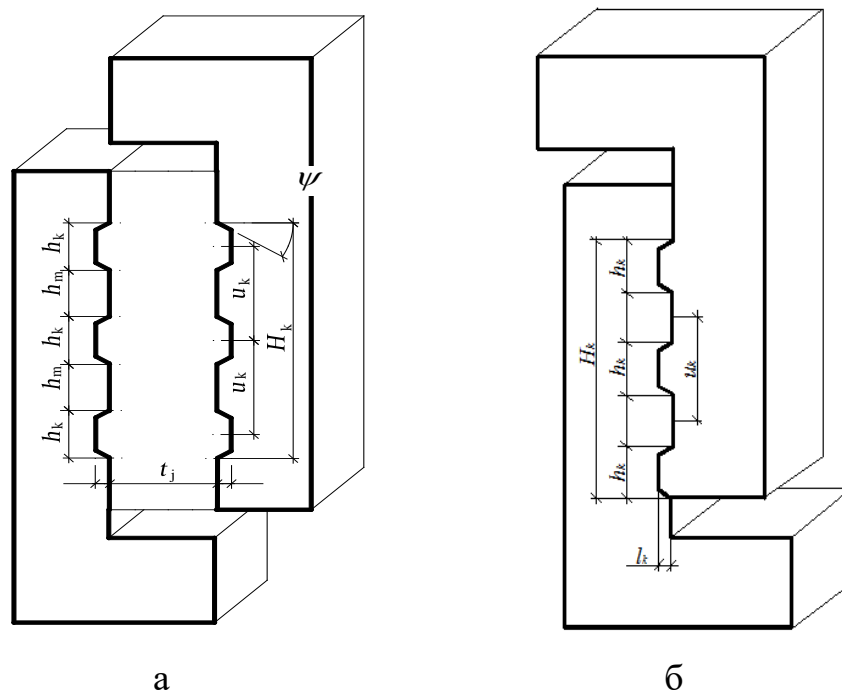


Рисунок 1.27 – Геометричні параметри шпонкових з'єднань зі швом (а) і без нього (б)

Характер руйнування стиків автором пропонується класифікувати як зсув за чотирма випадками: без руйнування шпонок (рис. 1.28, а); за вертикальним (рис. 1.28, б) і похилим (рис. 1.28, в) перерізами шпонок; за швом (рис. 1.28, г). Реалізується випадок руйнування із мінімальним значенням граничного

навантаження, котре залежить від геометрії шпонкового профілю, армування стику, рівня його обтиснення.

У процесі дослідів [114, 115] з одношпонковими стиками після порушення зчеплення за контактом замонолічування з'являлася тріщина в тілі шпонки (приблизно при $0,64 V_u$), котра в момент руйнування розповсюджувалася на всю висоту шпонки (за типом рис. 1.28, б).

За даними [116] в тілі шва утворювалися похилі тріщини при середніх дотичних напруженнях, які дорівнювали $0,7f_{ct}$, вони окреслювали стиснуті підкоси, нахилені до горизонталі під кутом близьким до 60° , котрі передавали зусилля зсуву до моменту руйнування (за типом рис. 1.28, г). В багатошпонкових стиках підкіс охоплював від однієї до трьох шпонок залежно від співвідношення t_j / u_k , де t_j – ширина шва, u_k – крок шпонок (рис. 1.27, а).

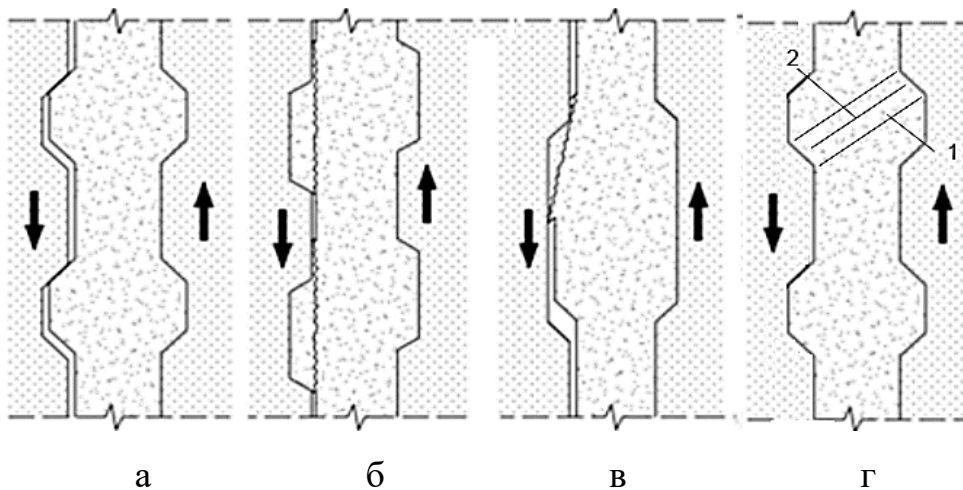


Рисунок 1.28 – Характер руйнування шпонкових стиків:

а – зсув без руйнування шпонок; б – сколювання вздовж вертикальної тріщини;

в – зминання; г – сколювання вздовж похилої тріщини;

1 – похила смуга; 2 – діагональна тріщина

У вузьких стиках при $t_j < (l_k - u_k) / (h_k - l_k \operatorname{tg} \psi)$ (тут l_k , h_k , ψ – відповідно глибина, висота та кут нахилу опорної грані шпонки до напрямку, перпендикулярному площині зрізу) підкоси в межах декількох шпонок утворюватися не можуть. Руйнування стиків, як правило, відбувалося в основі

підкосів, тобто в шпонці, та супроводжувалося зрізом зачеплень в одній із похилих тріщин.

Збільшення ширини стику приводило до деякого зниження його відносного опору.

Визначальні фактори несучої здатності. Згідно експериментальних досліджень на несучу здатність шпонкових з'єднань впливають: зчеплення між бетонами, укладеними у різний час; нерівномірність розподілу зусилля зсуву за довжиною стику (кількість шпонок); ширина шва та фактори, котрі обумовлюють опір окремої шпонки.

Зчеплення між бетоном, укладеним у різний час. Несуча здатність стиків збірних і збірно-монолітних залізобетонних конструкцій значною мірою визначається міцністю зчеплення між старим і новим бетоном (бетоном замонолічування). Вона може коливатися в широких межах залежно від віку, консистенції, виду та класу бетону, способів обробки поверхні елементів і цілого ряду інших факторів [114, 117 – 120]. Зокрема значення дослідного коефіцієнта зчеплення залежно від способу обробки поверхні контакту змінюється від 0,38 до 0,95. За відсутності сил зчеплення деформації зсуву виявилися вдвічі більшими, ніж за його наявності [114]. Нерівномірність розподілу зусиль між окремими шпонками в дослідях [121] суттєво залежала від величини сил тертя та зчеплення на поверхні контакту бетону елемента та шпонки.

Нерівномірність розподілу зусиль зсуву за довжиною стику. За даними [122] у багатошпонкових стиках дотичні напруження вздовж стику розподіляються нерівномірно, їх максимальні значення спостерігаються по краях, що обумовлює зменшення внеску в роботу проміжних шпонок до руйнування крайніх. Дані [35, 122] засвідчують інформацію про появу першої тріщини в багатошпонкових з'єднаннях у найбільш напруженій шпонці.

Оцінка впливу кількості шпонок n_k на опір зрізу виконана в [123] запропоновано збільшити кількість розрахункових шпонок з трьох (як це

передбачено в нормативних документах) до п'яти, а руйнівне навантаження з n_k пов'язати логарифмічним законом:

$$V_u = V_k(1 + \ln n_k), \quad (1.1)$$

де V_k – несуча здатність одношпонкового стику.

У [124] ця залежність надається в лінійному вигляді:

$$V_u = V_k n_k. \quad (1.2)$$

За результатами дослідів [78] врахування відносного зниження опору окремої шпонки при збільшенні їхньої кількості відбувається за залежністю:

$$V_u = V_k(1 + \ln 0,5n_k^2). \quad (1.3)$$

В експериментах [125] досліджувалися стики із кількістю шпонок, яка перевищувала 3, при цьому залежність розподілу зусиль уздовж шпонкового шва була прийнята у вигляді:

$$V_k = \frac{V_u}{2} \times \frac{1}{sh n_k \xi} \left[sh i \xi - sh(i-1)\xi + sh(n_k - i + 1)\xi - sh(n_k - i)\xi \right], \quad (1.4)$$

де параметр ξ визначається за формулою $ch \xi = 1 + \frac{\alpha}{2}$, в якій $\alpha = \frac{2u\lambda}{E_c A}$;

λ – коефіцієнт зсуву; E_c – модуль пружності бетону.

Ширина шва. Випробування зразків [126] засвідчують значне зниження несучої здатності стику при збільшенні ширини шва. Однак, для стиків із великою кількістю шпонок ця залежність значно менша [127].

Згідно експериментів [126] у трьохшпонкових стиках спостерігалися різні схеми руйнування залежно від ширини шва: при вузькому шві руйнування відбувалося за шпонками; зі збільшенням t_j похила тріщина розповсюджувалася в шві в межах висоти однієї шпонки, а інші шпонки зрізалися; при подальшому зростанні t_j похила тріщина перетинала шов у межах висоти двох шпонок, а зрізалася лише одна шпонка. При подальшому збільшенні ширини відбувалося руйнування за швом. Однак, межі реалізації кожної зі схем не були визначені.

Експериментальні дослідження [128] показали, що при збільшенні t_j вдвічі (від 20 мм до 40 мм) несуча здатність стику зменшується на (11 – 13)%,

що не враховується при теоретичному визначенні граничного навантаження.

В [129] несуча здатність шпонкового стику визначається опором на стиск підкосу між шпонками. Його ширина та кількість шпонок, які він охоплює, залежать від ширини стику, кроку шпонок і армування A_{sw} . Якщо відома кількість підкосів S , то горизонтальна проекція перерізу підкоса дорівнює:

$$y_0 = A_{sw} f_y / S l_k f_{c,prizm}, \quad (1.5)$$

а його несуча здатність визначається як:

$$V_{S=1} = x_0 l_k f_{c,prizm}, \quad (1.6)$$

тут x_0 – вертикальна проекція перерізу підкосу знаходиться із умови його рівноваги та геометричних співвідношень.

Для стику:

$$V_u = S V_{S=1}. \quad (1.7)$$

Краща збіжність теоретичного опору підкосу із дослідною при наявності тріщин досягається введенням коефіцієнта умов роботи бетону:

$$\gamma = \frac{0,1}{|\sin \varphi \cos \varphi|} - 0,75 \sin^2 \varphi \leq 1, \quad (1.8)$$

де φ – кут між напрямками початкового й остаточного тріщиноутворення.

1.4.2 Опір окремих шпонок

Характер руйнування. При випробуванні окремих шпонок (рис. 1.29) дослідники, як правило, фіксують два характерні випадки руйнування – зріз і зминання, останнє згідно запропонованої класифікації може розглядатися як зріз за похилим перерізом.

За даними [130] в шпонках, які руйнуються від зрізу, першими з'явилися ледь помітні тріщини під кутом $(15 - 20)^\circ$ до розрахункового перерізу при навантаженні приблизно 0,5 від граничного. Зі збільшенням навантаження вони зливалися в одну, спостерігалось різке зростання швидкості взаємного зсуву окремих частин зразка. Бетон зони руйнування, на думку авторів, працює в умовах складного напружено-деформованого стану.

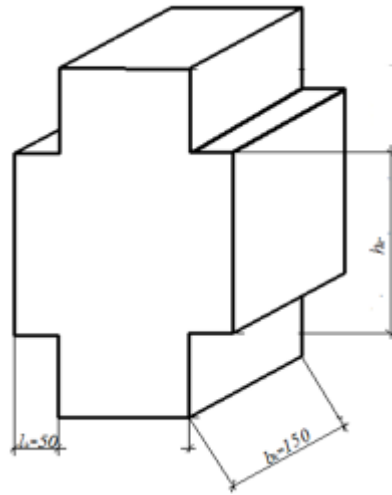


Рисунок 1.29 – Геометричні параметри прямокутної шпонки

На протилежну думку [131] руйнування зразків відбувається крихко від відриву бетону в результаті дії головних напружень розтягу σ_{mt} .

Дослідники [132, 133] проводять аналогію між характером руйнування шпонки та бетонного куба (циліндра) при розколюванні за схемою, котра використовується для визначення міцності бетону розтягу, та роблять висновок, що переріз шпонки при дії зрізаючих сил виявляється розтягнутим і руйнування відбувається шляхом відриву, а не зрізу, що співпадає з [131].

У роботі залізобетонних шпонок виділяються дві характерні стадії: момент тріщиноутворення та руйнування. Аналіз експериментальних даних [134] засвідчує, що кут нахилу початкових тріщин до площини зрізу у шпонках залежить від відсотку армування. Так, для бетонних і слабо армованих він складає $(17 - 20)^\circ$ (що співпадає із даними [130]), а у шпонках із великим відсотком армування або попередньо напруженою арматурою досягає значно більших значень – $(30 - 35)^\circ$. У ході випробувань [135] знакозмінним навантаженням руйнування залізобетонних зразків відбувалося шляхом зрізу шпонки вздовж вертикальної тріщини в основі шпонки з поступовим розвитком деформації зсуву. Шпонки з великою кількістю арматури були більш пластичними порівняно зі слабо армованими. Цей висновок підтверджується також випробуваннями [35].

Визначальні фактори опору. Згідно експериментальних даних на опір окремих шпонок при зрізі впливає сукупність факторів.

Геометричні розміри та їх співвідношення. В [123] визначена залежність опору бетонних шпонок при зрізі від їх висоти h_k .

Автор [131] вважає, що опір шпонок значною мірою залежить від вертикальних напружень стиску $\sigma_{(y)}$, які визначаються розмірами шпонки: l_k , h_k , b_k . Максимальний опір відповідає співвідношенню $h_k/l_k = 3,83$ ($l_k/h_k = 0,261$). В дослідженнях [129] найбільше зусилля шпонки сприймають за $l_k/h_k = 0,3 - 0,35$.

В [81] співвідношення l_k/h_k прийнято за один із основних факторів, який обумовлює характер руйнування та граничне навантаження шпонок. Опір шпонок при зрізі пропонується визначати залежностями №13, наведеними в табл. 1.2. При зминанні та згинанні для важкого бетону вони набувають вигляду:

$$V_{loc}^k = f_{c,prizm} l_k / h_k A_{loc}; \quad (1.9)$$

$$V_{cut}^k = 0,5 \sqrt{f_{c,prizm} f_{ct} \frac{h_k}{l_k} A_{sh}}, \quad (1.10)$$

де площа зминання $A_{loc} = l_k b_k$, а площа зрізу $A_{sh} = h_k b_k$.

Максимальне навантаження шпонки сприймають при співвідношенні $l_k/h_k \approx 1/4$.

Кут нахилу опорних граней шпонки ψ за дослідними даними впливає на можливий характер руйнування та несучу здатність стиків. Науковці [35, 116, 126] вважають, що руйнування стику в результаті зсуву (без руйнування шпонки) реалізується при незначному горизонтальному обтисненні σ та великих кутах нахилу поверхонь шпонки до горизонталі $\psi > 45^\circ$.

Згідно [137] опір зрізу бетонних трапецієподібних шпонок приблизно в 1,5 рази вище ніж у прямокутних.

Японські науковці [138, 139] для трапецієподібних шпонок найкращі

показники щодо граничного опору отримали при $\psi = (30 - 45)^0$, у [135] при $\psi = 45^0$, а у [127] зазначений кут обмежується величиною 35^0 . У [139] перевага віддана трапецієподібним шпонкам із сталевібробетону.

Дані [122, 129] навпаки засвідчують, що форма шпонкового профілю істотного впливу на несучу здатність стиків не має.

Вважається [126], що для забезпечення пластичного характеру роботи шпонкових з'єднань з необхідним опором зрізу варто дотримуватися наступних геометричних обмежень: кут нахилу опорної грані шпонки $\psi \leq 35^0$; глибина шпонок $l_k \geq 20$ мм; їх висота $h_k \leq 500$ мм; співвідношення $h_k / l_k \leq 6,8$.

Форма робочого перерізу. У [133] встановлено, що на опір шпонки також впливає форма поперечного перерізу. Це пояснюється виникненням у робочому перерізі згинальних моментів і нормальних напружень розтягу, які викликані ексцентриситетом прикладання зрізаючої сили, а також впливом форми поверхні передачі зусилля на шпонку. Даний вплив пропонується оцінювати коефіцієнтом форми робочого перерізу m_k , котрий за даними дослідів для прямокутного перерізу з більшою стороною, орієнтованою за напрямком дії зрізаючої сили, можна приймати $m_k = 1,1$, для колового – $0,9$, для ромбовидного – $0,8$.

Вид та клас бетону. За дослідями [123, 131, 142, 158 – 159] зрізаюча сила лінійно залежить від міцності бетону розтягу f_{ct} (формули 1 – 5 та 12, табл. 1.2), автори [115, 119] представляють її як функцію від кубикової міцності бетону $f_{c,cube}$ (формули 6 і 7, табл. 1.2), а [78, 141, 143, 144] – як функцію від призмової міцності $f_{c,prizm}$ (формули 8 – 11, табл. 1.2). В [81] запропоновано визначати опір шпонок як залежність від обох характеристик $f_{c,prizm}$ і f_{ct} (формула 13, табл. 1.2). В дослідях спостерігається нелінійна залежність несучої здатності стику від класу бетону, при збільшенні $f_{c,cube}$ вдвічі (з 50 до 100 МПа) опір шпонок підвищується в середньому на 35 %.

На теперішній час виконані багаточисельні експериментальні

дослідження механічної поведінки сухих шпонкових з'єднань, виготовлених із важкого [145 – 156, 158, 159], легкого [114, 121, 136] та високоміцного [150 – 154] бетону; використовувалося також додавання сталеві фібри в бетони для сповільнення утворення в них тріщин та підвищення опору зсуву й пластичності [140, 155].

Обтиснення шпонок впливає на їх опір. У [81] стверджується, що завдяки обтисненню σ несуча здатність шпонкового стику зростає практично лінійно до $0,4 f_{c,prizm}$, а потім її збільшення значно уповільнюється. Як і за його відсутності крива несучої здатності складається із трьох ділянок, які відповідають можливим випадкам руйнування – від місцевого стиску, зрізу та згину. Ділянка кривої при зрізі для важкого бетону описуються формулою 9, табл. 1.3, із збільшенням обтиснення область реалізації зрізу шпонки розширюється. В [156] запропоновано збільшувати несучу здатність бетонного шпонкового стику на зріз за рахунок обтиснення на величину $7\sigma / \sqrt{f_{c,cube}}$ або зменшувати при розтяганні на $1 - (N\beta / A_{sw}f_{yw})^2$, де β – дослідний коефіцієнт, який при $N/V = 0,4 - 0,5$ можна приймати $0,6 - 0,7$ (тут $N = \sigma h_k b_k$); A_{sw} – площа поперечного перерізу арматури; f_{yw} – межа текучості арматури. Залежності опору (табл. 1.3) від величини обтиснення σ для окремих шпонок і шпонкових стиків пропонують норми України, Eurocode 2 й окремі дослідники [141 – 144, 156 – 166]. Дані [167], отримані для попередньо напружених стиків (що відповідає дії обтиснення), вказують, що їх тріщиностійкість підвищується на (50 – 60)%. Оцінюючи результати випробування зразків із обтисненням, автори [168] зафіксували лінійне зменшення коефіцієнта тертя з 0,8 до 0,4 при збільшенні обтиснення від 0,1 до 1,5 МПа.

Увага дослідників до розглянутих факторів впливу на несучу здатність шпонкових стиків не затухає [145, 148, 153, 155, 169 – 189]. Безперечно, міцність бетону на стиск та опір шпонок тертю виступають критичними факторами, що впливають на здатність з'єднань протидіяти зсуву. Але щодо

коефіцієнта впливу кожної компоненти висновки окремих досліджень абсолютно відрізняються. Попереднє напруження (обтиснення), кількість і структурна геометрія шпонок також впливають на несучу здатність шпонкового з'єднання. Однак, чіткої закономірності їх впливу поки що не виявлено.

Армування шпонок. На збіг характеру руйнування шпонкових з'єднань з поперечним армуванням і зразків, випробуваних в обоймі (тобто при обтисненні) вказують дані [130], причому армування тут збільшує опір шпонок на зріз не більше ніж на 25 %. В досліді [190] з двома групами однотипних зразків – із горизонтальною арматурою та із зовнішніми силами обтиснення, що дорівнюють зусиллю в арматурі $N = f_{yw}A_{sw}$, різниця в дотичних напруженнях складала лише 2%.

Дослідники [191 – 194] взагалі не розрізняють поперечне нормальне напруження, створене застосуванням зовнішньої сили, від отриманого при поперечному армуванні. Аналіз роботи армованих шпонок, виконаний у [132, 133], показує, що до вичерпання несучої здатності з'єднання бетон і арматура працюють спільно, і напруження в останній межі текучості не досягають. На думку авторів у цьому випадку врахувати наявність арматури можна зведенням її до еквівалентної площі бетону через співвідношення $\alpha = E_s / E_c$. За даними [35] арматура у стиковому з'єднанні підвищує опір руйнуванню, при цьому залізобетонне шпонкове з'єднання характеризується пружно-пластичною роботою при зрізі. Горизонтальна арматура після утворення вертикальної тріщини викликає напруження стиску на вертикальних площадках, що узгоджується з відомою гіпотезою про тертя ковзання. В [195] пропонується підвищувати опір шпонки за рахунок армування на величину $ff_{yw}A_{sw}$, де f – коефіцієнт тертя, котрий приймається 0,7. а думку [135] таке збільшення відбувається на величину $f(N_s - \eta_\psi f_{sh(loc)}^k A_{sh(loc)})$ де $f = 0,7 - 0,8$; η_ψ – коефіцієнт, який дорівнює відношенню сили розпору до сили зрізу $\eta_\psi = (tg\psi - f) / (1 + ftg\psi) \geq 0,15 \div 0,2$, $f_{sh(loc)}^k$ – міцність бетонних шпонок при руйнуванні від зрізу або зминання.

Більшість дослідників дотримуються думки, що в залізобетонній шпонці арматура включається в роботу тільки після утворення тріщин, однак дані [135, 185] указують на підвищення тріщиностійкості шпонки за рахунок армування до 22%. [81] вважає, що ефект армування до утворення тріщин обумовлений появою напружень стиску σ , які перпендикулярні площині зрізу, врівноважують розтягуючі зусилля в арматурі та дорівнюють $\sigma = N_s^{crc} / \rho_{sw} A_{sh}$, де N_s^{crc} – зусилля в арматурі на момент тріщиноутворення; ρ_{sw} – коефіцієнт поперечного армування. Опір за рахунок армування після утворення тріщини збільшується на величину $N_s - N_s^{crc}$, де $N_s = \sigma_{sw} \rho_{sw} A_{sh}$ і $N_s^{crc} = 1,8 \rho_{sw} \alpha f_{sh,c}^k A_{sh}$. Опір зрізу залізобетонних шпонок визначає формула 6, табл. 1.4. Величина напружень в арматурі при цьому залежить від коефіцієнта армування та приймається як $\sigma_{sw} = f_{yw}$ при $\rho_{sw} \leq 0,02$ або $\sigma_{sw} = (1,7 - 35 \rho_{sw}) f_{yw}$ при $\rho_{sw} > 0,02$.

Вважається, що існує деяка межа насичення стику в'язями (арматурою), при досягненні котрої подальше збільшення відсотка армування не тільки не підвищить опір, але і зробить руйнування більш крихким [125]. За результатами обмеженої кількості експериментів зроблений висновок, що для ефективної роботи з'єднання співвідношення $f_{yw} A_{sw} / f_{ct} A_{sh}$ повинно бути менше ніж 2,5.

В [126] стверджується, що в стані, близькому до граничного, необхідно враховувати нагельний ефект в арматурі, що складає:

$$1,8 \rho_{sw} f_{ct} \sqrt{f_{yw}} \cdot \quad (1.11)$$

Схожа формула надається в [139]:

$$1,6 \rho_{sw} f_{yw} \sqrt{\frac{f_{c,prizm}}{f_{yw}}} \cdot \quad (1.12)$$

У роботі [196] відзначається, що після появи в армованому стику тріщин, які перетинають усі шпонки, в арматурі відбувається приріст деформацій розтягу, при цьому не спостерігається суттєвої різниці у величинах деформацій верхньої та нижньої фібр арматури (до 4 %). Дослідження [197] засвідчили, що

частка нагельного ефекту в забезпеченні несучої здатності стику не перевищувала 1%.

Як правило, арматура в шпонках встановлюється посередині її висоти. У літературі практично відсутні дані про оцінювання впливу рознесення арматури у два рівні за висотою шпонки на несучу здатність стиків. Однак, на нашу думку, вплив згинального моменту вказує на необхідність врахування характеру армування. У більшості досліджень напруження в арматурі у момент руйнування стиків досягали межі текучості, однак при появі пропозиції щодо застосування в стиках гнучких петель із високоміцного дроту у якості армування, постає питання про характер їх роботи під навантаженням, котре активно вивчається [98 – 109].

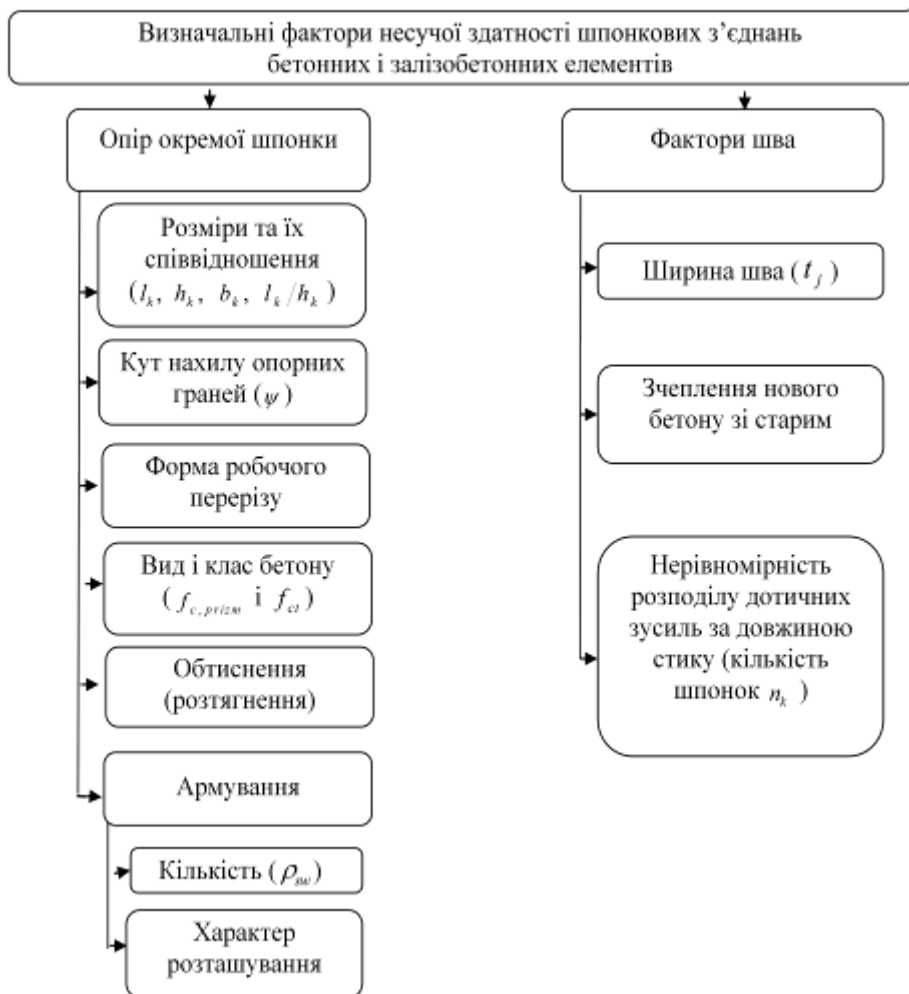


Рисунок 1.30 – Визначальні фактори несучої здатності шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів

Пропонується класифікувати визначальні фактори несучої здатності шпонкових стиків, як представлено на рис. 1.30, на: геометричні параметри (розміри шпонок та їх співвідношення, кут нахилу опорних поверхонь, форма робочого перерізу); міцносні характеристики бетону (вид і клас бетону); характер завантаження (поперечне та поздовжнє зусилля – обтиснення); армування (кількість і характер розташування арматури за висотою шпонки).

Експериментальними дослідженнями шпонкових стиків займалися: G.H. Ahmed, H.B. Andersen, M. Alcalde, D. L. Araujo, A. Biswal, Z.-Y. Bu, O. Buyukozturk, L. Chen, J. Cristofferson, J. Fauchart, F. Feng, G. Fischer, P. Ge, D. Guan, Y. D. Hamadi, L. C. Hoang, I. Holly, W. Hou, J. Houborg, Y. Hu, H.H. Hussein, I.S. Ibrahim, B. C. Jensen, H. Jiang, Z. Jin-Ping, H. B. Jørgensen, K.B. Kaare, S. Kaya, P. R. Kumar, T. Liu, Y. Naotaka, I. Nicula, T. Norimono, J. F. Olesen, D. G. Poulsen, A. M. Prasad, A.K. Sengupta, R. Shamass, I. A. E. M. Shehata, S. Song, J. H. Sørensen, C. Traver-Abella, J. Turmo, S.H. Rizkalla, G. Rombach, S. Saibabu, B. Wu, X. Yan, M. Ye, U. I. Zech, X. Zhang, Q. Zhi, X. Zhou, Г.І. Ашкінадзе, П.М. Бобришев, І.Л. Герасімова, Е. Горачек, В.С. Єськов, Т.С. Каранфілов, В.Г. Кваша, В.І. Коноводченко, П.М. Коваль, М.М. Коровін, В.І. Лишак, Є.Г. Лотоєва, Н.Г. Мартинова, А.М. Парамзін, В.В. Погрібний, Д. Пуме, І.О. Рохлін, А.С. Семченков, Б.С. Соколов, О.В. Черкашин й інші.

Однак, єдиної думки про характер і ступінь впливу окремих факторів не існує, що обумовлює необхідність подальших досліджень.

1.5 Методи розрахунку стиків при зрізі

У табл. 1.2 – 1.4 представлені емпіричні формули для визначення опору шпонок. Велика кількість таких залежностей (далеко не вичерпна) свідчить про увагу дослідників до питання, що розглядається. Розрахунки несучої здатності стиків ускладнюються через відсутність розрахункових моделей, котрі враховують вплив визначальних факторів при їх сполученні. Прийняття до уваги лише окремих факторів приводить до неточності оцінювання.

В [198] особливо підкреслено, що застосування емпіричних формул може бути небезпечним, якщо параметри шпонкового стику суттєво відрізняються від дослідних зразків, за результатами випробування котрих були побудовані залежності для визначення їх несучої здатності.

Таблиця 1.2 – Розрахункові залежності для визначення опору бетонних шпонок при зрізі

№ з/п	Розрахункові залежності	Джерело
1	2	3
1	$V_{sh,c}^k = (1,5 + 24/h_k) f_{ctd} A_{sh}$	[123]
2	$V_{sh,c}^k = k f_{ctd} A_{sh}$, де $A_{sh} = h_k b_k$ – площа зрізу шпонки, $k = 1,5$ – емпіричний коефіцієнт	[158]
3	$V_{sh,c}^k = m f_{ctd} A_{sh}$, де m – коефіцієнт, який дорівнює: $m = k(2,04 - 0,266k)$, $k = 1,5 - 1,8$	[131]
4	$V_{sh,c}^k = c f_{ctd} A_{sh} \leq 0,5 v f_{cd} A_{sh}$, де c – коефіцієнт, для шпонкового профілю приймається 0,5	[142, 157]
5	$V_{sh,c}^k = 6 f_{ctd} l_k h_k$ $b_k h_k$	[123]
6	$V_{sh,c}^k = 2,1 A_{sh} \sqrt{f_{c,cube}}$, де $f_{c,cube}$ – кубикова міцність бетону (в кгс/см ²)	[119]
7	$V_{sh,c}^k = 1,7 A_{sh} \sqrt{f_{c,cube}}$, де $f_{c,cube}$ – кубикова міцність бетону в кгс/см ²	[115]
8	$V_{sh,c}^k = 0,2 \sqrt{f_{cd}} A_{sh}$	[143]
9	$V_{sh,c}^k = 12 A_{sh} \sqrt{6,792 \times 10^{-3} f_{cd}}$	[141]
10	$V_{sh,c}^k = 0,14 f_{cd} A_{sh}$	[144]
11	$V_{sh,c}^k = 6 f_{ctd} b_k h_k$	[78]
12	$V_{sh,c}^k = 2 f_{ctdj} A_{sh}$, $V_{sh,c}^k = f_{ctdj} l_k b_k$	[159]
13	$V_{sh,c}^k = \frac{1}{3} \left[1,9 \sqrt{f_{cd} f_{ctd}} + f_{cd} \left(0,6 - \frac{l_k}{h_k} \right)^2 \right] A_{sh}$ для важкого бетону; $V_{sh,c}^k = \frac{1}{3} \left[2,9 \sqrt[3]{f_{cd} f_{ctd}} + f_{cd} \left(0,4 - \frac{l_k}{h_k} \right)^2 \right] A_{sh}$ для керамзитобетону	[81]

Рис. 1.31 наочно ілюструє неоднозначність запропонованих залежностей для визначення опору бетону від рівня обтиснення, де величина граничного

навантаження при обтисненні 8 МПа змінюється від 150 до 300 кН згідно різних пропозицій.

Таблиця 1.3 – Розрахункові залежності для визначення опору бетонних обтиснутих шпонок при зрізі

№ з/п	Розрахункові залежності	Джерело
1	2	3
1	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + 0,5\sigma A_{sh}$	[141]
2	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + \mu_{sw}\sigma A_{sh}$, де $\mu_{sw} = 0,65$ – коефіцієнт тертя	[144]
3	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + 0,7N$	[158]
4	$V_{sh,\sigma}^k = N + 0,9V_{sh,c}^k$	[160]
5	$V_{sh,\sigma}^k = (0,65\sqrt{f_c} + 1,36\sigma)A_j$, де A_j – площа стику в м ² , f_c в МПа, $V_{sh,\sigma}^k$, МН	[162]
6	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + \frac{7}{\sqrt{f_{c,cube}}}\sigma$, де $f_{c,cube}$ (в кгс/см ²)	[156]
7	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k + \sqrt{6,792 \times 10^{-3} f_{cd}} \times 2,466\sigma A_i$, де A_i – площа ділянок між шпонками	[141]
8	$V_{sh,\sigma}^k = (cf_{ctd} + \mu\sigma)A_{sh}$, де μ – коефіцієнт, для шпонкового профілю 0,9; $\sigma \leq 0,6f_{cd}$	[142, 157]
9	$V_{sh,\sigma}^k = V_{sh,c}^k (1 + 6,1\sigma(1 - 0,49\sigma / f_{cd}) / (1 + l_k / h_k))$	[81]
10	$V_{sh,\sigma}^k = \sqrt{f_c} (0,205\sigma + 0,996)A_{sh} + 0,6\sigma A_j$	[163]
11	$V_{sh,\sigma}^k = A_j(1,14\sigma + 0,0564f_{cd})$	[164]
12	$V_{sh,\sigma}^k = \cot(-0,117\sigma / f_t + 0,235)(\sigma + 0,394f)A_{sh}$	[166]
13	$V_{sh,\sigma}^k = f_c^{2/3}(0,07\sigma + 0,33)A_k + 0,6\sigma A_i$ при $f_c \leq 50$ МПа $V_{sh,\sigma}^k = \ln(1 + 0,1f_c)(0,49\sigma + 0,233)A_{sh} + 0,6\sigma A_i$ при $f_c > 50$ МПа	[165]

Серед існуючих методів розрахунку шпонкових стиків можна умовно виділити:

- нормативні [126, 142, 157, 158, 160], у яких відсутній єдиний підхід до визначення несучої здатності з'єднань, запропоновані залежності не враховують повну сукупність факторів, які впливають на роботу як шпонки, так і стику в цілому, у більшості випадків це призводить до суттєвого заниження теоретичної несучої здатності стиків порівняно з дослідною;

Таблиця 1.4 – Розрахункові залежності для визначення опору залізобетонних шпонок при зрізі

№ з/п	Розрахункові залежності	Джерело
1	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 - f k_\alpha) + f (\rho_{sw} f_{ywd}) b_k u_k,$ <p>але не більше ніж $V_{sh,s}^{\max} = b_k u_k f_{ctd} \sqrt{f_{ctd} + \rho_{sw} f_{ywd}},$ де f дорівнює при сейсмічних впливах – 0,5; для інших випадків – 0,7</p>	[158]
2	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 - f \eta_\psi) + f A_{sw} f_{ywd},$ де $V_{sh,c} = 1,5 f_{ctd} A_{sh}; \eta_\psi \geq 0,15 \div 0,2;$	[153]
3	$V_{sh,s} = V_{sh,c} + 0,7 f_{ywd} A_{sw},$ де $V_{sh,c} = 2 f_{ctd} A_{sh}$	[174]
4	$V_{sh,s} = V_{sh,c} + f (f_{ywd} A_{sw} - \eta_\psi V_{sh,c}),$ де $V_{sh,c} = 2 f_{ctd} A_{sh} \quad f = 0,7 \div 0,8; \eta_\psi = 0,15 \div 0,2$	[119]
5	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 + E_{cd} / E_s),$ де $V_{sh,c} = 2 f_{ctd} A_{sh}$	[125]
6	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 + 1,8 \rho_{sw}) + 0,7 \rho_{sw} (\sigma_{sw} - 1,8 \alpha V_{sh,c})$	[81]
7	$V_{sh,s} = V_{sh,c} (1 + 4 \times 10^{-5} f_{ywd} n d),$ де $V_{sh,c} = 1,7 A_{sh} \sqrt{f_{cd}};$ n, d – кількість і діаметр арматурних стержнів у стику	[108]
8	$V_{sh,s} = V_{sh,c} + \rho_{sw} f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) A_{sh} \leq 0,5 v f_{cd} A_{sh},$	[150]
9	$V_{sh,s} = V_{sh,c} + f f_{ywd} A_{sw},$ де $V_{sh,c} = 2 f_{ctd} A_{sh}; f = 0,7$	[128]

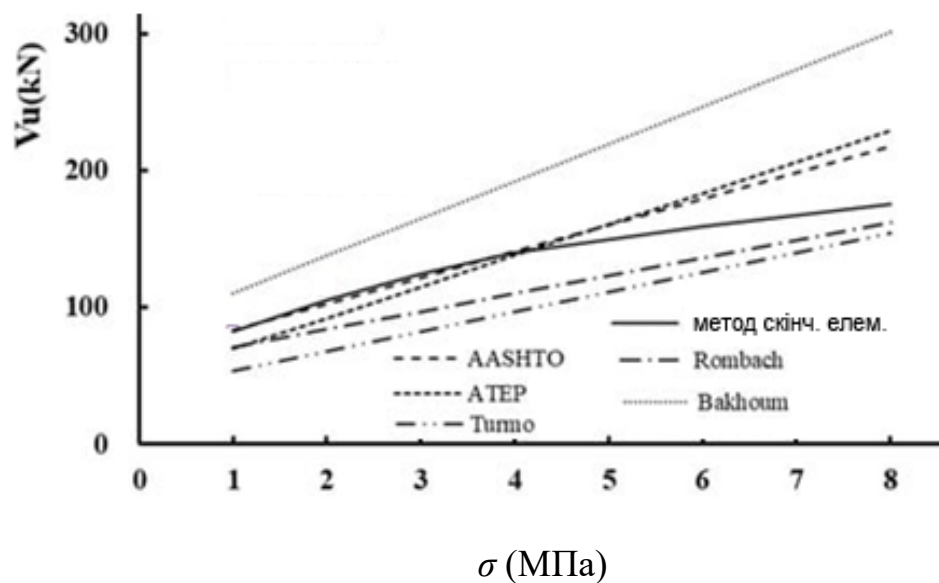


Рисунок 1.31 – Залежність опору бетонної шпонки зрізу від величини обтиснення [164]

- авторські методи (з емпіричною та теоретичною основами), наприклад: в [81] запропонована формула для визначення зусилля зсуву в багатошпонковому з'єднанні; в [115] несуча здатність стику описується функцією, котра рекомендується в [199], при цьому величина напружень у бетоні й арматурі визначається із умов розподілу поперечного зусилля стиску за всією площею шва, а розтягу – тільки за площею шпонки.

В [121] за основу розрахунку несучої здатності стику покладена залежність розподілу зусиль уздовж шпонкового шва, на величину котрих впливає розміщення шпонки в стику, їх крок, коефіцієнт зсуву, переріз замоноличеного елемента та модуль пружності бетону замоноличування.

Несуча здатність стику за розрахунковою моделлю [129] визначається опором стиснутої смуги між шпонками в межах шва, геометричні параметри смуги в свою чергу обумовлені шириною шва, кількістю шпонок у з'єднанні, його армуванням.

Теорія опору анізотропних матеріалів у стиснутому силовому потоці (рис. 1.32) в [200] використовується для підрахунку опору шпонкового шва.

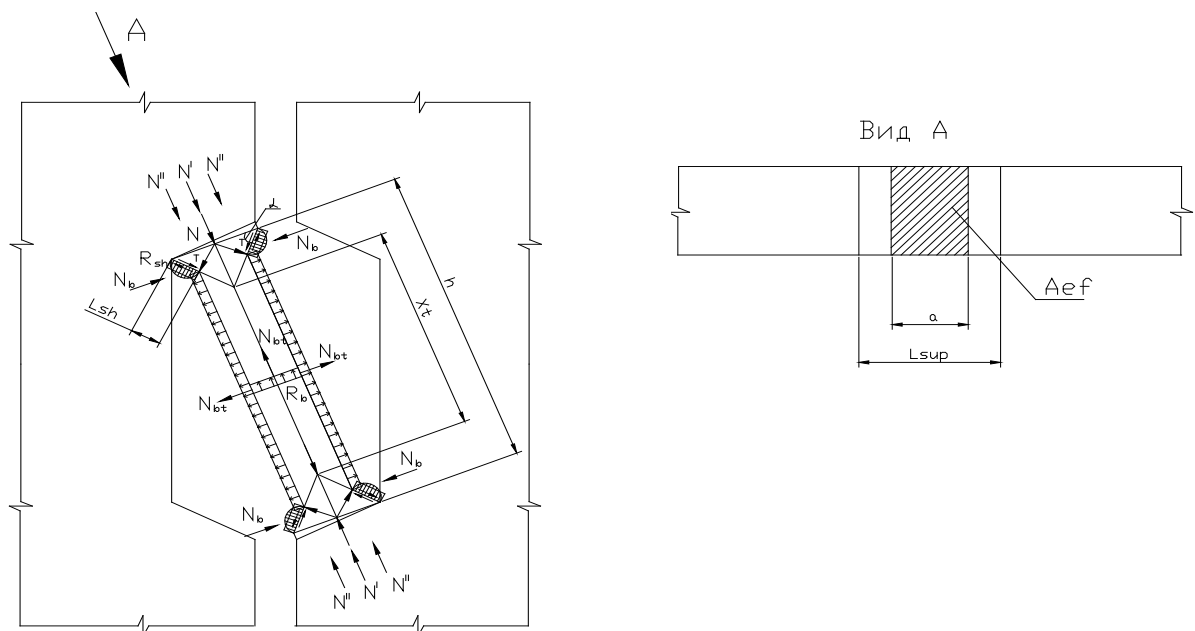


Рисунок 1.32 – Розрахункова схема шпонкового з'єднання за [200]

Умова опору бетонної смуги записується у вигляді:

$$N \leq (mf_{ct}l_t \cos \alpha + 2f_{sh}bl_{sh}) / \sin \alpha + f_{c,prizm}A_{ef}, \quad (1.13)$$

тут $l_t = h - l_{loc} \cos \alpha \sin \alpha$, $A_{ef} = b l_{loc} \sin^2 \alpha$, $f_{sh} = 3 f_{c,cube}$, $(l_{loc} / h)^{1/3} = \operatorname{tg} \alpha / 0,48$.

Автором не розглядалися вплив ширини шва, кута нахилу опорних поверхонь шпонки й армування стику.

Відомо, що методи теорії пластичності приводять до простих розрахунків при складних неоднорідних напружено-деформованих станах. Модель ідеально пластичного тіла є привабливою для використання в практиці.

Історія розвитку теорії пластичності бетону [201, 202] пройшла довгий шлях від Галілея через Кулона до математичної теорії пластичності, сформульованої Р. Хіллом [203] і П. Ходжем [204], В. Прагером і Д. Друкером [205 – 210] та незалежно від них О.О. Гвоздєвим [211, 212]. Вперше застосування цього методу до залізобетонних плит було запропоновано К. Йохансеном [213, 214], потім розповсюджено на стіни, зсув балок і продавлювання М. Нільсеном [215 – 217] і членами Copenhagen Shear Group [218 – 228]. Одночасно із цим успіхи досягнуті дослідницькими групами в Цюріху [229 – 237], Лозанні [238, 239], Кембриджі [240, 241], Торонто [242 – 247], Х'юстоні [248, 249] й ін. [250 – 265].

Розрахунок із урахуванням пластичних деформацій ґрунтується на методі оцінки нижньої (статичному) або верхньої (кінематичному) межі, при цьому кінематичний підхід менш розвинутий ніж статичний.

У [81] за допомогою методу характеристик на основі теорії ідеальної пластичності бетону [79] отримані рішення задач опору при зминанні, зрізі та згині шпонкових стиків із прямокутним профілем: параметри напруженого стану, геометричні розміри областей пластичності та граничне навантаження обчислено із системи рівнянь, яка включає співвідношення параметрів на характеристичних лініях і умови рівноваги частин елемента. Через складність використовуваних систем рівнянь отримані чисельні рішення задач опору, котрі надалі апроксимовані методом найменших квадратів.

Методика розрахунку, запропонована в [98], реалізує верхню оцінку жорстко-пластичної моделі для визначення несучої здатності при зрізі

вертикальних з'єднань стінових панелей з тросовими петлями. Експериментальні дослідження таких з'єднань показали, що їх несуча здатність завдяки відносно високій міцності на розрив тросових петель обумовлена руйнуванням бетону в поєднанні з текучістю анкерного стержня [100, 101] (рис. 1.33).

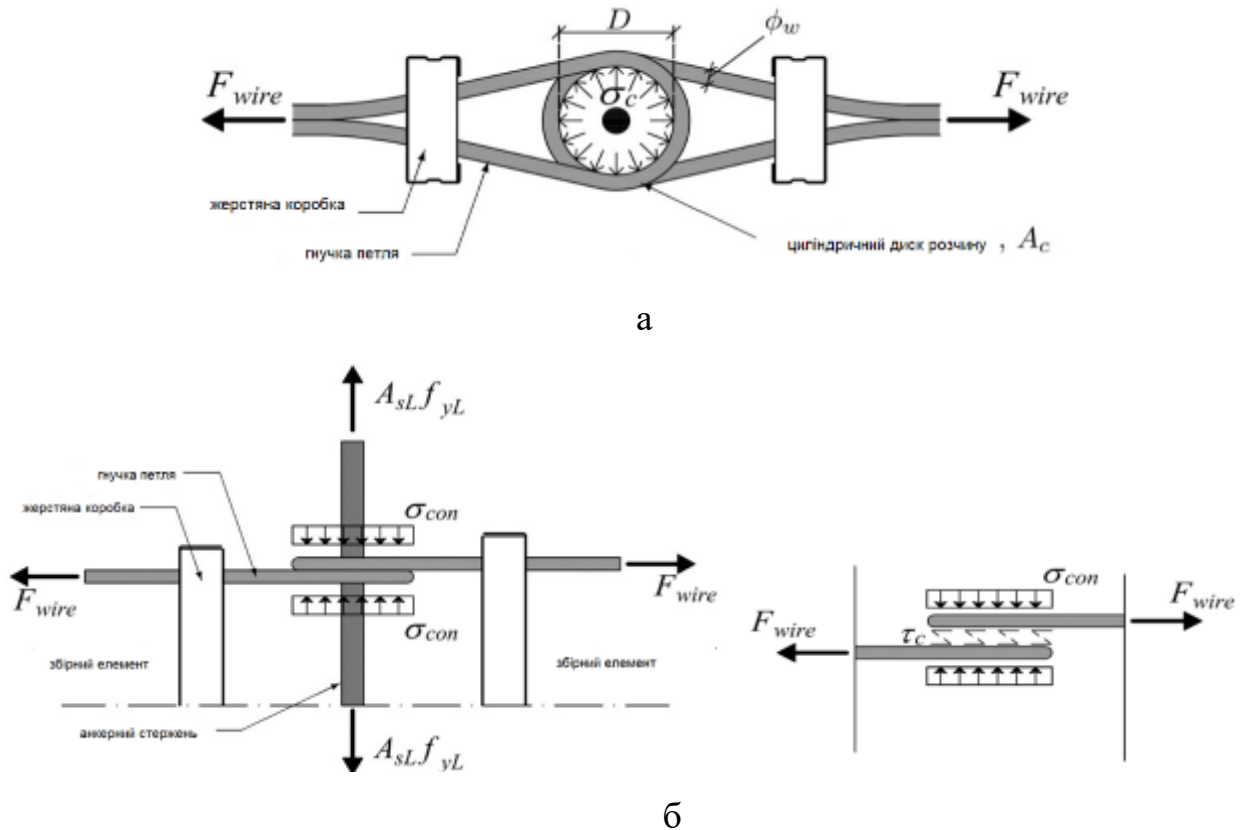


Рисунок 1.33 – Ідеалізований напружений стан диску розчину всередині перекривання тросових петель: вид зверху (а) і збоку (б) [98]

Так як тросові петлі характеризуються крихким руйнуванням при розтязі, то при проектуванні їх пропонується розглядати як «найміцнішу ланку» у з'єднанні. При поєднанні високої міцності на розтяг і відносно малого діаметру d_w тросів, які утворюють петлю діаметром D , спостерігається дуже висока концентрація напружень у частині розчину стику, який знаходиться в межах напустку тросових петель. Тому сила натягу F_{wire} , що передається між петлями, обмежується місцевим роздробленням розчину. Зусилля F_{wire} пропонується визначати із розгляду спрощеного напруженого стану плоского диску розчину

діаметром D і товщиною d_w , в якому виникає гідростатичний тиск σ_c . У напрямку, перпендикулярному до площини розчину, діють напруження σ_{con} (рис. 1. 33). Через розташування петель у різних рівнях на їх межі виникають дотичні напруження τ_c .

При виборі критерію руйнування розчину в умовах об'ємного напруженого стану за даними [129] поєднано критерії руйнування для бетону та цементного тіста, так як поведінка розчину знаходиться між ними.

При розрахунках стиків розглядаються два ідеалізовані кінематичні механізми. Згідно першого (рис 1.34, а) поверхня руйнування включає тільки вертикальні ділянки. При досягненні коробки з тросом, яка заповнена розчином, лінії текучості прорізують бетон, що приводить до розсіювання пластичної енергії. Поверхні стику між шпонками змащувалися перед бетонуванням і опором руйнуванню на них нехтується. Окрім пластичної енергії, яка розсіюється вздовж ліній текучості, береться до уваги також вплив тросових петель.

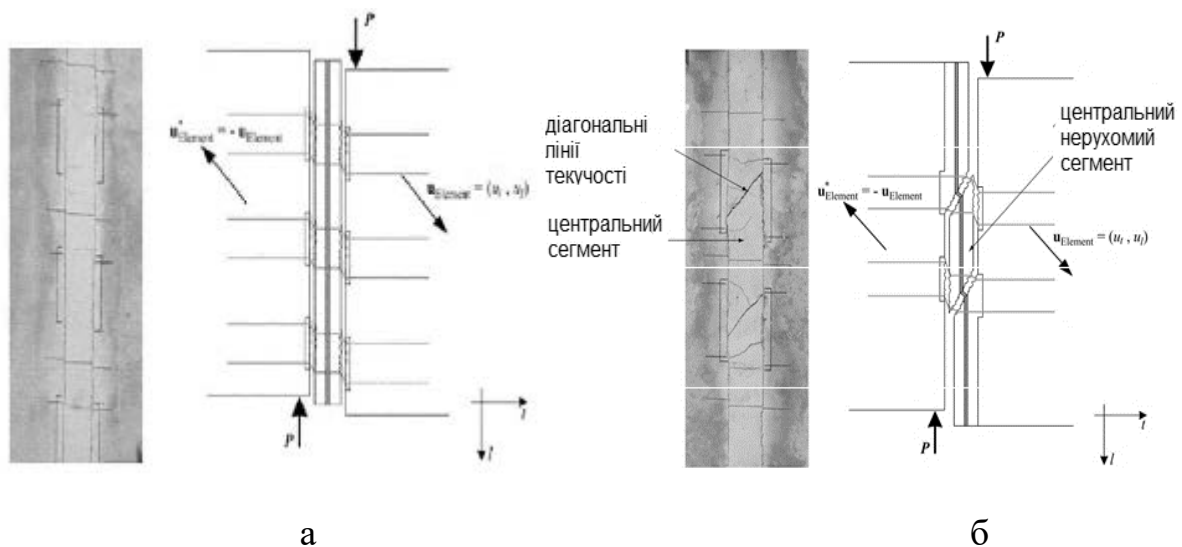


Рисунок 1.34 – Механізми руйнування, котрі спостерігаються в дослідях, та ідеалізовані схеми без (а) і з діагональними (б) лініями текучості [98]

Другий кінематичний механізм (рис. 1.34, б) включає в себе крім вертикальної і діагональні лінії текучості: система ділянок руйнування розділяє стик на певну кількість сегментів (три у випадку на рис. 1.34). Центральний

сегмент має форму паралелограма, верхній приєднаний до збірного елемента зліва, а нижній справа. У разі наявності трьох і більше коробок, кількість сегментів у формі паралелограма збільшується. Для обчислення енергії, що розсіюється в лініях текучості, застосовуються параметри векторів відносного зсуву. Анкерна арматура вносить безпосередній вклад у внутрішню роботу, т.я. діагональні лінії текучості їх перетинають, при визначенні зусилля в тросовій петлі напруження σ_{con} приймаються такими, що дорівнюють нулю.

На рис. 1.35 наведений спрощений механізм руйнування [198, 266] та моделі стійки-тяжі [129, 266], котрі використовуються для аналітичного моделювання зсувної здатності шпонкових з'єднань з використанням гіпотези жорстко-пластичного тіла, існують також роботи [98, 100, 101], в яких запропоновані розв'язки для подібних задач у разі застосування гнучких дротяних петлевих з'єднань між стіновими панелями (розглянуті більш докладно вище).

Застосування теорії пластичності в розрахунках залізобетонних конструкцій виконано в дослідженнях : A.L.L. Baker, M.W. Braestrup, F. Cavagnis, W-F.Chen, M.P. Collins, D.C. Drucker, J.J. Heyman, R. Hill, L.C. Hoang, P.G. Hodge, T.T.C. Hsu, T.J. Ibell, K.W. Johansen, H.B. Jørgensen, W.T. Koiter, P. Marti, T. Morley, P. Mueller, A. Muttoni, M.P. Nielsen, B.Paul, W.A. Prager, J. Schlaich, J.H. Sørensen, F.J. Vecchio, O.O. Гвоздєв, Г.А. Генієв, Б.С. Соколов, В.П. Митрофанов, В.В. Погрібний та інш.

Згадані методи забезпечують надійні інструменти для оцінювання граничної несучої здатності стиків та достатньо точно обмежують граничне навантаження. Однак, зі зростанням складності конструкцій, стає все важче визначити адекватну оцінку полів напружень або полів переміщень вручну, отже, необхідні числові методи.

Альтернативним підходом до моделювання роботи шпонкових з'єднань залізобетонних конструкцій є застосування методу скінченних елементів, який дозволяє: геометрично описувати модель будь-якої складності; враховувати нелінійність роботи матеріалів; моделювати процес тріщиноутворення та

розвитку тріщин, а також зміну характеристик матеріалу; врахувати контактну взаємодію елементів з'єднання; приймати до уваги вплив повторно-змінних навантажень на поведінку конструкції; отримати більш повну картину напружено-деформованого стану. Програмні комплекси ANSYS, ABAQUS, ATENA, LIRA, SCAD Office, MIDAS мають вбудовані моделі залізобетону.

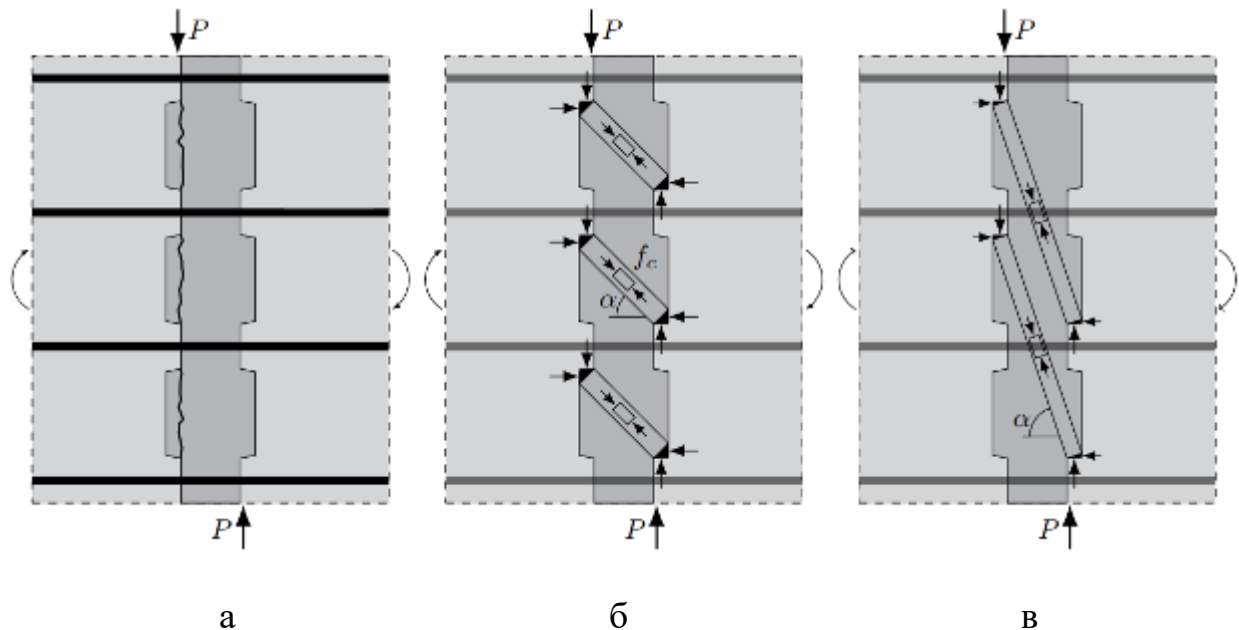


Рисунок 1.35 – Спрощений механізм руйнування [198, 266] (а) та моделі стійки-тяжі [129, 266] (б, в) для аналітичного моделювання зсувної здатності шпонкових з'єднань

Відомі дослідження G. Alfano, G. Chen, Z. Chen, J. Feng, Z.C. Fang, M.A Herfelt, L. C. Hoang, J.F. Jensen, H.B. Jiang, H.B. Jørgensen, J.H. Li, Z. Li, J. Ma, K. Matsumoto, S. Mehrpay, P.N. Poulsen, Z. Sha, R. Shamass, Ju. Shao, T. Ueda, S. Di Wang, Z.Wang, J. Xiao, F.Yue, U. Zhan, X. Zhou, M. Zhu, Sh. Zhao та інш. [98, 104, 105, 150, 175, 178, 179, 267 – 292] присвячені моделюванню роботи шпонкових стиків, більшість із них виконана у програмному комплексі ABAQUS.

Крім класичної нелінійної моделі скінченних елементів також використовується чисельний підхід до граничного аналізу, котрий: дозволяє розглядати отримані результати в тому ж контексті, що й існуючі аналітичні

моделі та забезпечує можливість прямого порівняння; ефективніший з погляду обчислювальних витрат, ніж детальний нелінійний аналіз шляхом скінченних елементів (він розглядає лише несучу здатність, що є основною метою практичного проектування за граничними станами). Чисельний граничний аналіз дозволяє визначати граничну несучу здатність за один крок, що є очевидною перевагою перед нелінійним методом скінченних елементів у практичних додатках. Детальне моделювання шпонкових з'єднань методом скінченних елементів слід розглядати в довгостроковій перспективі, в рамках якої дослідники працюють над розробкою чисельних інструментів для проектування граничних станів будівель у цілому.

У Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» було створено варіаційний метод у рамках теорії ідеальної пластичності бетону [276 – 279]. Основою цього методу є такі засади:

– для бетону на стадії руйнування прийнята гіпотеза про ідеальну пластичність, а також запропоновано якісний критерій для оцінки можливості її використання при розрахунках несучої здатності (опору) [276]. При цьому зовні крихкий характер руйнування не заважає застосуванню теорії пластичності.

– у якості умови пластичності приймається умова міцності бетону [79]:

$$F(\sigma_{ij}) = T^2 + m\sigma - T_{sh}^2 = 0, \quad (1.14)$$

де $m = f_c - f_{ct}$; $T_{sh}^2 = f_c f_{ct} / 3$; T – інтенсивність дотичних напружень; σ – середнє напруження;

– розрахунковою моделлю враховується збільшення об'єму бетону (дилатація), тому швидкість об'ємної деформації ξ не нульова; залежність між швидкостями деформації ξ_{ij} та напруженнями σ_{ij} визначається асоційованим законом текучості:

$$\xi_{ij} = \lambda \partial F / \partial \sigma_{ij}; \quad (1.15)$$

– використовується модель жорстко-пластичного тіла, що передбачає локалізацію пластичних деформацій у тонких шарах на зрізовій поверхні [277, 280 – 282];

– інтенсивність армування розглядуваних залізобетонних конструкції та їх елементів така, що в момент руйнування бетону арматура досягає граничного стану.

Функціонал варіаційного методу (за умови відсутності інерційних і масових сил) записується як:

$$J = \int_{S_l} W_c dS - \int_{S_f} f_i^* V_i dS - \int_{S_V} f_i V_i^* dS, \quad (1.16)$$

де W_c – питома потужність пластичного деформування бетону; S_l – площа поверхні локалізації пластичної деформації, f_i^* , V_i^* – задані сили і швидкості на ділянках S_f і S_V поверхні твердого тіла $S = S_f \cup S_V$.

Для плоских напружених станів перший член виразу (1.16) виглядає як:

$$I_l = \int_{S_l} m \left[2 B \left(1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_t}{\Delta V_n} \right)^2 \right)^{0,5} - 1 \right] \Delta V_n dS, \quad (1.17)$$

тут $B^2 = [1 + \chi / (1 - \chi)^2 / 3]$, $\chi = f_{ct} / f_c$, ΔV_t , ΔV_n – розриви дотичної та нормальної до S_l складових швидкості.

Найпростішим є розв'язок задач опору у розривних функціях швидкостей на основі кінематично можливих схем руйнування при $J = 0$ шляхом пошуку безумовного (умовного) мінімуму потужності пластичного деформування.

Нормальні та дотичні напруження, котрі діють на поверхні руйнування, виражені через розриви швидкостей, мають вигляд:

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left(0,5 \pm \frac{B \Delta V_n}{\sqrt{(\Delta V_n)^2 + 0,25(\Delta V_t)^2}} \right); \quad (1.18)$$

$$\frac{\tau}{m} = \pm \frac{1}{2} \frac{B \Delta V_t}{\sqrt{(\Delta V_n)^2 + 0,25(\Delta V_t)^2}}. \quad (1.19)$$

Приймаючи до уваги обмежені пластичні властивості бетону, одночасність існування граничного стану за всією областю руйнування можна

вважати характерною рисою пластичного кінематичного механізму тіл із неоднорідним напружено-деформованим станом. Зазначене твердження приймається за якісний критерій можливості застосування теорії пластичності до розрахунку несучої здатності (опору) залізобетонних конструкцій (елементів) не зважаючи на зовні крихкий характер їх руйнування [276].

Суттєві результати отримані на основі застосування даного методу при розрахунках несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій за осьового та місцевого стиску, сумісної дії вертикального та горизонтального навантаження, при дії поперечних сил на ділянках біля опор [282 – 292] і він представляється перспективним при створенні методології розрахунку стикових з'єднань із підвищеним опором зрізу.

1.6 Висновки за розділом 1

Аналітичний огляд літератури з питань досліджень зрізу як форми руйнування стикових з'єднань несучих залізобетонних конструкцій дозволяє зробити наступні висновки.

1. На теперішній час у цивільному будівництві набуває розповсюдження сучасна технологія збірно-монолітного каркасу, в основі якої лежить класична рамно-в'язева система колон, ригелів та перекриттів із багатопустотних попередньо напружених плит або плит-опалубок, а також безбалкова конструктивна система. Однак, багаторічний досвід розвитку країн Європи свідчить про те, що інтенсивне нарощування обсягів будівництва неможливе і без модернізованого панельного домобудування.

2. При реалізації збірно-монолітного каркасного домобудування специфічною вимогою є забезпечення несучої здатності контактного стику збірного елемента й монолітного бетону, що вимагає здійснення його розрахунку. Під час проектування збірних і збірно-монолітних конструктивних систем із залізобетону важливо приділяти особливу увагу стикам несучих елементів, які забезпечують їхню спільну роботу під навантаженням. Значну

роль у цьому відіграють шпонкові з'єднання, що характеризуються підвищеним опором до зрізу.

3. Зрізова форма руйнування різноманітна, реалізується в елементах із різним напружено-деформованим станом (за відсутності та наявності зони розтягу), котрі відрізняються геометричними формами та схемами передачі навантаження, зокрема в стикових з'єднаннях ригелів із колонами та колон з фундаментами, горизонтальних і вертикальних стиках стінових панелей, контактних стиках збірно-монолітних конструкцій, стиках плит перекриттів і покриттів між собою та із ригелями, стіновими панелями та колонами залежно від конструктивної системи будівлі й ін.

4. У зв'язку із необхідністю вирішення широкого кола практичних завдань несучої здатності стикових з'єднань при дії поперечних сил, важливе значення має питання про міцність бетону при так званому «чистому зрізі» f_{sh} .

5. Спроби встановити зазначену характеристику міцності бетону із подальшим застосуванням принципу «суперпозицій», накладаючи вплив бокового стиску або розтягу, не дали позитивного результату. Знайти зразок, в якому «чистий зріз» як окремий випадок напруженого стану та форма руйнування бетону суміщаються, не вдалося. Так, при напруженому стані «чистий зріз» зразки руйнуються шляхом відриву, а при зрізовій формі на поверхні руйнування діють дотичні та нормальні напруження. Вказане можливо пояснити відсутністю дійсних площин ковзання при напруженому стані «чистий зріз».

6. Унаслідок підвищеної уваги до питання зрізу бетону запропоновано багато залежностей для визначення величини його опору. Пропозиції можна поділити на три групи залежно від міцносних характеристик бетону стиску (розтягу), які виступають аргументом функції опору зрізу: міцність бетону при стисковій $f_{c,prizm}$ ($f_{c,cube}$); міцність бетону при розтягу f_{ct} або їх поєднання. При цьому всі залежності підтверджуються конкретними експериментальними даними, для інших же випадків мають велику похибку або являються зовсім неприйнятними, що іще раз доводить обмеженість емпіричним шляхом формул.

7. Аналіз запропонованих залежностей свідчить про їх суттєву відмінність, і необхідність для кожної конкретної задачі врахування специфіки напружено-деформованого стану елементів, які руйнуються шляхом зрізу, обумовлену характером прикладання навантаження (моментна та безмоментна схеми), геометрією елементів, а також наявністю обтиснення й армування.

8. Згідно наявних дослідних даних характер руйнування одношпонкових стиків пропонується класифікувати як зсув за чотирма випадками: без руйнування шпонок; за наближеним до вертикалі і похилим перерізом шпонок; за швом. Реалізується варіант із найменшим значенням граничного навантаження, котре визначається геометричними параметрами шпонки, шва, армуванням та рівнем обтиснення.

9. Згідно аналізу експериментальних досліджень запропонована класифікація факторів, котрі обумовлюють несучу здатність шпонкових стиків: зчеплення бетону, укладеного в різний час; нерівномірність розподілу дотичних зусиль за довжиною з'єднання (кількість шпонок) та ширина шва (фактори стику); а також параметри, котрі обумовлюють опір окремої шпонки (геометричні розміри та їх співвідношення, кут нахилу опорних поверхонь, форма робочого перерізу, обтиснення (розтягання) у площині, перпендикулярній площині навантаження, армування (кількість арматури та характер її розташування). Вплив окремих факторів оцінюється неоднозначно. У їх повній сукупності експериментальні дослідження стиків не проводилися.

10. Що стосується методів розрахунку стиків, то вони, як правило, базуються на емпіричній основі, найсуттєвішим недоліком яких є частковий характер отриманих формул, пов'язаний із умовами виконаних досліджень, котрий не дозволяє використовувати їх із достатнім ступенем достовірності для інших випадків. Вибір методики розрахунку ускладнюється суттєвою чисельною розбіжністю отриманих результатів, незважаючи на збіжність кожної із них із конкретною серією дослідів.

11. Застосування методу скінченних елементів дозволяє: геометрично описувати модель будь-якої складності; враховувати нелінійність роботи

матеріалів; моделювати процес тріщиноутворення та розвитку тріщин, а також зміну характеристик матеріалу; врахувати контактну взаємодію елементів з'єднання; приймати до уваги вплив повторно-змінних навантажень на поведінку конструкції; отримати більш повну картину напружено-деформованого стану. Однак, МСЕ потребує суттєвого коригування для розв'язання кожної конкретної задачі, що значно ускладнює оцінювання несучої здатності стиків.

12. Розрахунок із урахуванням пластичних деформацій ґрунтується на методі оцінки нижньої (статичному) або верхньої (кінематичному) межі, при цьому кінематичний менш розвинутий ніж статичний. У дослідників відсутня єдина точка зору стосовно наявності на поверхні ковзання пластичної деформації при зрізі бетону.

13. Перспективним є використання методології розрахунку несучої здатності шпонкових з'єднань, котра базується на єдиній основі – теорії пластичності бетону, так як модель ідеально пластичного тіла приводить до простих розрахунків при неоднорідних напружено-деформованих станах і заслуговує на використання в практиці.

14. За наявності зон стиску і розтягу на поверхні руйнування одночасність існування граничного стану за всією цією областю розглядається як якісний критерій можливості застосування теорії пластичності до розрахунку несучої здатності (опору) конструкцій (елементів) не зважаючи на зовні крихкий характер руйнування.

Отримані висновки дозволили сформулювати задачі дисертаційної роботи.

РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1 Обґрунтування основних положень програми експериментальних досліджень

У комплексних експериментальних дослідженнях шпонкових з'єднань виготовлено та випробувано 7 серій дослідних зразків (всього 123 зразків) [293 – 295]. Як правило, в межах серії спочатку передбачалося вивчення одного фактору, а потім при оптимальному його впливові досліджувався інші фактори. Положення програми експериментів відповідають прийнятій класифікації факторів впливів (рис. 1.30) і враховують результати раніше проведених випробувань.

Основними факторами, котрі обумовлюють несучу здатність шпонкових стиків, являються:

параметри, що забезпечують опір окремої шпонки, зокрема:

- геометричні розміри та їх співвідношення: основним параметром, котрий визначає характер руйнування й величину опору шпонки, являється співвідношення її глибини до висоти l_k/h_k . Максимальний опір у раніше проведених експериментах відповідає значенню $l_k/h_k = 0,261 - 0,35$, при цьому межі реалізації можливих випадків руйнування (зминання та зріз) не визначені.

В першій серії передбачено 19 дослідних зразків, і за визначальний фактор прийнято l_k/h_k , котре в межах 0,1 – 0,6 змінюється з кроком 0,1. За отриманими результатами випробувань передбачено визначення співвідношення розмірів шпонок за їх максимального опору, а також меж реалізації випадків руйнування. Випробувано 6 пар зразків-близнюків із важкого бетону, плюс один зразок при $h_k/l_k = 0,3$ в місці передбачуваного максимального опору та 6 зразків із керамзитобетону (вид бетону – додатковий фактор впливу в серії);

- кут нахилу опорних поверхонь: більшість дослідників дотримуються думки про зростання опору шпонки з трапецієподібним профілем до 1,5 разів порівняно із прямокутним, максимальний опір отримано в межах кута нахилу опорної поверхні $\psi = (30 - 45)^0$, однак окремі автори заперечують вплив даного фактору на опір.

На одношпонкових контактних стиках *четвертої серії* з прямокутним, трапецієподібним і трикутним профілем досліджувався вплив кута нахилу опорних поверхонь ψ на несучу здатність стикового з'єднання. При цьому співвідношення розмірів шпонок $l_k/h_k = 0,5$ і коефіцієнт армування $\rho_{sw} = 0,67\%$ були сталими, арматура встановлювалася по середині висоти шпонки. Прийняті параметри гарантовано забезпечували руйнування шляхом зрізу за площиною наближеною до вертикалі. Заплановано *на першому етапі* 12 зразків із керамзитобетону (по 4 для кожної форми профілю, додатковим фактором варіювання виступала відсутність або наявність сил тертя на опорних поверхнях шпонок). *Додатково* в серії передбачено 5 зразків (один із них бетонний) із трапецієподібним профілем (як найбільш ефективним за результатами першого етапу дослідження), виготовлених із фібробетону на поліпропіленових волокнах з метою визначення його впливу, а також раціонального значення відсотку армування в межах $\rho_{sw} = (2,0 - 2,9)\%$ і характеру розташування арматури за висотою шпонки (по одному зразку з відповідним армуванням). Всього в серії 17 зразків;

- форма робочого перерізу – експериментальне вивчення даного фактору не передбачалося;

- міцнісні характеристики (вид і клас) бетону: в наявних дослідках спостерігається нелінійна залежність несучої здатності стику від класу бетону (при збільшенні $f_{c,cube}$ вдвічі (з 50 до 100 МПа) опір шпонок підвищується в середньому до 35%), на теперішній час виконані багаточисельні експериментальні дослідження механічної поведінки шпонкових з'єднань, виготовлених із важкого, легкого та високоміцного бетону; застосовується

додавання фібри в бетони для сповільнення утворення в них тріщин та підвищення опору зсуву й пластичності. При випробуваннях передбачається використання важкого (середньої та підвищеної міцності), керамзито- та мілкозернистого фібробетону із додаванням поліпропіленової фібри (дані про використання такого фібробетону у стикових з'єднаннях відсутні) – в межах кожної серії передбачено застосування або різних видів бетону, або бетону одного виду різної міцності з метою визначення характеру впливу даного фактору на опір шпонок (несучу здатність стиків); окремої серії, присвяченої вивченню даного фактору не передбачено.

- обтиснення (розтягання) у площині, перпендикулярній площині зрізу: однозначно прийнято, що обтиснення збільшує, а розтягання зменшує опір шпонок зрізу, однак характер (лінійний або нелінійний) і ступінь впливу оцінюються неоднозначно.

В дослідах розтягання не розглядалося, що стосується обтиснення, передбачена зміна його рівня в межах $0 < \sigma/f_c \leq 0,47$ для зразків із співвідношенням $l_k/h_k = 0,3 - 1$ з кроком 0,1 (межі відношення змінені порівняно із першою серією: передбачається розширення області реалізації зрізової форми руйнування до $l_k/h_k = 1$ за рахунок обтиснення). Друга серія включає 29 зразків (для кожного співвідношення заплановано декілька рівнів обтиснення, найбільша кількість для $l_k/h_k = 1$, найменша для $l_k/h_k = 0,3$, що обумовлено також можливостями створення обтиснення зразків одним пристроєм);

- армування (кількість арматури та характер її розташування): армування підвищує опір і пластичні властивості бетону шпонок, існують дані стосовно ефективної роботи з'єднання при співвідношенні $f_{yw}A_{sw} / f_{ct}A_{sh}$, що не перевищує 2,5; щодо рознесення арматури у два рівня та нагельного ефекту в ній, то тут даних мало й вони неоднозначні.

Для вивчення даного фактору передбачена окрема *третья серія*, всього 21 зразок (16 із керамзитобетону при $l_k/h_k = 0,25$ – два бетонних і по два із

приблизно однаковим коефіцієнтом армування ($\rho_{sw} = 0,35, 0,67$ і $1,03$): з двома стержнями арматури, розташованими по середині висоти шпонки або чотири стержнями, рознесеними по два в стиснуту й розтягнуту зону площини зрізу, плюс 5 зразків із важкого бетону підвищеної міцності – один бетонний і дві пари близнюків із двома та чотири стержнями арматури, котрі відповідають коефіцієнту армування $\rho_{sw} = 0,35$).

Крім того, вплив армування досліджувався в серіях 4 – 7.

Фактори шва:

- зчеплення старого бетону з новим: залежно від способу обробки поверхні контакту коефіцієнт зчеплення змінюється від 0,38 до 0,95 – для виключення впливу фактору передбачається ліквідація зчеплення бетону, укладеного в різний час, уздовж міжшпонкового профілю, а також сил тертя на площадках передачі навантаження на шпонках у *четвертій* серії: шляхом змащування солідолом відповідної поверхні; окрема серія, присвячена дослідженню даного фактору не передбачена;

- нерівномірність розподілу дотичних зусиль за довжиною з'єднання (кількість шпонок): однозначно зафіксована нерівномірність розподілу вздовж контактної стики, однак існує неузгодженість у кількості шпонок, які необхідно приймати у розрахунку (3, 5 або більше).

Для контактних стиків передбачене дослідження зразків із 1, 3, 5 та 8 шпонками з прямокутним профілем, котрий може забезпечити руйнування за шпонками бетонних з'єднань, які передбачені в серії. Для дослідження запропонована *сьома серія* із 11 зразків: на *першому етапі* випробовувалися 6 зразків із керамзитобетону (по два: бетонний і армований із 1, 3 і 5 шпонками; на *другому етапі* випробовувалося 5 зразків із важкого бетону із 1, 3, 5 і 8 шпонками; армованими були одно-, трьох- і п'ятишпонковий зразки, бетонними – п'яти- і восьмишпонковий; арматура розміщувалася по середині висоти шпонки, відсоток армування $\rho_{sw} = 0,67$, відношення розмірів шпонки $l_k / h_k = 0,3$;

- ширина шва: зі збільшенням ширини шва несуча здатність зменшується (в межах відомих досліджень до 10%), крім того змінюється характер руйнування: від руйнування лише за шпонками через комбіноване руйнування за шпонками і швом до руйнування лише за швом – межі реалізації кожного із випадків не встановлені, крім того, спостерігається руйнування шва за похилою тріщиною або стиснутим підкосом (умови реалізації не визначені).

В межах *п'ятої серії* розглядаються одношпонкові зразки із різною шириною шва, всього 7 зразків (4 стики із керамзитозалізобетону з $l_k/h_k = 0,25$ (максимальний опір шпонки) і шириною шва в межах (50 – 200) мм для з'ясування характеру руйнування плюс 3 стики із фібробетону при $l_k/h_k = 0,5$ (для можливості реалізації руйнування за шпонками за результатами випробування перших стиків серії) і шириною (25 – 200) мм.

В межах *шостої серії спочатку* розглядаються тришпонкові стики із різною шириною шва і трьома профілями: прямокутним, трапецієподібним і трикутним, однаковим армуванням по середині площини зсуву $\rho_{sw} = 0,67\%$ і $l_k/h_k = 0,25$, із керамзитобетону з шириною шва (50 – 200) мм (у продовження досліджень 5 серії) (12 зразків) з *подальшим дослідженням* стиків із трапецієподібним профілем, двома відсотками армування $\rho_{sw} = 0,67$ і 1,5 та рознесенням арматури у два рівня для $\rho_{sw} = 0,67\%$ (7 зразків із фібробетону). Всього 19 дослідних зразків.

При складанні програми експериментальних досліджень враховано:

– геометричні параметри натурних залізобетонних збірних і збірно-монолітних конструкцій, які сполучаються шпонковими стиками, і роботу яких досліджують за допомогою експериментальних зразків;

– наявні тенденції у будівельній галузі із заміни важкого бетону середньої міцності на високоміцні, легкі та фібробетони;

– характерні випадки руйнування окремих шпонок (змінання, зріз, згин) та шпонкових стиків (за шпонкою, за швом, комбіноване), котрі спостерігаються в дослідях;

– наявні обмеження стосовно розмірів і кількості шпонок, що враховуються при оцінюванні несучої здатності стиків (наприклад, три, п'ять або більше шпонок);

– параметри силового обладнання, доступного в лабораторії кафедри будівельних конструкцій, перелік існуючих вимірювальних приладів та апаратури, характеристики опалубки, а також технічні особливості бетонозмішувачів і вібраторів;

а також створені можливості для:

– гарантування реалізації можливих випадків руйнування з'єднань: руйнування шпонок або шва – шляхом вибору відповідної конструкції зразка, його геометричних розмірів та використання моментної або безмоментної схеми передачі навантаження;

– забезпечення стійкості зразків при випробуваннях: дослідні зразки склалися із центральної і двох бокових частин, а навантаження прикладалося відносно вертикальної осі, що проходить через центр ваги зразка, симетрично;

– щоб запобігти можливому зміщенню бокових частин зразка відносно центральної без пошкодження шпонок, які не мають армування у площині зрізу (можливий, але небажаний випадок руйнування) – приймається прямокутний профіль шпонки для бетонних стиків;

– досягнення руйнування в зоні зсуву (поблизу площини защемлення шпонок) на наявному силовому обладнанні забезпечується шляхом оптимізації розмірів бокових та центрального елементів, а також габаритних характеристик дослідних зразків. Наприклад, восьмишпонковий зразок із бетонними шпонками виготовлений із більшими розмірами у порівнянні з іншими зразками цієї серії для зменшення його гнучкості, однак, розміри міжшпонкового профілю, як і самих шпонок зберігаються однаковими у межах серії;

– для виключення із роботи міжшпонкового профілю стику проводиться його змащування солідолом і створюються умови сприйняття навантаження безпосередньо шпонками;

– надійної передачі навантаження: глибина шпонки приймається не менше 30 мм;

– реалізації різних форм руйнування: зминання, зсув або згинання – шляхом забезпечення відповідного співвідношення глибини шпонки до її висоти, створення обтиснення або армування шпонок;

– запобігання руйнуванню з'єднаних елементів через їхнє належне армування, із розміщенням арматурних сіток у зонах передачі навантаження та опорних ділянках, застосування сталевих обойми; наклеювання додаткових металевих пластин підсилення.

Застосовано рівномірне розташування шпонок уздовж довжини стику, при цьому відстань у проміжку між шпонками дорівнює їхній висоті. Збільшення цієї відстані зменшує кількість шпонок на заданій довжині стику, що призводить до зниження його ефективності. Водночас зменшення простору між шпонками спричиняє виникнення концентрації напруження у кутах, які утворюють сусідні шпонки.

2.2 Дослідження окремих шпонок

Програма експериментів представлена на рис. 2.1.

На першому етапі вивчалися фактори, що впливають на опір прямокутної бетонної шпонки, в першу чергу, з метою визначення областей реалізації можливих випадків її руйнування (зминання, зріз, згинання) залежно від співвідношення геометричних параметрів шпонки: її глибини до висоти шпонки l_k/h_k .

В межах її реалізації випробовувалися хрестоподібні зразки двох типів (рис. 2.2, а; 2.4, а і 2.6, а) трьох серій.

Перша серія [293 – 296] включала зразки (рис. 2.2, а) із важкого міцністю 22,5 – 56,9 МПа (6 пар близнюків плюс один зразок на передбачуваній межі реалізації двох форм руйнування з $l_k/h_k = 0,3$) і керамзитобетону міцністю 10 – 23, 5 МПа (6 шт.), у яких параметр l_k/h_k у межах 0,1 – 0,6 варіювався через 0,1.

Деформації бетону в очікуваних зонах руйнування визначали за допомогою тензорезисторів типу ПКБ [297] з базою 20 мм у зоні зрізу та 50 мм у зоні зминання.

Схеми розташування тензорезисторів на дослідних шпонках представлені на рис. 2.3. У якості приладу для реєстрації деформації застосовувався цифровий тензометричний міст ЦТМ-5 [298].

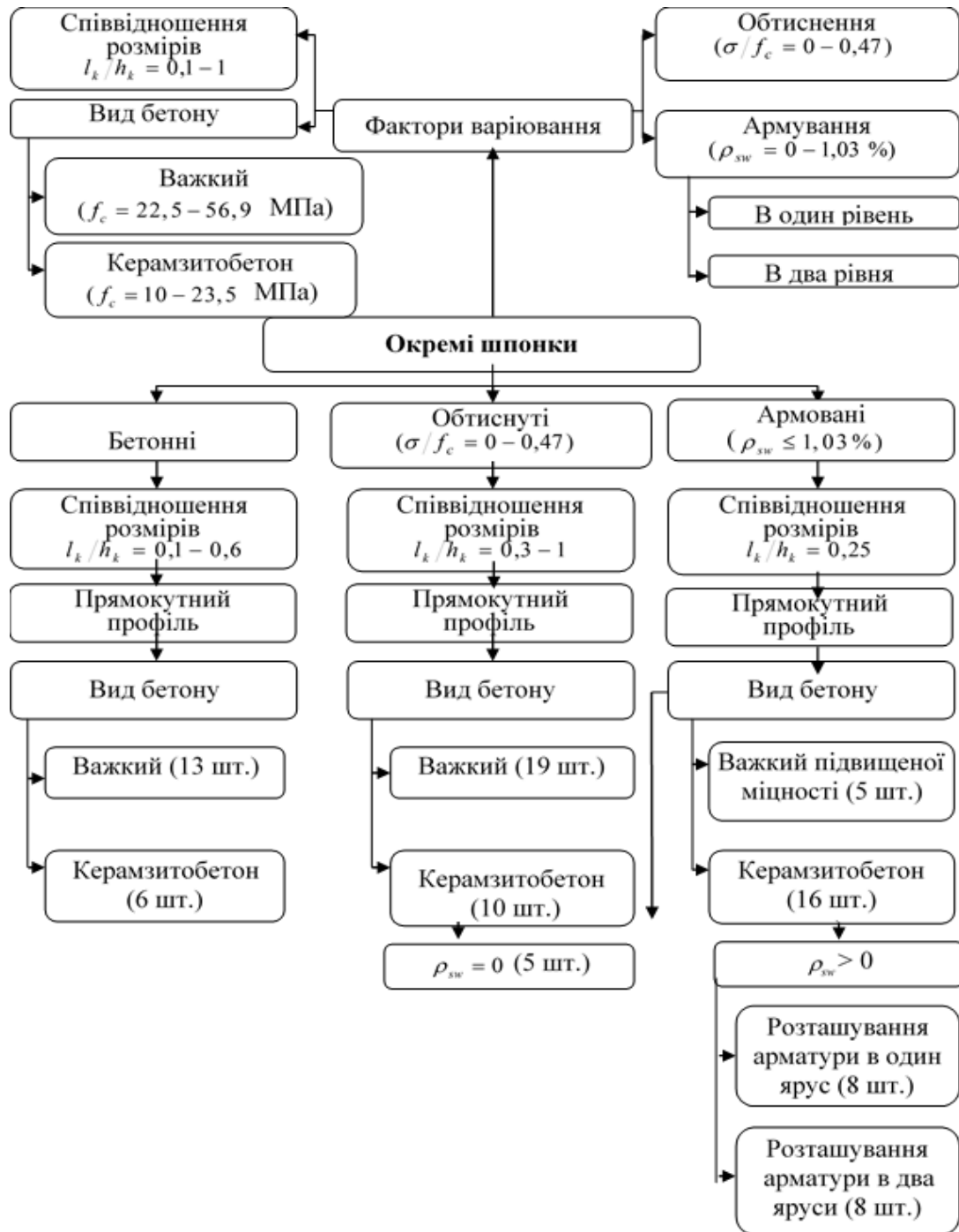


Рисунок 2.1 – Програма експериментальних досліджень із окремими шпонками

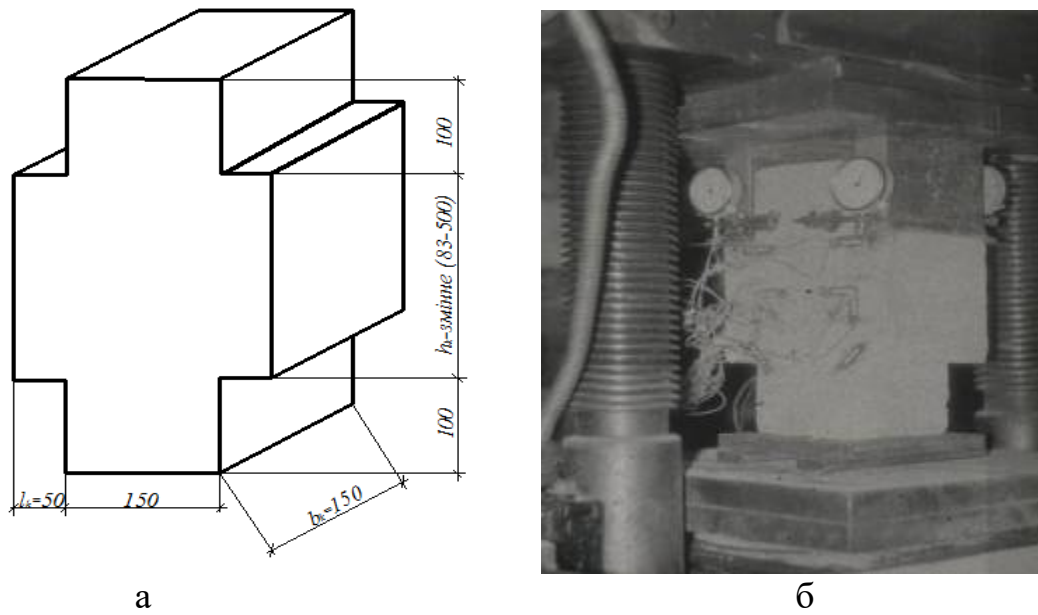


Рисунок 2.2 – Загальний вигляд зразка для моделювання окремої прямокутної бетонної шпонки (а) та зразок у пресі ПГ-125 під час випробування (б)

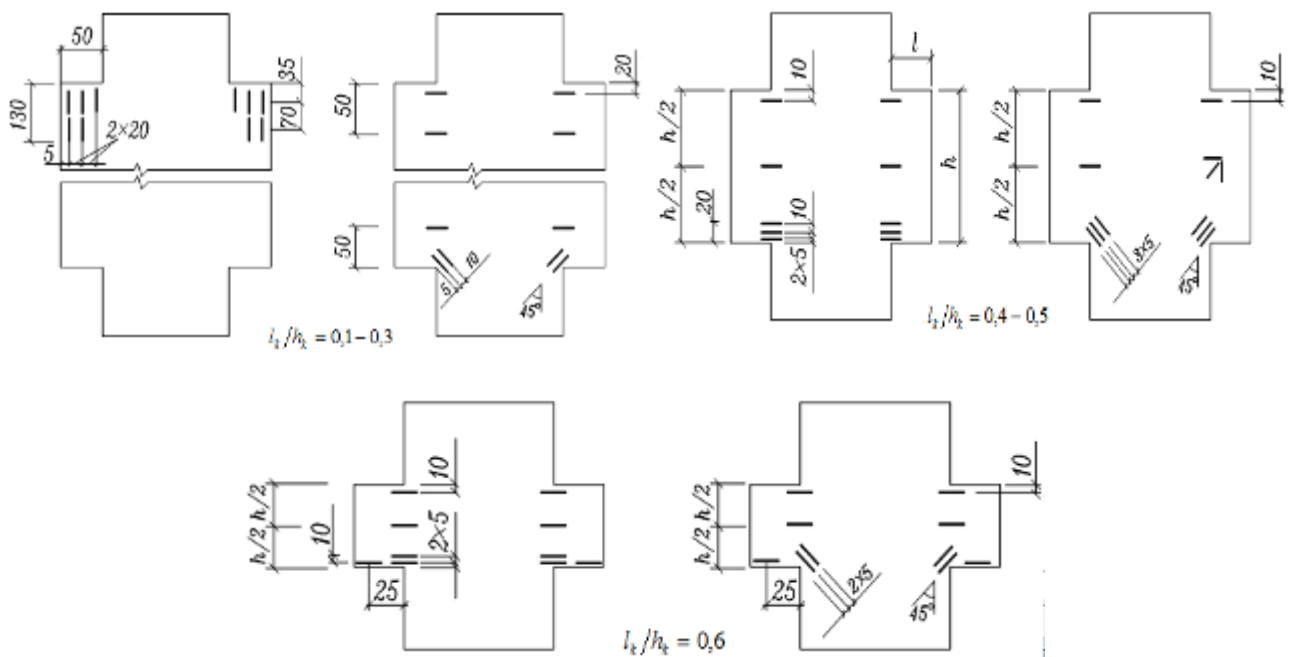


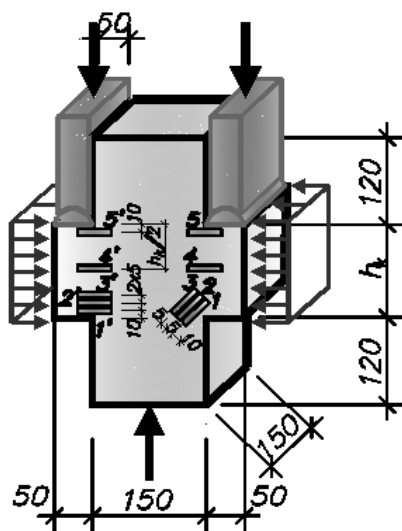
Рисунок 2.3 – Схеми розміщення тензорезисторів на зразках 1-ої серії

Дослідження проводилися в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» в лабораторії кафедри будівельних конструкцій.

Випробування зразків відбувалося в пресі ПГ-125 [298] (рис. 2.2, б).

Навантаження здійснювалося за верхніми горизонтальними гранями шпонок двома силами, прикладеними симетрично. Із метою підсилення стовбура зразка до його нижньої опорної грані приклеювалася на епоксидному компаунді [299] сталева пластина товщиною 20 мм (рис. 2.2, б). Навантаження здійснювалося ступенями згідно [300]. На кожному ступені оглядалася ділянка поблизу передбачуваної площини руйнування із фіксацією деформацій і пошкоджень.

Друга серія зразків [293 – 296, 301, 302] виготовлена для дослідження опору шпонок при зрізі залежно від величини обтиснення σ . Висота шпонок змінювалася у межах $h_k = 50 - 150$ мм, а глибина була $l_k = 50$ мм (рис. 2.4, а), отже співвідношення l_k/h_k в експерименті варіювалося у межах 0,3 – 1.



а



б

Рисунок 2.4 – Загальний вигляд, схема навантаження та розташування тензорезисторів на бетоні для обтиснутих бетонних шпонок (а) і зразок ШО-0,5-П-В-0,18 у пресі ПГ-125 під час випробування (б)

У табл. 2.1 представлені параметри дослідних зразків другої серії.

Випробування зразків відбувалося у пресі ПГ-125 (рис. 2.4, б). Вертикальне навантаження прикладалося аналогічно зі зразками першої серії

(рис. 2.2, б). Обтиснення шпонок виконували перед початком вертикального завантаження, використовуючи пристрій із пластин з отворами та металевими тяжами.

Таблиця 2.1 – Характеристики бетонних шпонок із обтисненням

№ з/п	Шифр зразків	Розміри зразків			Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Обтиснення σ , МПа
		h_k , мм	b_k , мм	l_k , мм		
1	ШО-0,5-П-Л-0,23	100	150	50	15000	5,38
2	ШО-0,5-П-Л-0,28	100	150		15000	6,55
3	ШО-0,5-П-Л-0,32	100	150		15000	7,49
4	ШО-0,7-П-Л-0,23	77	140		10780	5,38
5	ШО-0,7-П-Л-0,23	67	145		9715	5,38
6	ШО-0,8-П-Л-0,23	61	140		8540	5,38
7	ШО-0,8-П-Л-0,34	61	147		8967	7,96
8	ШО-0,8-П-Л-0,35	65	150		9750	8,19
9	ШО-1,0-П-Л-0,32	50	154		7700	7,49
10	ШО-1,0-П-Л-0,33	50	150		7500	7,72
11	ШО-0,3-П-В-0,04	148	152		22496	1,01
12	ШО-0,4-П-В-0,09	125	150		18750	2,03
13	ШО-0,4-П-В-0,14	126	149		18774	3,04
14	ШО-0,5-П-В-0,18	100	150		15000	4,05
15	ШО-0,5-П-В-0,32	100	150		15000	7,09
16	ШО-0,6-П-В-0,09	84	150		12600	2,03
17	ШО-0,6-П-В-0,18	82	148		12136	4,05
18	ШО-0,6-П-В-0,32	85	151		12835	7,09
19	ШО-0,7-П-В-0,21	71	152		10792	4,76
20	ШО-0,7-П-В-0,34	70	147		10290	7,65
21	ШО-0,8-П-В-0,42	63	145		9135	9,55
22	ШО-0,9-П-В-0,2	60	151		9060	4,58
23	ШО-0,9-П-В-0,28	60	148		8880	6,18
24	ШО-0,9-П-В-0,4	55	158		8690	8,94
25	ШО-1,0-П-В-0,29	51	153		7803	6,47
26	ШО-1,0-П-В-0,3	54	154		8316	6,64
27	ШО-1,0-П-В-0,35	52	150		7800	7,79
28	ШО-1,0-П-В-0,41	53	152		6987	9,22
29	ШО-1,0-П-В-0,47	51	137		8056	10,6

Рівень обтиснення контролювався тензорезисторами на тяжах (рис. 2.5) і варіювався в межах $0 < \sigma / f_c \leq 0,47$.

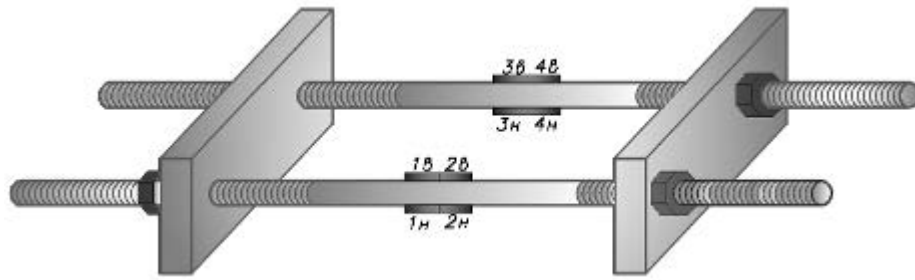
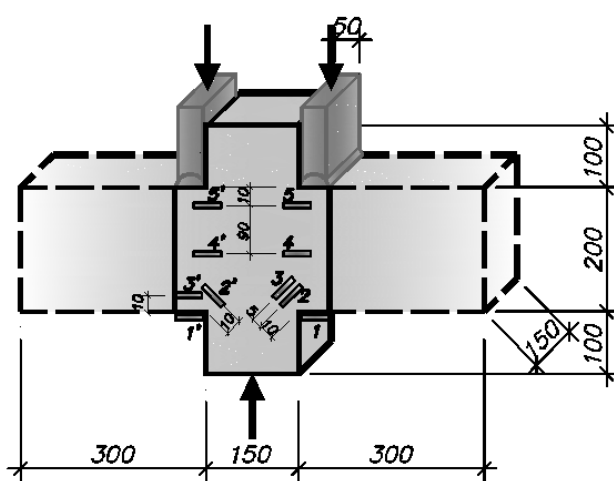


Рисунок 2.5 – Пристрій для створення обтиснення шпонок зі схемою розміщення тензорезисторів на тяжах

У третій серії [293 – 296, 303 – 307] досліджувався вплив армування на опір шпонок, які руйнуються шляхом зрізу. Зразки (рис. 2.6, а) виготовлялися з висотою шпонок $h_k = 200$ мм і товщиною $b_k = 150$ мм (як і у перших двох серіях).



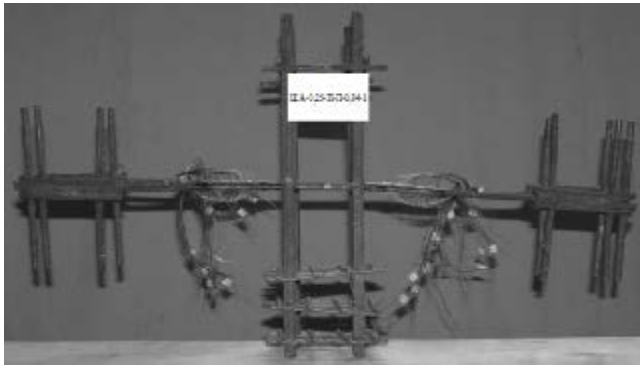
а



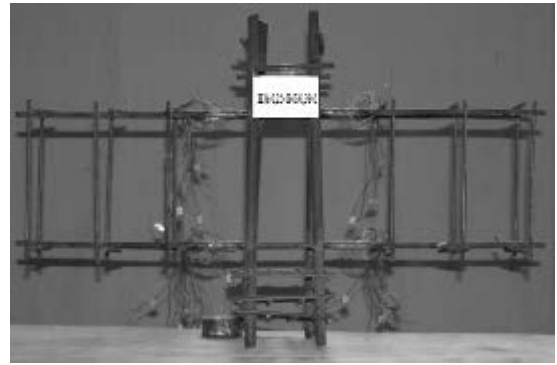
б

Рисунок 2.6 – Загальний вигляд, схема навантаження та розташування тензорезисторів на бетоні армованих шпонок (а), зразок ША-0,25-П-Л-0,34-1 у пресі ПГ-125 під час випробування (б)

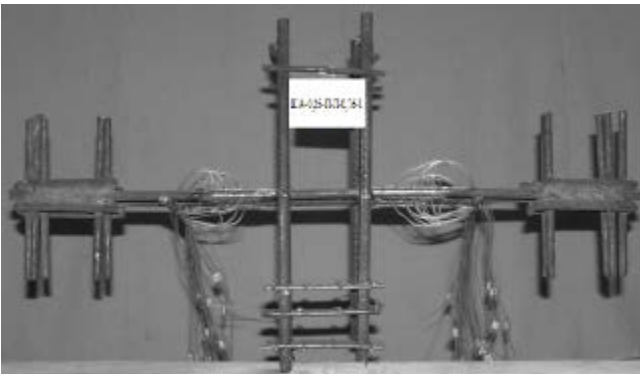
Навантаження шпонок здійснювалося пресом через пластини з шириною 50 мм (l_k), що забезпечує $l_k/h_k = 0,25$. Збільшення довжини бокових виступів зразків було передбачено для забезпечення надійного анкерування поперечної арматури (рис. 2.7) і не впливало на характер руйнування та величину граничного навантаження.



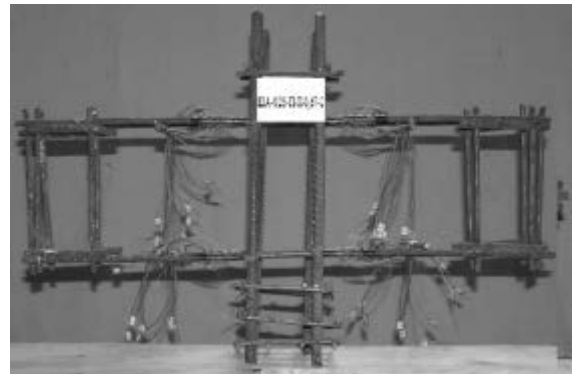
ША-0,25-П-Л-0,34-1



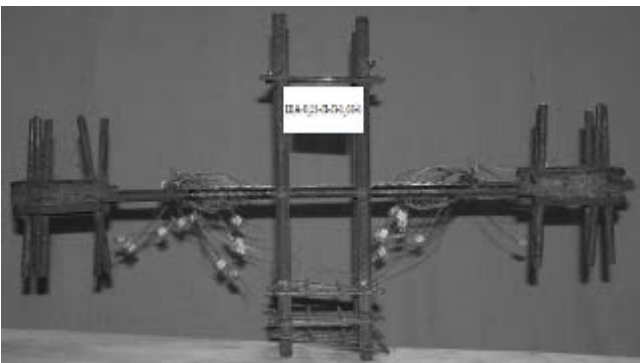
ША-0,25-П-Л-0,39



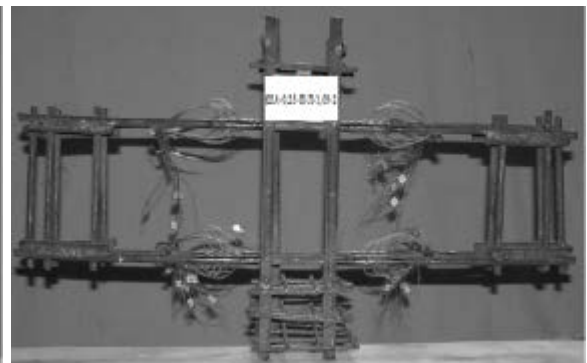
ША-0,25-П-Л-0,76-1



ША-0,25-П-Л-0,67-2



ША-0,25-П-Л-1,03-1



ША-0,25-П-Л-1,03-2

Рисунок 2.7 – Каркаси залізобетонних шпонок із тензорезисторами на поперечній арматурі

У площині зрізу шпонки армувалися поперечними стержнями класу А240С, котрі підбиралися для кожної пари зразків таким чином, що два стержня, розташовані посередині висоти шпонки одного із них за площею приблизно відповідали чотирьом стержням, які були розміщені по два у верхній та нижній частинах іншого (рис. 2.7 і рис. 2.9) [293, 303 – 307].

Наприклад, при однаковому відсотку армування $\rho_{sw} = 1,03$ зразок ША-0,25-П-Л-1,03-1 був армований по середині висоти шпонки $2\text{Ø}14$, а зразок ША-0,25-П-Л-1,03-2 мав рознесену за висотою шпонки арматуру $4\text{Ø}10$ (по два стержні в стиснутій і розтягнутій зонах).

Крім залізобетонних серія включала 2 бетонних еталонних зразка.

Фактором варіювання, наряду з армуванням (кількістю та характером розташування арматури за висотою шпонки), був вид (клас) бетону. Застосовувався керамзитобетон і важкий бетон підвищеної міцності [308] наступного складу: в'язуче – портландцемент марки М700 (виробник Данія) (рис. 2.8) – 500 кг; заповнювач – щебінь фракції 3 – 10 мм – 1000 кг; дрібний заповнювач – річковий пісок – 600 кг, суперпластифікатор ДокПласт – 1 л; вода – 120 л (В/Ц= 0,24).

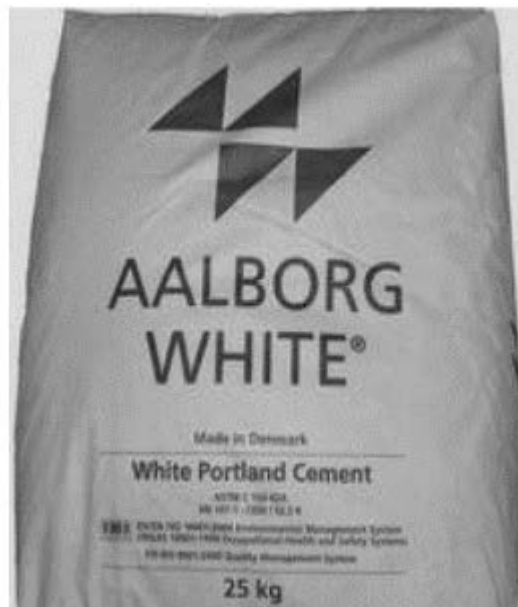


Рисунок 2.8 – Цемент марки М700 (вироблено в Данії)

З метою експериментальної фіксації можливого нагельного ефекту в арматурі залізобетонних шпонок вимірювання її деформацій здійснювалося за допомогою тензорезисторів базою 5 (10) мм, котрі наклеювалися ланцюжком на стержнях із двох діаметрально протилежних боків (на верхній та нижній фібрах).

Схеми їх розміщення представлені на рис. 2.7 і 2.9.

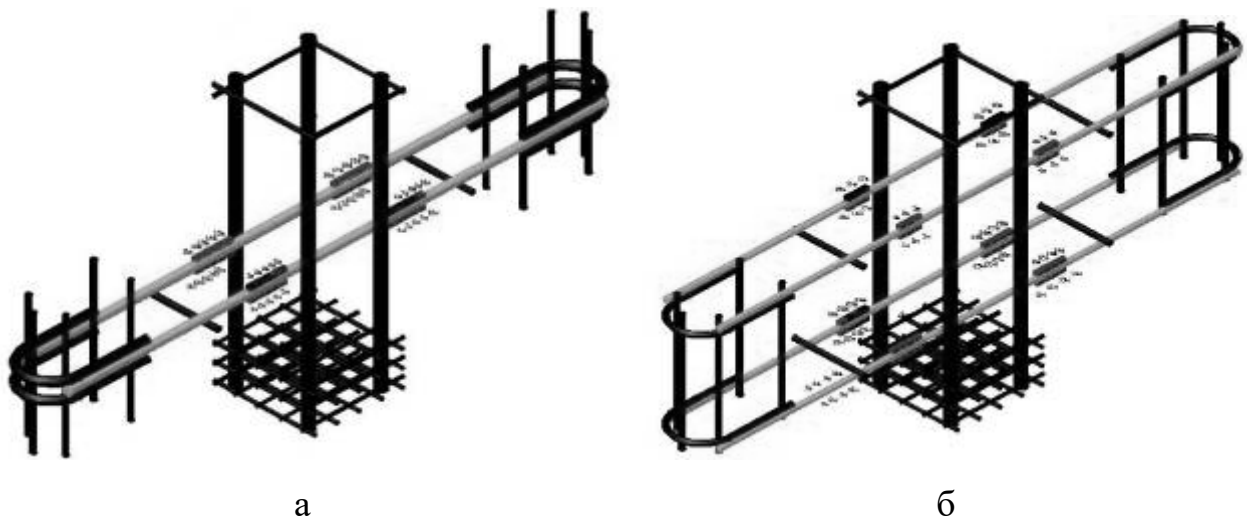


Рисунок 2.9 – Схеми наклеювання тензорезисторів на арматурних каркасах:
а – першого; б – другого типу

Каркаси дослідних зразків в опалубці представлені на рис. 2.10.

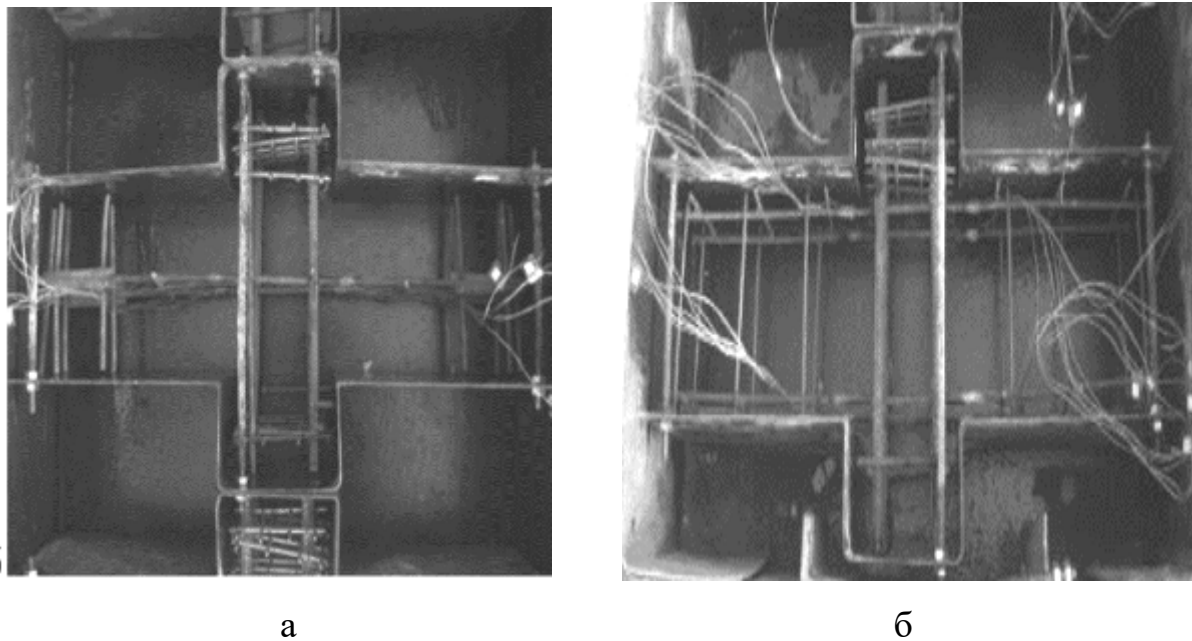


Рисунок 2.10 – Арматурний каркас в опалубці для виготовлення зразків:
а – першого; б – другого типу

Залізобетонні шпонки випробовувалися в пресі ПГ-125 (рис. 2.6, б), аналогічно бетонним і обтиснутим.

Маркування дослідних зразків представлено на рис. 2.11. Характеристики армованих зразків надані в табл. 2.2.

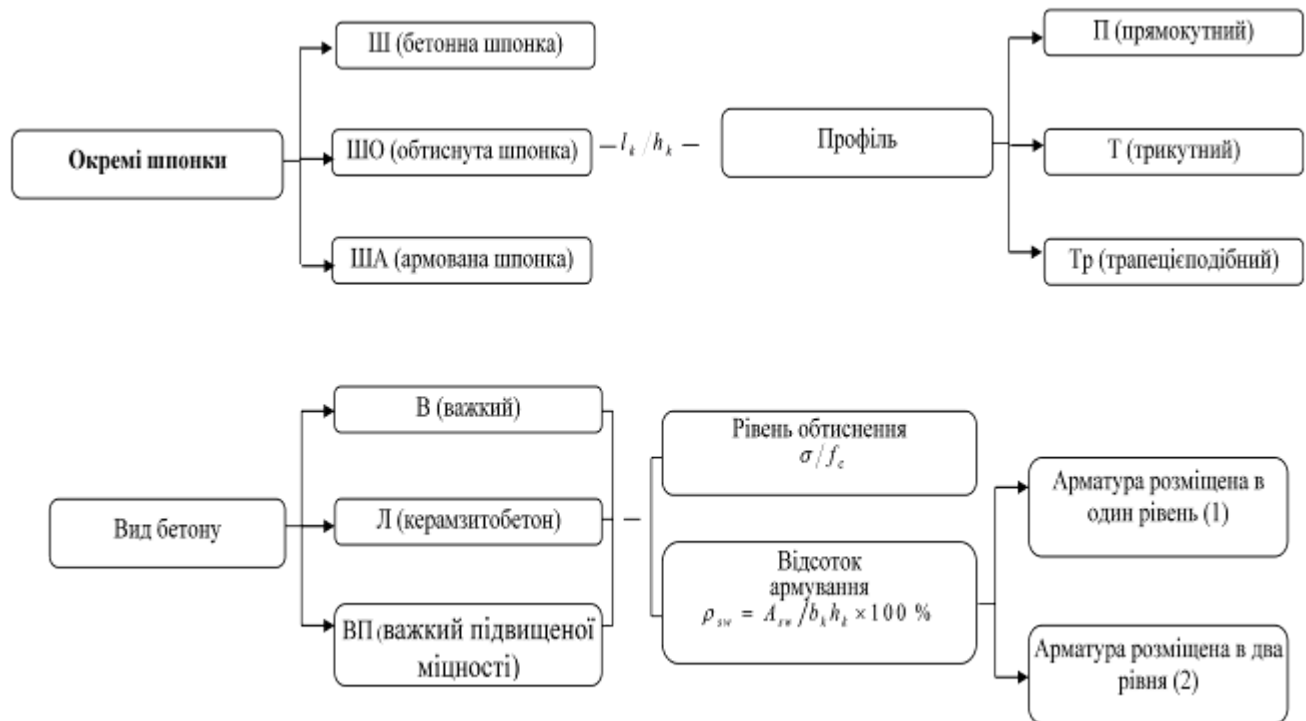


Рисунок 2.11 – Маркування дослідних зразків у вигляді окремих шпонок

Таблиця 2.2 – Характеристики дослідних армованих зразків

№ з/п	Шифр зразків	Розміри зразків			Площа зрізу однієї шпонки A_{sh} , мм ²	Поперечне армування	Площа поперечної арматури A_{sw} , мм ²
		h_k мм	b_k мм	l_k , мм			
1	2	3	4	5	6	7	8
1	ША-0,25-П-Л-0-1	199	149	50	29651	–	–
2	ША-0,25-П-Л-0-2	201	150		30150	–	–
3	ША-0,25-П-Л-0,34-1	200	150		30000	2 Ø 8	101
4	ША-0,25-П-Л-0,39-2	199	148		29452	4 Ø 6	113
5	ША-0,25-П-Л-0,76-1	201	148		29748	2 Ø 12	226
6	ША-0,25-П-Л-0,67-2	200	151		30200	4 Ø 8	201
7	ША-0,25-П-Л-1,03-1	200	150		30502	2 Ø 14	308

Закінчення табл. 2.2

1	2	3	4	5	6	7	8
8	ША-0,25-П-Л-1,03-2	201	151		30150	4 Ø 10	314
9	2ША-0,25-П-Л-0-1	204	150		30600	–	–
10	2ША-0,25-П-Л-0-2	204	153		31212	–	–
11	2ША-0,25-П-Л-0,34-1	205	155		31775	2 Ø 8	101
12	2ША-0,25-П-Л-0,39-2	200	151		30200	4 Ø 6	113
13	2ША-0,25-П-Л-0,76-1	202	151		30502	2 Ø 12	226
14	2ША-0,25-П-Л-0,67-2	203	155		31465	4 Ø 8	201
15	2ША-0,25-П-Л-1,03-1	200	161		32200	2 Ø 14	308
16	2ША-0,25-П-Л-1,03-2	202	158		31916	4 Ø 10	314
17	ША-0,25-П-ВП-1	200	160		32000	–	–
18	ША-0,25-П-ВП-0,34-1	195	145		28275	2 Ø 8	101
19	ША-0,25-П-ВП-039-2	195	150		29250	4 Ø 6	113
20	ША-0,25-П-ВП-0,34-1	200	150		30000	2 Ø 8	101
21	ША-0,25-П-ВП-0,39-2	200	150		30000	4 Ø 6	113

2.3 Дослідження одношпонкових стиків

Програма експериментів із одношпонковими контактними стиками відображена на рис. 2.12. Розглядалися з'єднання, в яких відсутній шов між елементами, котрі сполучені – контактні стики.

На одношпонкових контактних стиках четвертої серії ОШС (табл. 2.3) з прямокутним, трапецієподібним і трикутним профілем досліджувався вплив кута нахилу опорних поверхонь ψ на несучу здатність стикового з'єднання [293 – 295, 309, 310]. Відношення розмірів шпонок усіх зразків приймалося 0,5.

У процесі виготовлення вертикальна частина шва зразка поза межами шпонки змащувалася солідолом для ліквідації зчеплення старого бетону з

новим і забезпечення сприйняття навантаження лише шпонками, для частини зразків було ліквідовано зчеплення і на опорних поверхнях шпонок.

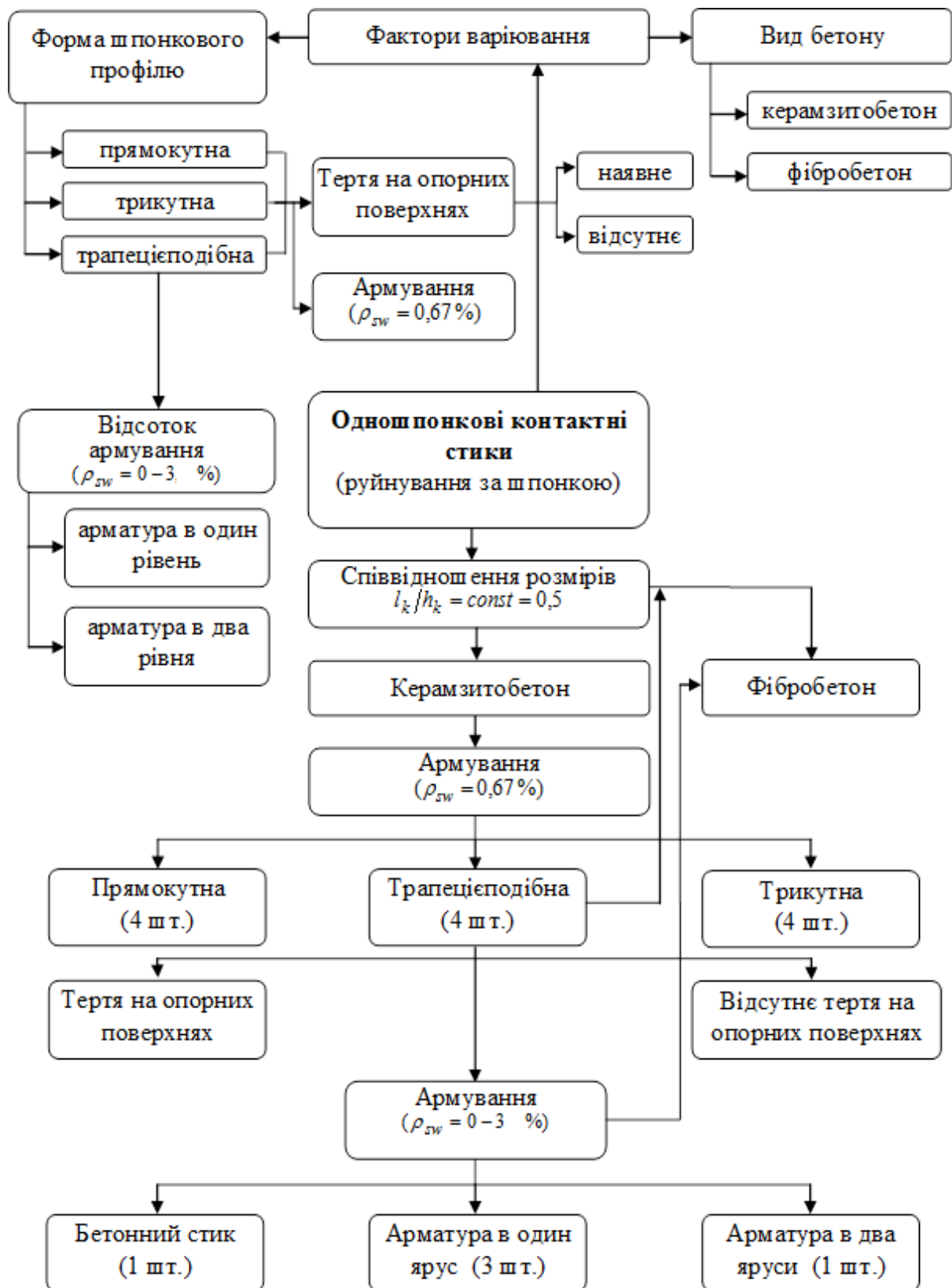
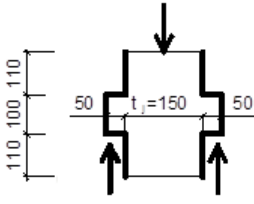
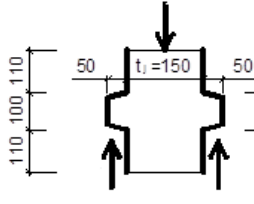
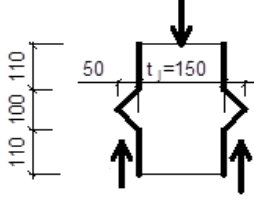


Рисунок 2.12 – Програма досліджень одношпонкових контактних стиків

Таблиця 2.3 – Геометричні характеристики одношпонкових контактних стиків із керамзитобетону

№ з/п	Шифр зразків	Геометричні параметри стику	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Поперечне армування/ A_{sw} , мм ²
1	ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ		15100	2Ø8/101
2	ОШС-0,5-П-Л-0,68-1		14800	
3	ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ-б		15000	
4	ОШС-0,5-П-Л-0,66-1-б		15400	
5	ОШС-0,5-Тр-Л-0,66-НТ-1		15200	
6	ОШС-0,5-Тр-Л-0,67-1		15000	
7	ОШС-0,5-Тр-Л-0,65-1-НТ-б		15500	
8	ОШС-0,5-Тр-Л-0,69-1-б		14700	
9	ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ		15400	
10	ОШС-0,5-Т-Л-0,69-1		14600	
11	ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ-б		15400	
12	ОШС-0,5-Т-Л-0,67-1-б		15100	

Спочатку було випробувано 12 зразків із керамзитобетону. Стики із позначкою «б» відрізнялися його характеристиками міцності (табл. 2.3).

У площині зрізу шпонки усіх зразків армувалися поперечними стержнями 2 Ø 8 А240С (застосовувався сталій відсоток армування $\rho_{sw} = 0,67\%$) – рис. 2.13, а.

На зразках з трапецієподібними шпонками із фібробетону (табл. 2.4 та рис. 2.14) додатково вивчався вплив відсотку армування ρ_{sw} та характеру розміщення поперечної арматури за висотою шпонки (в один і два рівні) на опір зразків [293 – 296, 311 – 313]. Для визначення раціонального значення ρ_{sw} стиків застосовувалася арматура класу А240С Ø 10, 14, 16, 18 мм (рис. 2.14). Відсоток армування при цьому змінювався в межах $\rho_{sw} = (2,0 – 2,9)\%$.

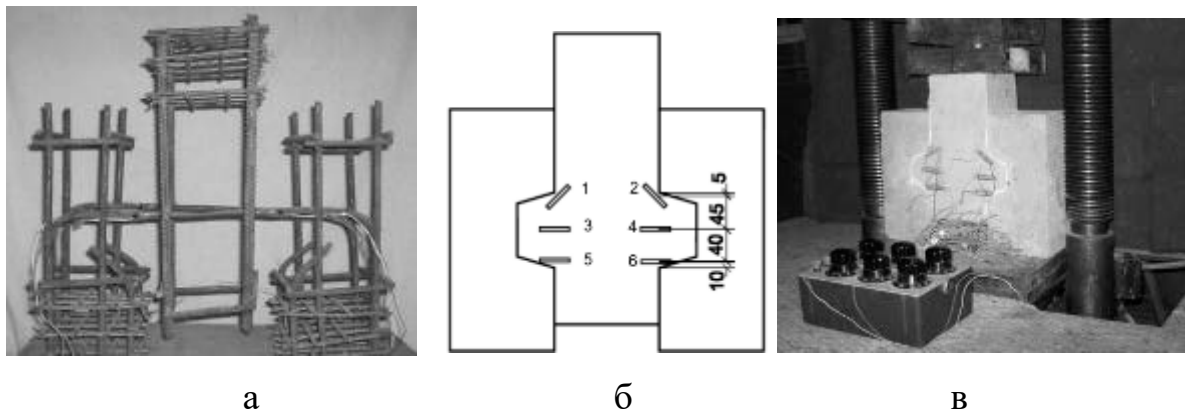


Рисунок 2.13 – Каркаси контактних одношпонкових стиків з тензорезисторами на арматурі (а), принципова схема розташування тензорезисторів на бетоні зразка ОШС-0,5-П-Л-0,67-1 (б) та стик у пресі (в)

Таблиця 2.4 – Характеристики одношпонкових контактних стиків із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Поперечне армування	Площа поперечної арматури A_{sw} , мм ²
1	ОШС-0,5-Тр-Ф	17600	-	-
2	ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2	15800	4Ø10	314
3	ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1	17050	2Ø14	308
4	ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1	17600	2Ø16	402
5	ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1	17600	2Ø18	509

Виготовлення стикових з'єднань здійснювалося у два етапи із бетону двох різних видів і класів. На першому етапі бетонувалися бокові елементи стику важким бетоном більш високого класу (рис. 2.15, б) із метою запобігання їхнього руйнування під час випробувань. Для бетонування центральної частини застосовувався дрібнозернистий бетон дисперсно-армований поліпропіленовими волокнами діаметром 0,04 мм і довжиною 12 мм наступного складу: портландцемент [314] М400 – 490 кг/м³; полтавський річковий пісок [315] – 1470 кг/м³; В/Ц – 0,7 [316]; поліпропіленове волокно – 10 кг (1% від об'єму) суміші, пластифікатор – 3,9 л (0,8% за масою цементу).

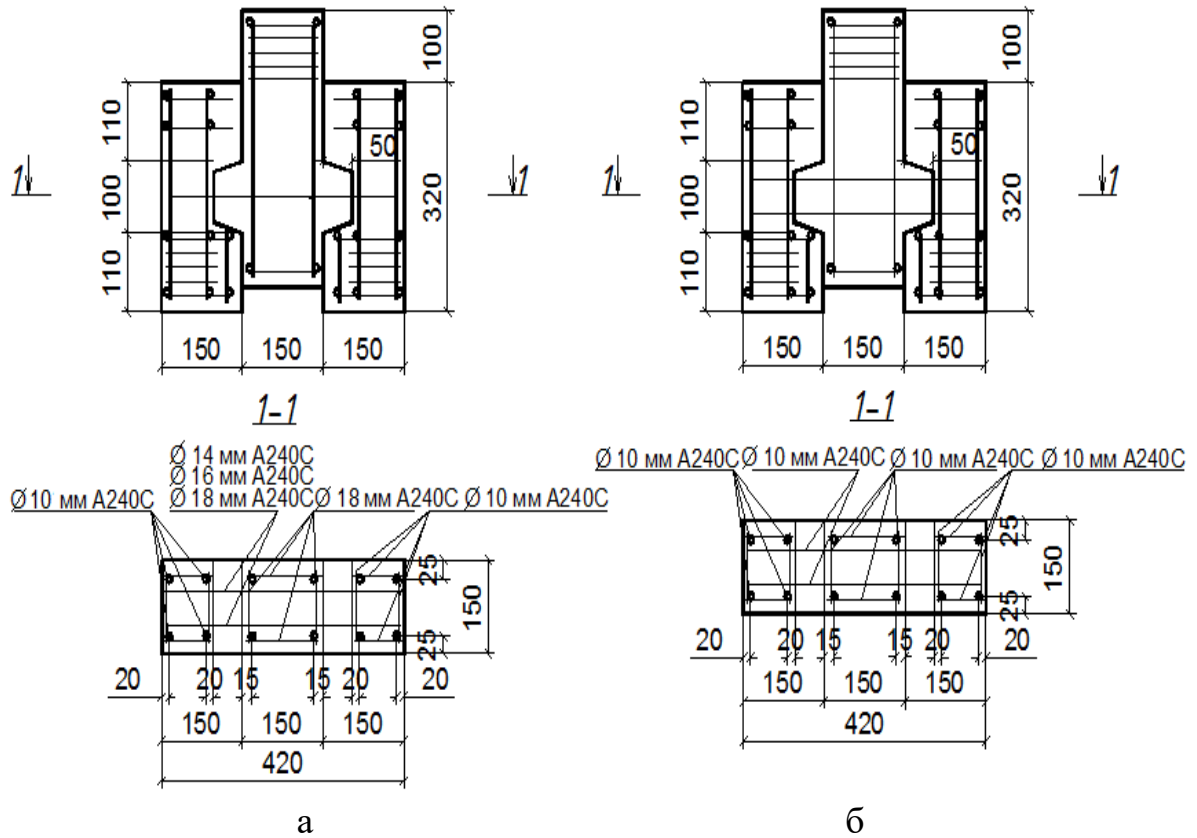
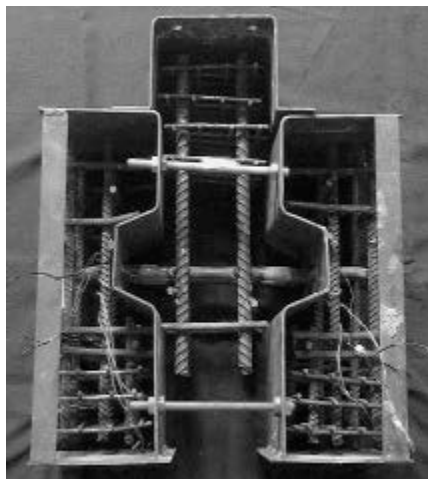


Рисунок 2.14 – Конструкція та схеми армування фібробетонних зразків четвертої серії із розміщенням арматури:

а – в один; б – два яруси



а



б

Рисунок 2.15 – Каркас зразка ОШС-0,5-Тр-Ф-2,5-1 в опалубці (а) та зразок перед бетонуванням центральної частини (б)

Для рівномірного розподілення волокна за об'ємом бетону дотримувалася така технологія виготовлення: спочатку у бетонозмішувач завантажувалася половина від необхідної кількості води та вводилося волокно. Далі засипався цемент, пісок і доливалася вода. Усі компоненти ретельно перемішувалися.

На арматурні стержні, розташовані в передбачувальній площині руйнування, наклеювалися тензорезистори з базою 5 (10) мм за допомогою клею БФ-2 [317], які були розміщені в площині зрізу попарно з діаметрально протилежних боків (рис. 2.16), для фіксації можливого нагельного ефекту.

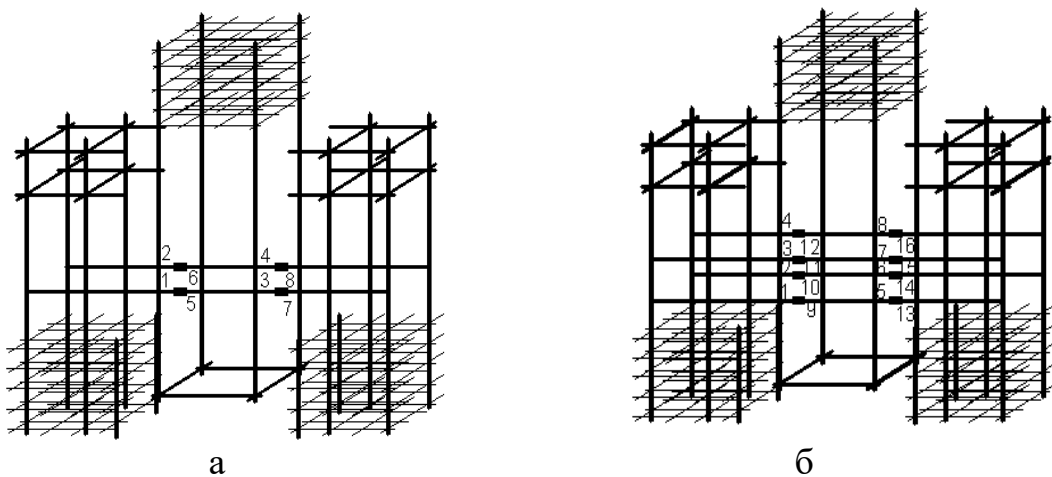


Рисунок 2.16 – Розміщення тензорезисторів на арматурі зразків: при її розташуванні посередині шпонки (а) та в два яруси за висотою (б)

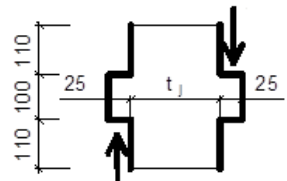
Випробування стикових з'єднань здійснювалося в пресі ПГ-125 за схемою, наданою на рис. 2.13, в (моментна схема прикладання навантаження). На одношпонкових зразках зі швом (табл. 2.5 і рис. 2.17, а) з прямокутними шпонками та шириною шва $t_j = 50, 100, 150, 200$ мм вивчався вплив t_j на граничне навантаження та характер руйнування стиків, при цьому співвідношення розмірів шпонок складало $l_k/h_k = 0,25$ [293– 295].

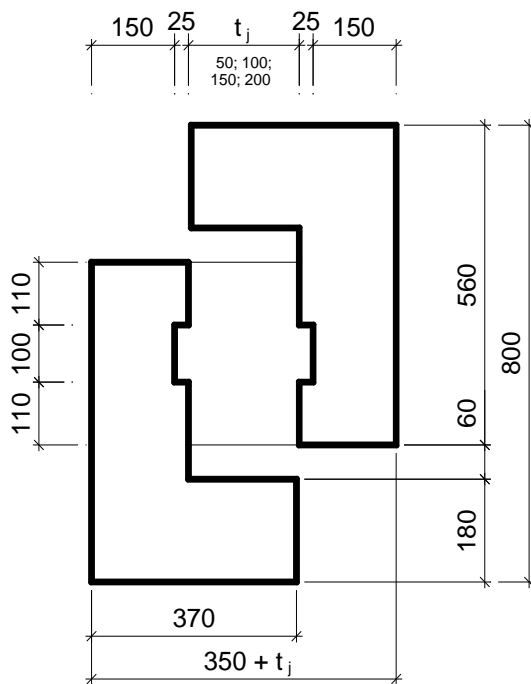
Спочатку було випробувано 4 зразки із керамзитобетону. Всі вони були армовані по середині висоти шпонки 2 \varnothing 8 A240C (рис. 2.14, б).

Стадії виготовлення дослідних зразків представлені на рис. 2.19, а і б. Схеми розміщення тензорезисторів на бетоні та зразок у пресі ПГ-125 в процесі

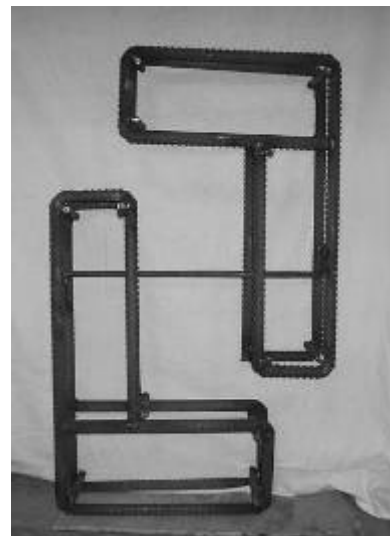
випробування наведені на рис. 2.19, в і г.

Таблиця 2.5 – Геометричні характеристики одношпонкових стиків із різною шириною шва із керамзитобетону

№ з/п	Шифр зразків	Геометричні параметри стику	Площа зрізу A_{st} , мм ²	Ширина стику t_j , мм	Поперечне армування/ A_{sw} , мм ²
1	ОШС-50-0,25-П-Л-0,67-1		15100	50	2Ø8/ 101
2	ОШС-100-0,25-П-Л-0,64-1		15800	100	
3	ОШС-150-0,25-П-Л-0,65-1		15500	150	
4	ОШС-200-0,25-П-Л-0,66-1		15300	200	



а



б

Рисунок 2.17 – Опалубне креслення (а) та каркас (б) зразків 5-ої серії

Досліджувалися також фібробетонні стики зі швом $t_j = 25 - 200$ мм. Їх характеристики та конструкція зразків наведені в табл. 2.6, і на рис. 2.18.

Таблиця 2.6 – Характеристики одношпонкових зразків зі швом із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Площа зрізу A_{sh} , мм ²	Ширина стику t_j , мм	Поперечне армування/ A_{sw} , мм ²
1	ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69-1	14600	25	2Ø8/ 101
2	ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67-1	15000	100	
3	ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67-1	15000	200	

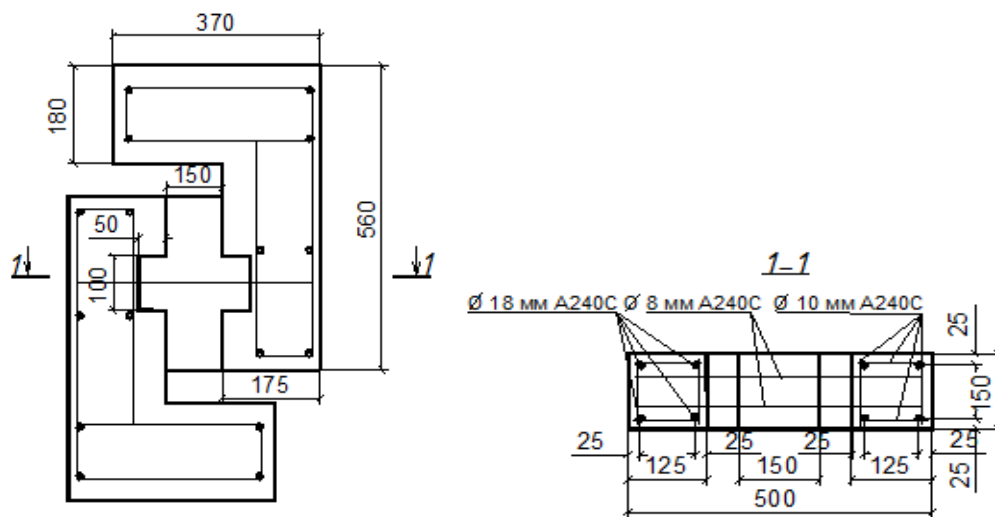


Рисунок 2.18 – Конструкція одношпонкових стиків зі швом із фібробетону

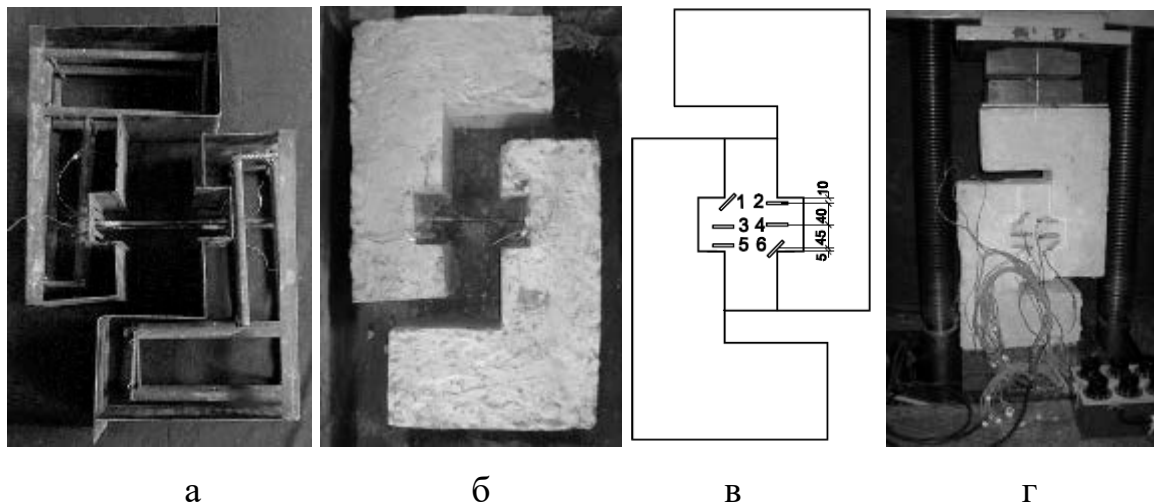


Рисунок 2.19 – Каркас одношпонкового стику зі швом в опалубці (а); зразок із фібробетону перед бетонуванням центральної частини (б); розміщення тензорезисторів на бетоні (в); зразок ОШС-100-0,5-Тр-Ф-0,67-1 у пресі в процесі випробування (г)

Програма досліджень стиків зі швом представлена на рис. 2.20.

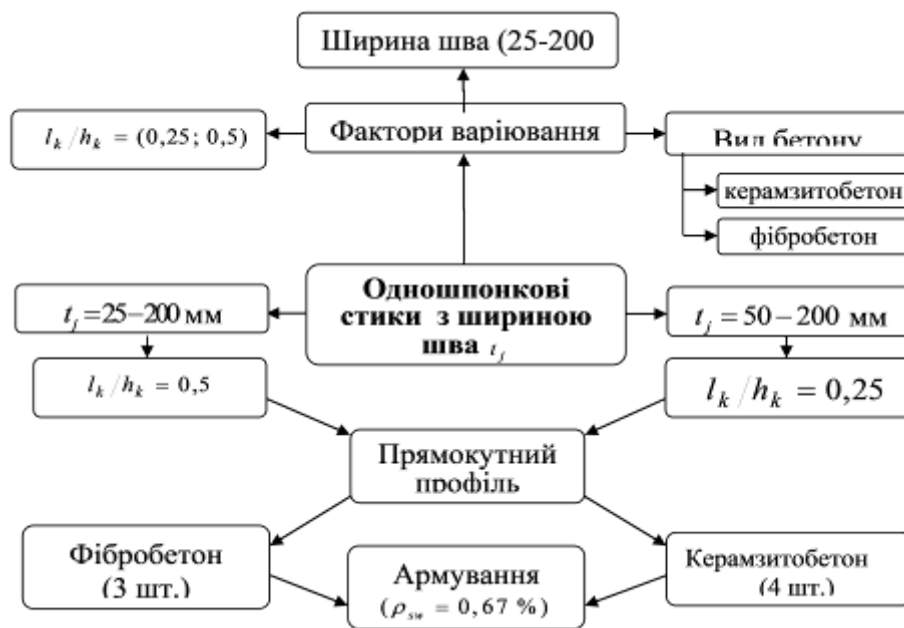


Рисунок 2.20 – Програма досліджень одношпонкових стиків зі швом

Рис. 2.21 присвячений маркуванню одношпонкових стикових з'єднань контактних та зі швом.

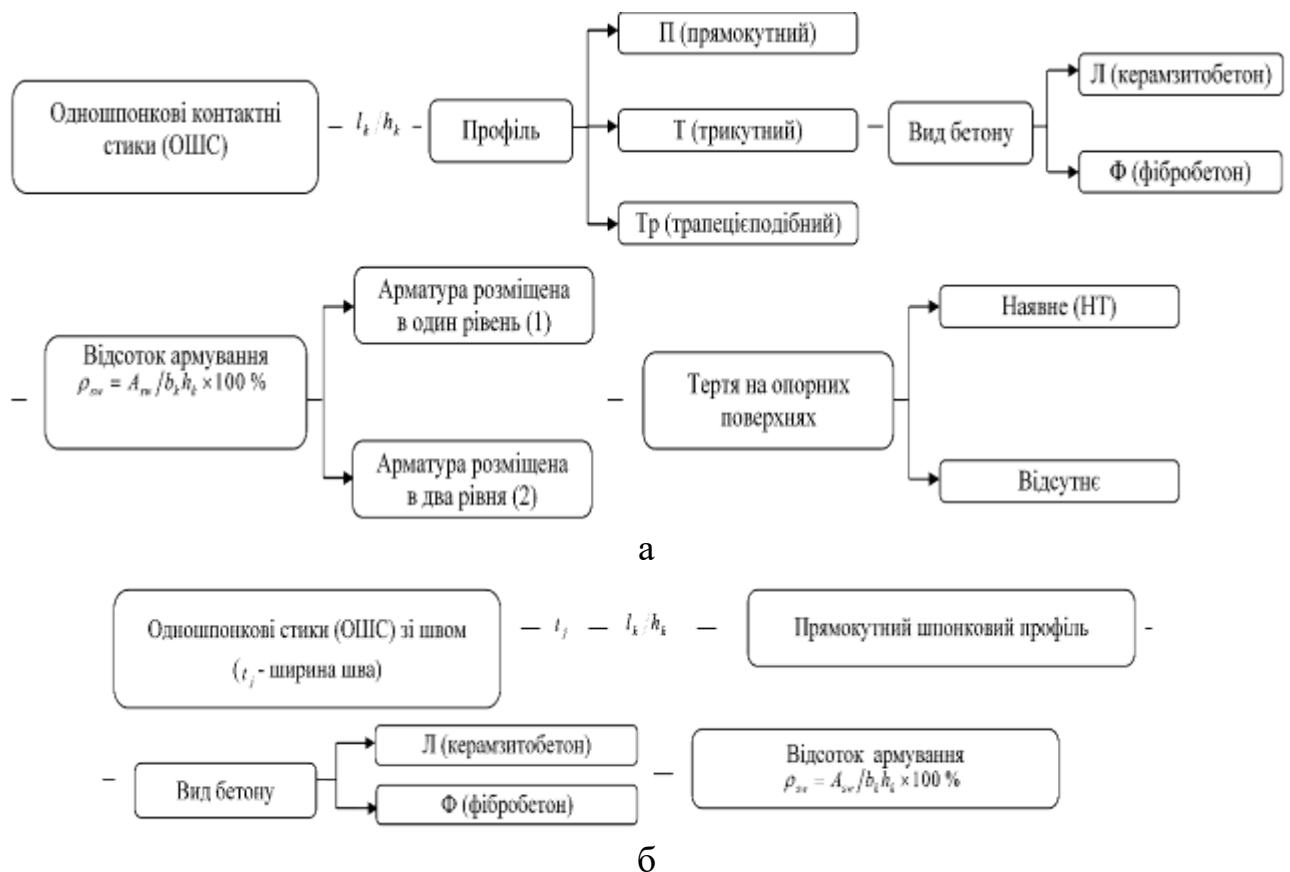


Рисунок 2.21 – Маркування одношпонкових стиків: а – контактних; б – зі швом

2.4 Дослідження багатошпонкових стиків

Програма експериментальних досліджень трьохшпонкових стиків зі швом наведена на рис. 2.22, їх характеристики в табл. 2.7.

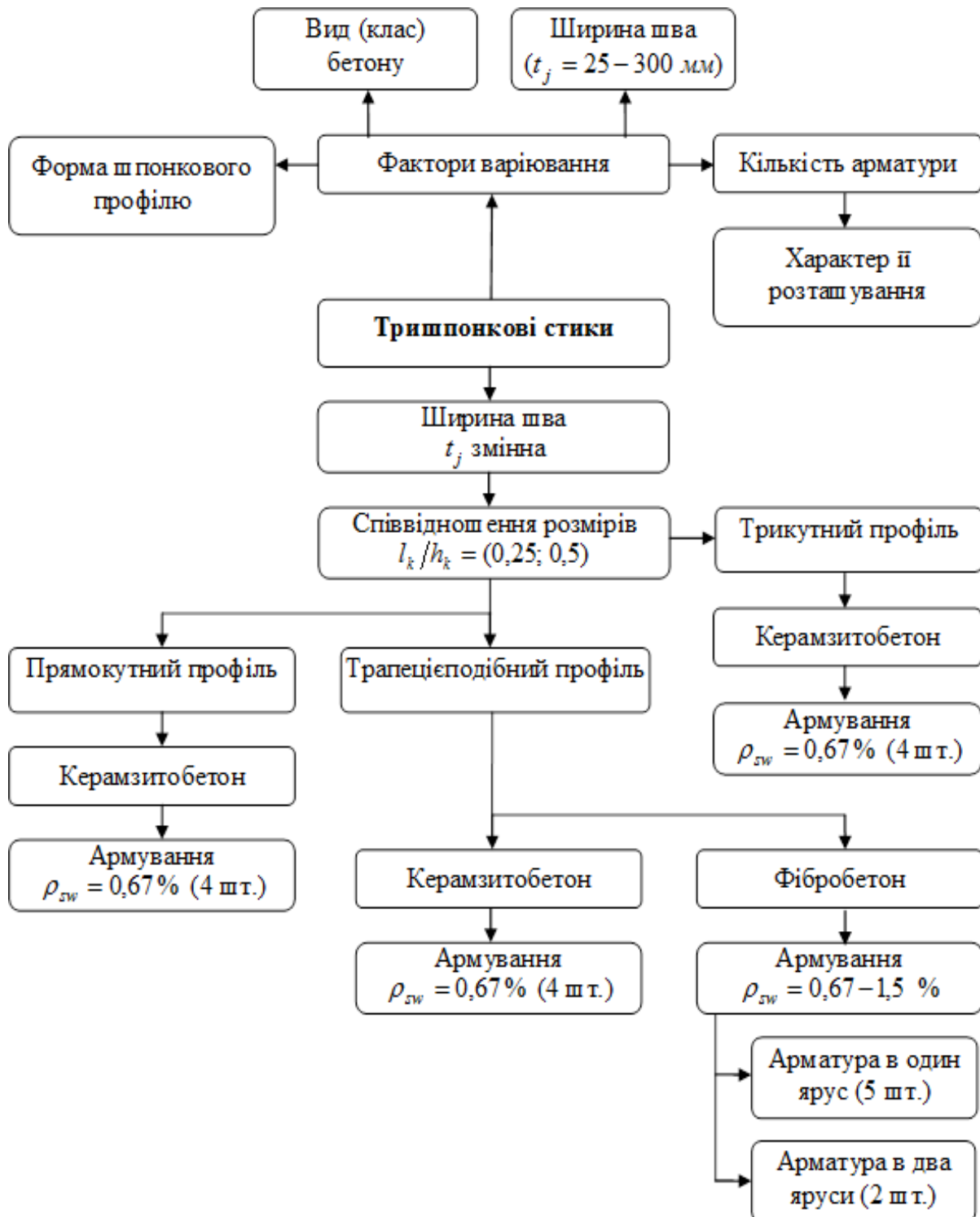
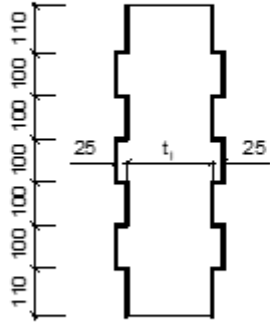
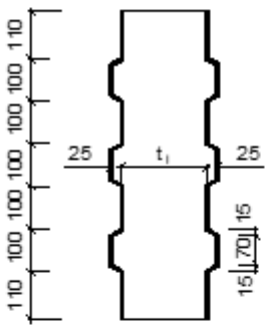
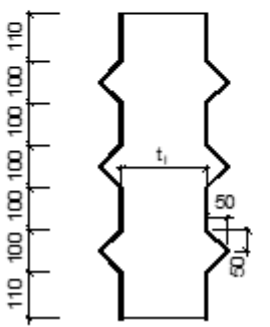


Рисунок 2.22 – Програма експериментальних досліджень трьохшпонкових стиків зі швом

Таблиця 2.7 – Геометричні характеристики стиків

№ з/п	Шифр зразків	Геометричні параметри стику	Площа зрізу A_n , мм ²	t_f , мм	Поперечне армування/ A_w , мм ²
1	ЗШС-50-0,25-П-Л-0,66-1		3x15300	50	3x2Ø8/ 3x101
2	ЗШС-100-0,25-П-Л-0,64-1		3x15800	100	
3	ЗШС-150-0,25-П-Л-0,66-1		3x15200	150	
4	ЗШС-200-0,25-П-Л-0,60-1		3x16800	200	
5	ЗШС-50-0,25-Тр-Л-0,64-1		3x15700	50	
6	ЗШС-100-0,25-Тр-Л-0,63-1		3x16000	100	
7	ЗШС-150-0,25-Тр-Л-0,62-1		3x16200	150	
8	ЗШС-200-0,25-Тр-Л-0,64-1		3x15800	200	
9	ЗШС-50-0,5-Т-Л-0,64-1		3x15700	50	
10	ЗШС-100-0,5-Т-Л-0,69-1		3x14600	100	
11	ЗШС-150-0,5-Т-Л-0,67-1		3x15000	150	
12	ЗШС-200-0,5-Т-Л-0,68-1		3x14800	200	

За висотою шпонки всі зразки армувалися поперечними стержнями 2Ø8 A240C ($\rho_{sw} = 0,67\%$), що з'єднувалися з каркасами бокових частин контактним зварюванням на промисловому обладнанні. Каркас трьохшпонкового стику з тензорезисторами на арматурі шпонок представлений на рис. 2.23, а, схема розташування тензорезисторів на бетоні – на рис. 2.23, б, зразок у пресі під час випробування – на рис. 2.23, в.

Конструкція дослідних стиків з фібробетонними трапецієподібними шпонками [293 – 295, 320 – 322], їх геометричні розміри й армування наведені в табл. 2.8 та на рис. 2.24.

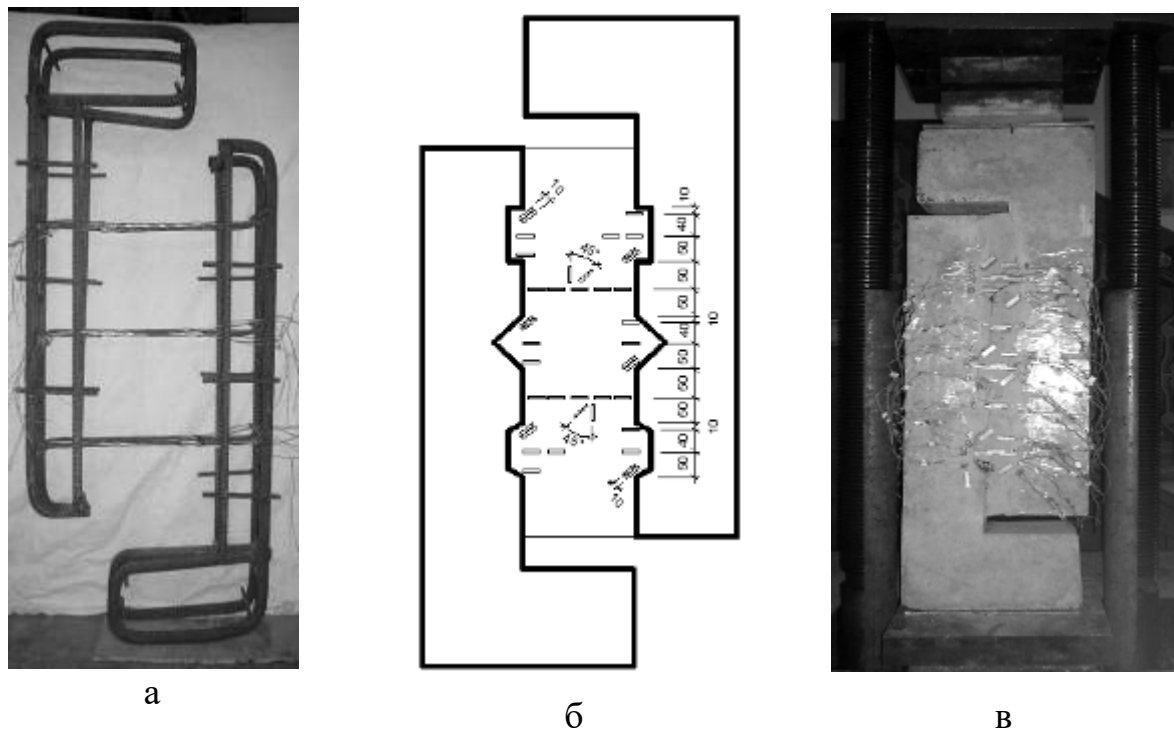


Рисунок 2.23 – Каркаси з тензорезисторами на арматурі (а); схема розташування тензорезисторів на бетоні (б); трьохшпонковий зразок зі швом у пресі (в)

Таблиця 2.8 – Характеристики трьохшпонкових стиків зі швом із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Площа зрізу A_{st} , мм ²	Ширина стику t_j , мм	Поперечне армування	Площа поперечної арм. A_{sw} , мм ²
1	ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2	45000	100	4Ø6	339
2	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2	48900	150		
3	ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1	45750	100	2Ø8	303
4	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1	47250	150		
5	ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1	45660	25	2 Ø12	678
6	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1	45300	150		
7	ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1	45360	300		

Досліджувалися зразки як із арматурою, розташованою по середині висоти шпонки, так і рознесеною у два яруси. Співвідношення розмірів шпонок l_k / h_k у всіх стиках становило 0,25.

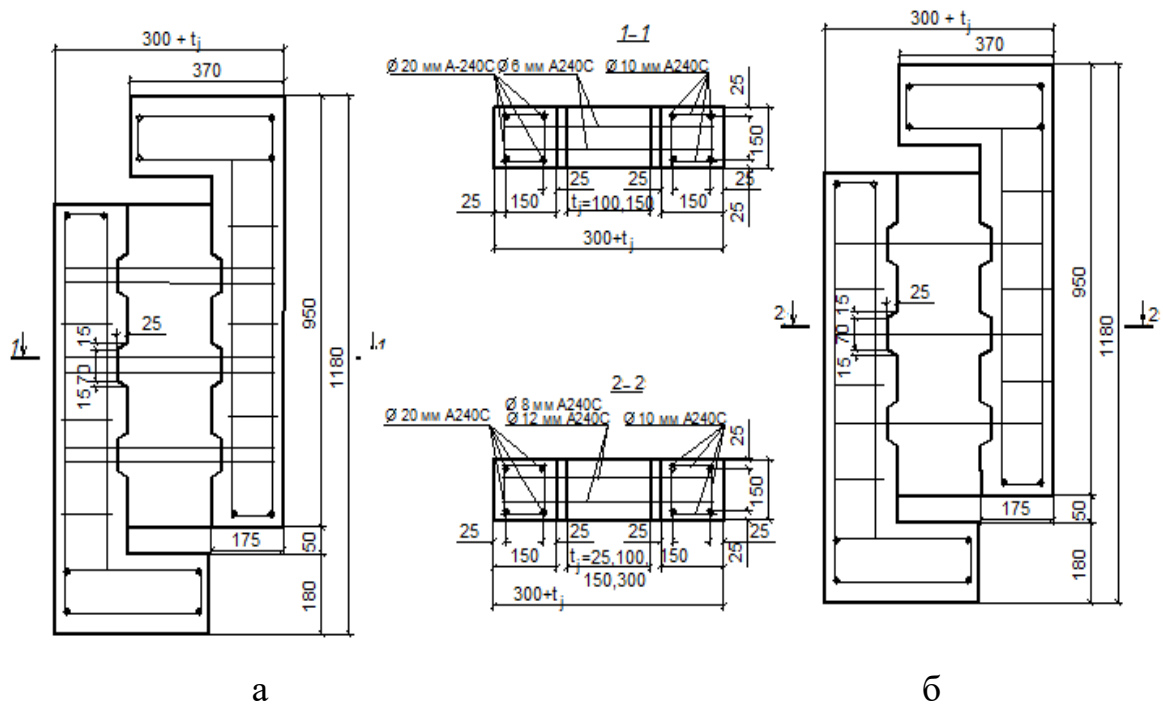


Рисунок 2.24 – Конструкція та схеми армування стиків із фібробетону:
а – при розміщенні арматури у двох рівнях за висотою шпонки; б – по середині її висоти

Схеми розташування тензорезисторів на поперечній арматурі та бетоні дослідних зразків показані на рис. 2.25, а, б і в., зразок у пресі на рис. 2.25, г.

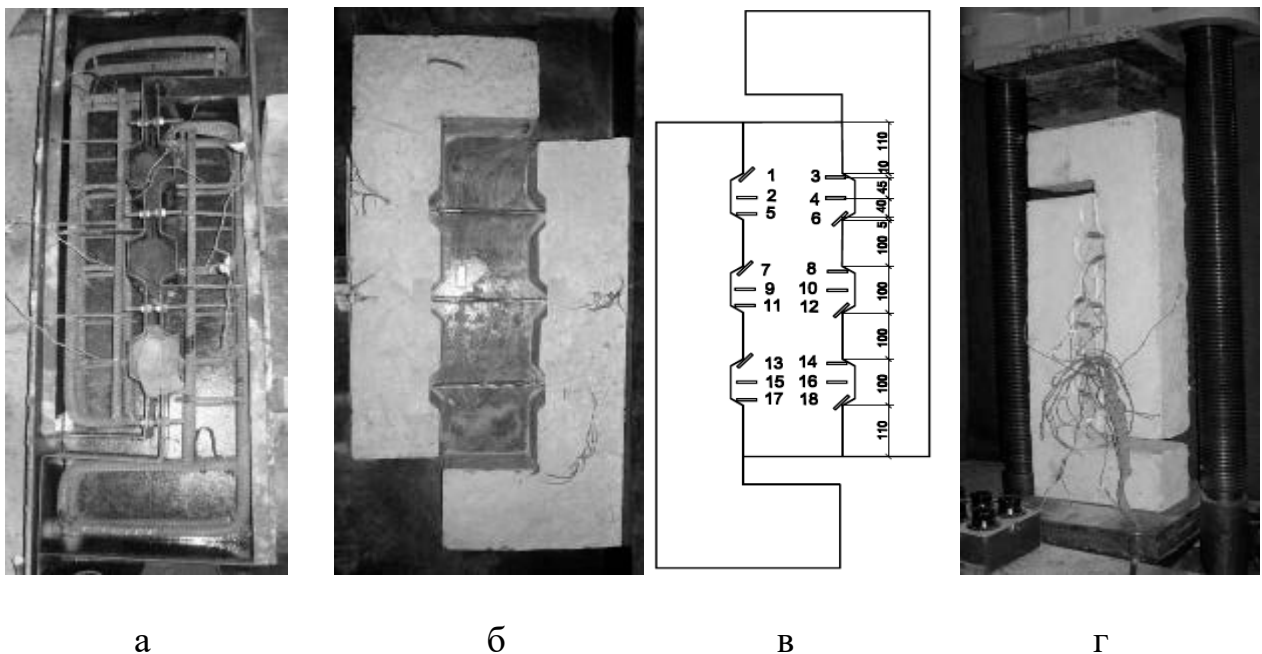


Рисунок 2.25 – Каркас трьохшпонкового зразка зі швом із фібробетону в опалубці (а), зразок перед бетонуванням центральної частини (б), схема розташування тензорезисторів на бетоні (в), зразок при випробуванні (г)

Випробування стиків здійснювалося у пресі ПГ-125 (рис. 2.25, г). Навантаження прикладалось ступенями, на кожному із яких проводиться огляд зразка, фіксується поява та розвиток тріщин, а також знімаються покази за ЦТМ-5, котрий використовується у якості реєструвального приладу.

Досліджувалися також контактні багатошпонкові стики, їх програма наведена на рис. 2.26

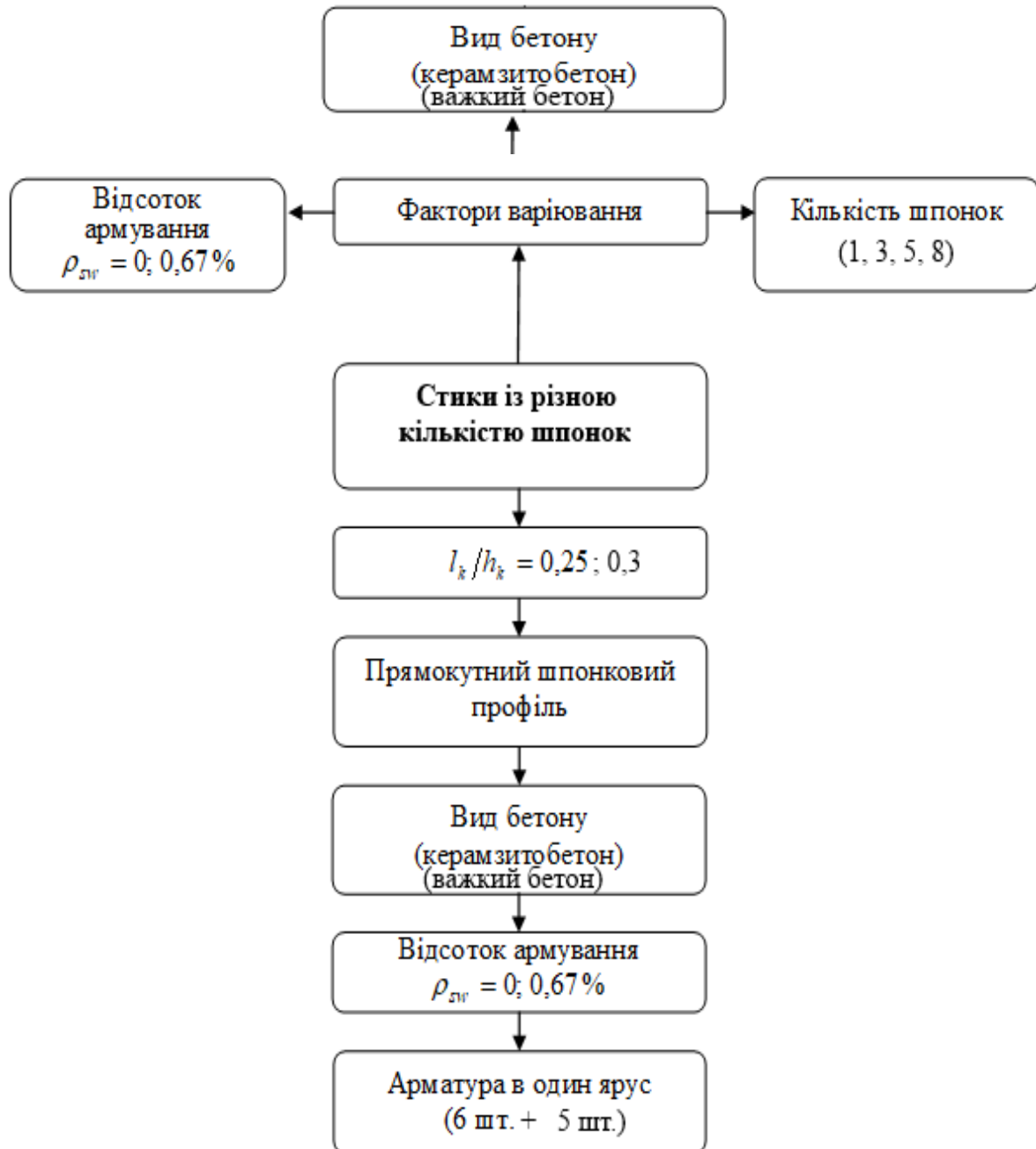


Рисунок 2.26 – Програма експериментальних досліджень контактних стикових з'єднань з різною кількістю шпонок

Метою дослідів *сьомої* серії [293 – 295, 320, 323 – 327] є вивчення роботи шпонкового з'єднання під час навантаження, оцінка нерівномірності розподілу напружень за його довжиною, вплив кількості шпонок і їх армування на несучу здатність контактних стиків.

Спочатку досліджувалися стикові керамзитобетонні з'єднання (рис. 2.27, а) з однією, трьома та п'ятьма шпонками без поперечної арматури й армовані. Базові геометричні параметри зразків були однаковими. Всього випробувано 6 зразків.

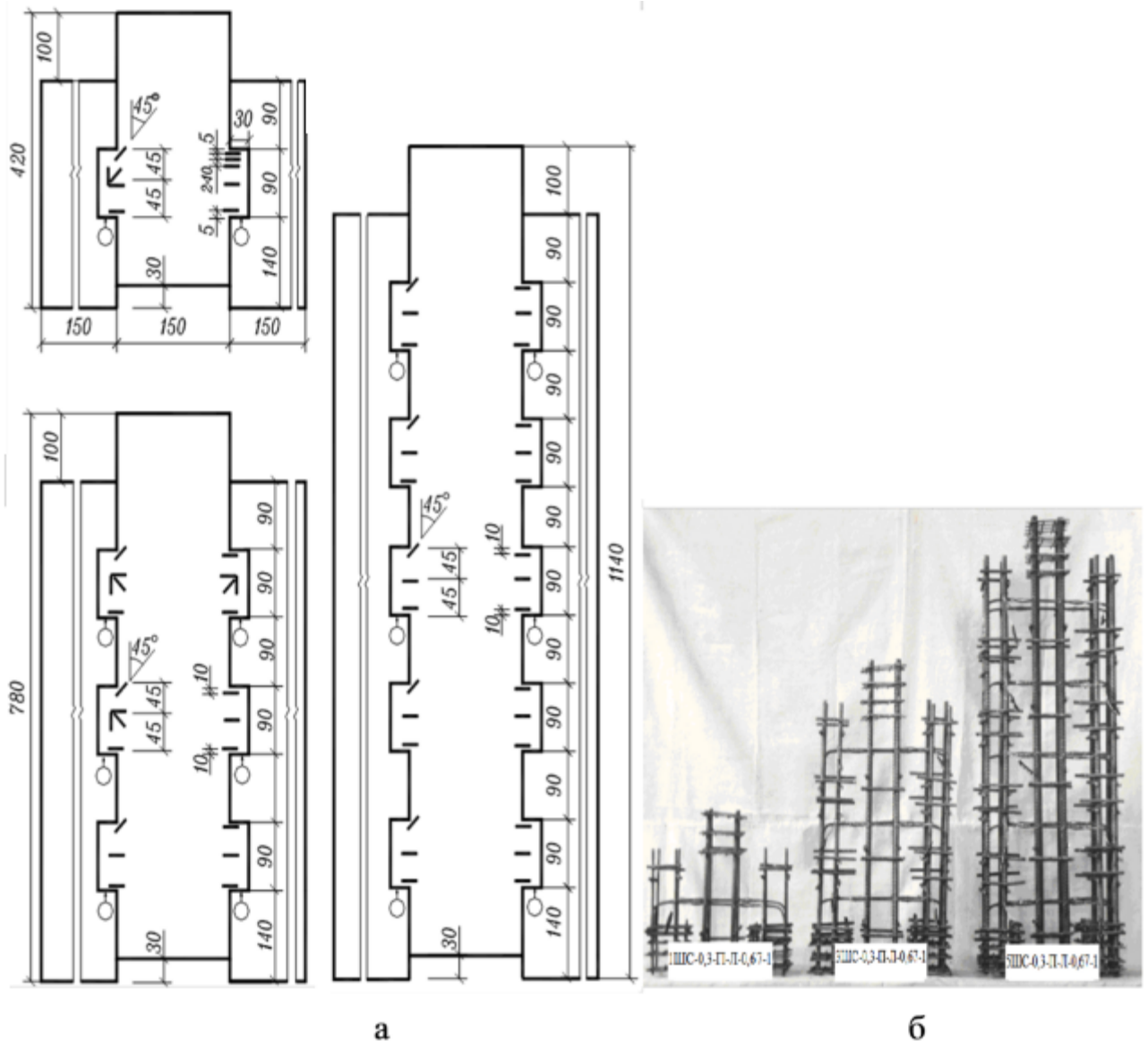
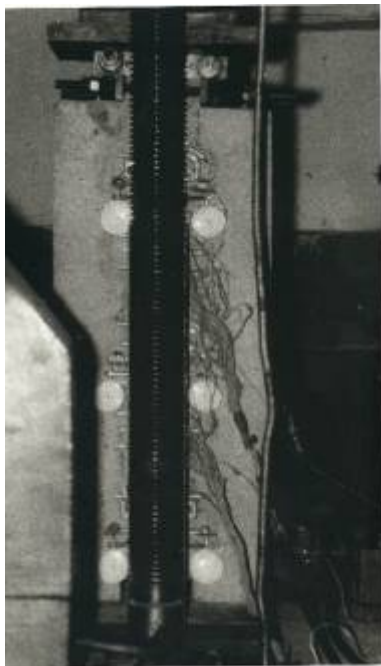


Рисунок 2.27 – Конструкція і розміри дослідних зразків 7-ої серії, схеми розташування тензорезисторів та індикаторів (а), каркаси залізобетонних стиків із тензорезисторами на арматурі (б)

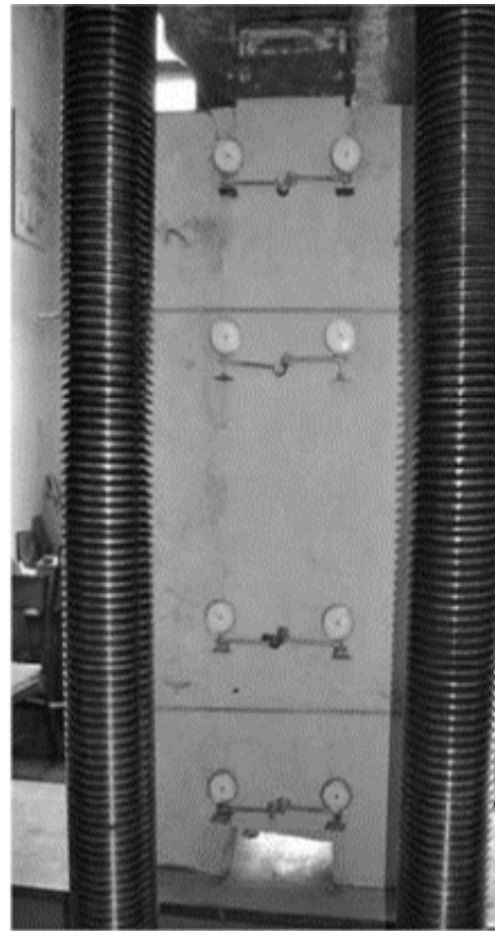
Виготовлення зразків відбувалося в два етапи (як і інших стикових з'єднань) із керамзитобетону двох різних класів. Каркаси залізобетонних стиків представлені на рис. 2.27, б. В площині зрізу шпонки армувалися поперечними стержнями $2 \text{ } \varnothing 8 \text{ A240C}$ ($\rho_{sw} = 0,67 \%$).

Деформації бетону в зоні руйнування стику та деформації поперечної арматури вимірювалися тензорезисторами ПКБ базою відповідно 20 мм (рис. 2.27, а) і 5 мм (рис. 2.27, б). ЦТМ-5 використовувався якості реєструвального приладу.

Стикові з'єднання випробувалися у пресі ПГ-125 (рис. 2.28, а).



а



б

Рисунок 2.28 – Трьохшпонковий зразок із керамзитобетону у пресі ПГ-125 (а) та восьмишпонковий зразок із важкого бетону в пресі ПГ-500 (б)

В межах серії додатково було випробувано 5 зразків: одношпонковий, тришпонковий, два п'ятишпонкових і восьмишпонковий (рис. 2.29). Два стики

(п'ятишпонковий і восьмишпонковий) запроектовані із бетонними шпонками. По одному зразку з однією, трьома та п'ятьма шпонками мали по середині площини зрізу в межах висоти шпонки арматуру у вигляді $2\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$ ($\rho_{sw} = 0,67\%$) (рис. 2.30).

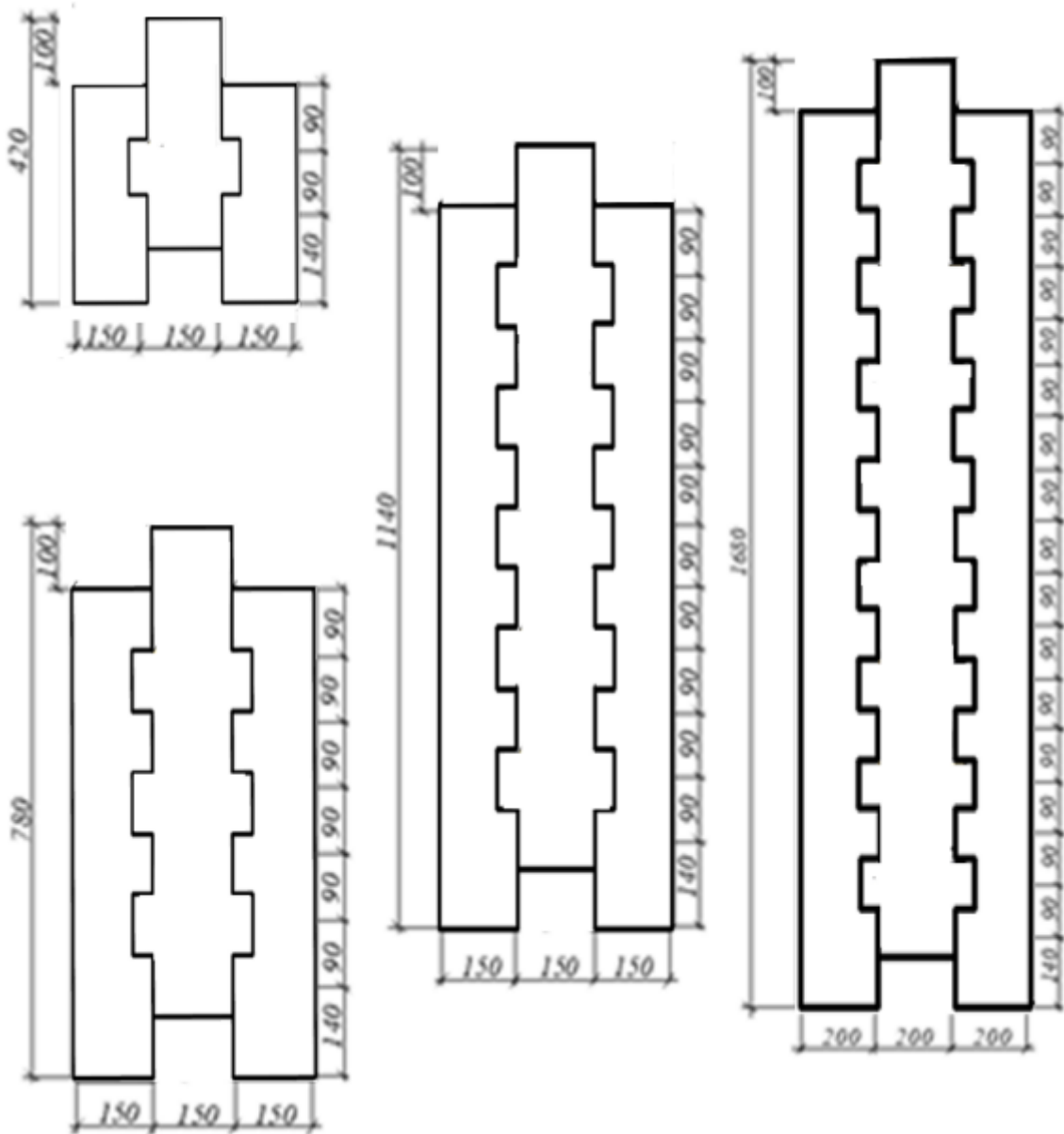


Рисунок 2.29 – Конструкція дослідних зразків

Двоступеневий процес виготовлення стиків зображений на рис. 2.31, міжшпонковий профіль виключався із роботи шляхом змащування.

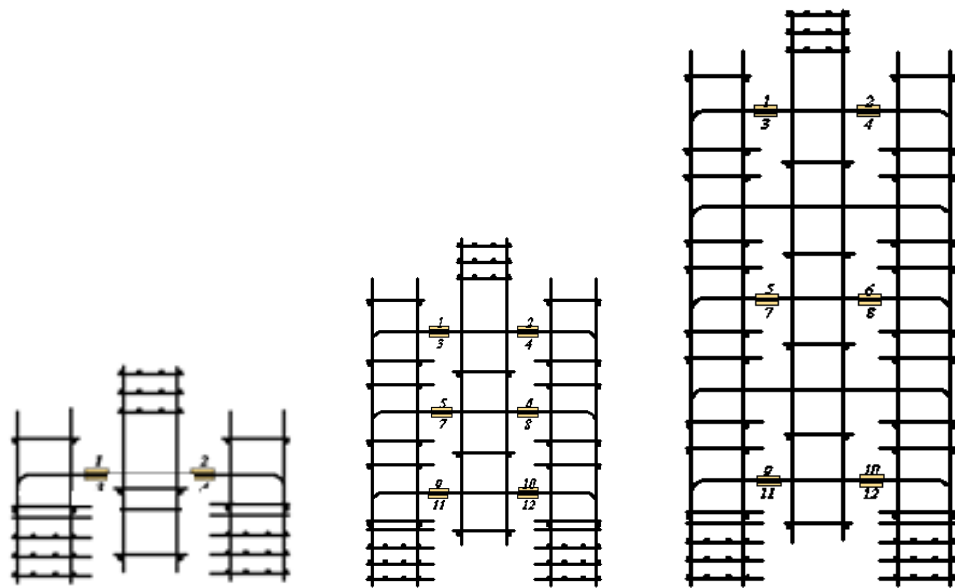


Рисунок 2.30 – Каркаси дослідних зразків із тензорезисторами на арматурі

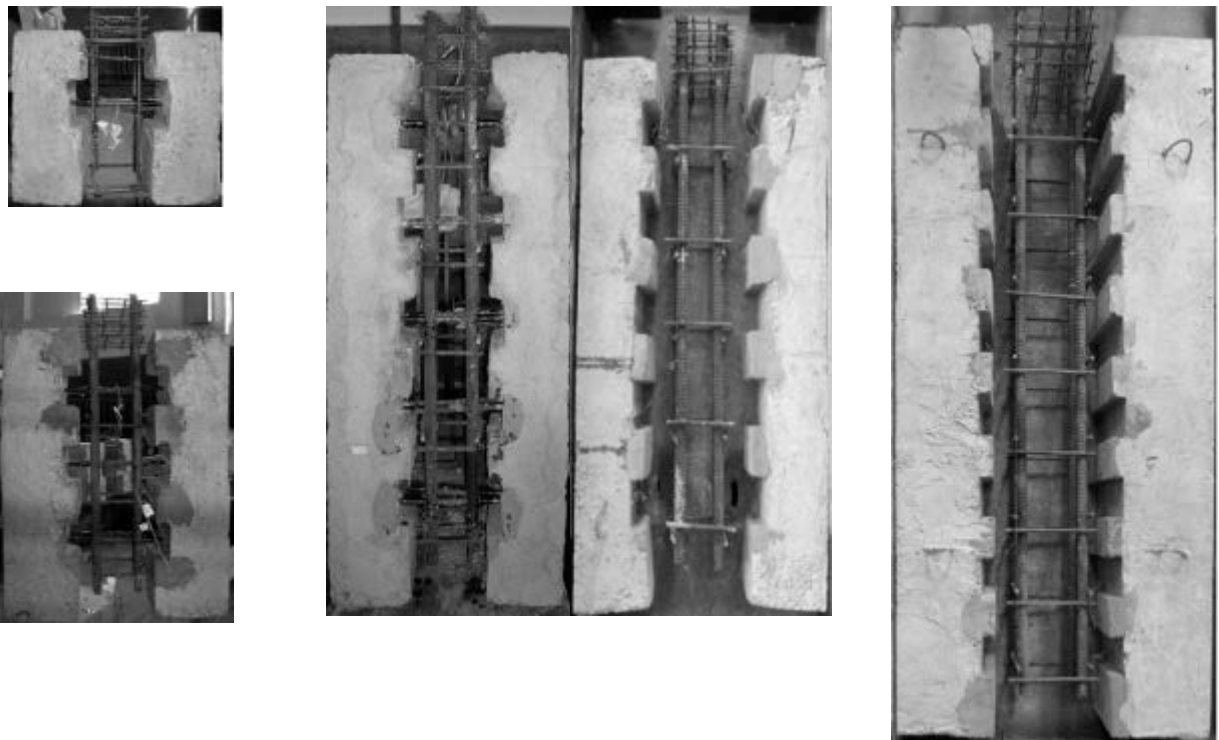


Рисунок 2.31 – Дослідні стики перед бетонуванням середньої частини

Зразки виготовлялися із розмірами: $l_k = 30$ мм, $h_k = 90$ мм, $l_k/h_k = 0,3$. Товщина одношпонкових, тришпонкових та п'ятишпонкових стиків із важкого бетону була 150 мм, а восьмишпонкового – 224 мм. Схеми розташування тензорезисторів на арматурі та бетоні представлені відповідно на рис. 2.320 і рис. 2.32. В якості реєструвального приладу використано АД-4 [7].

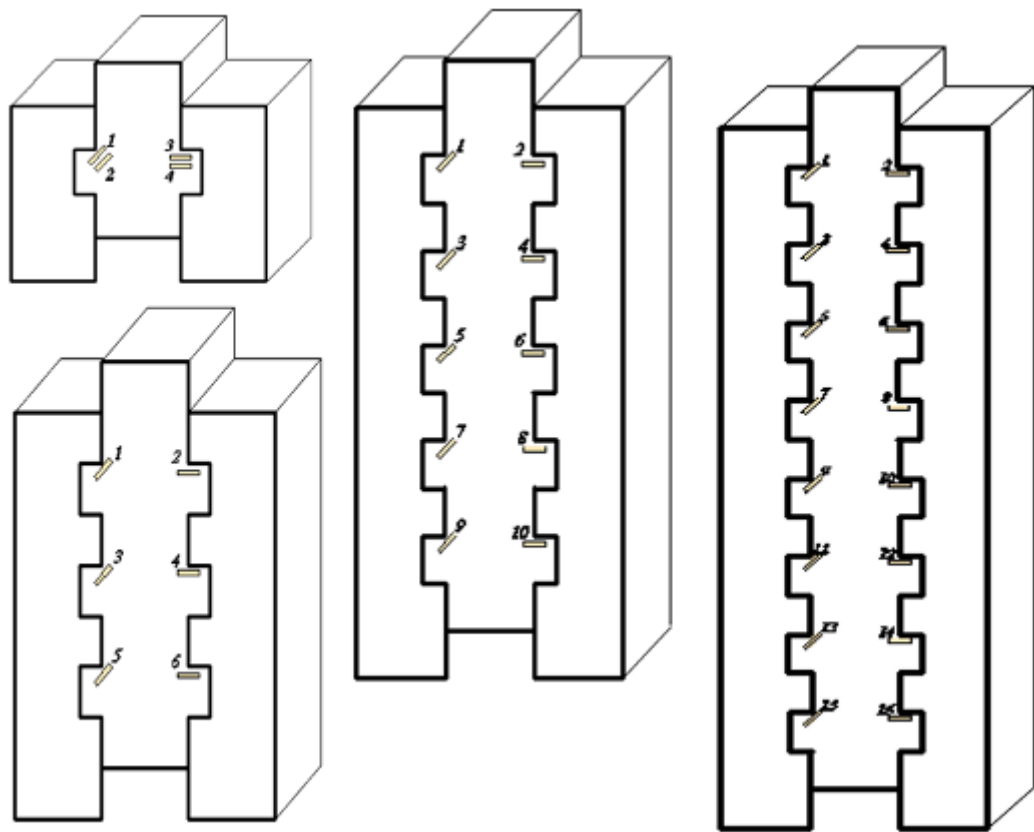
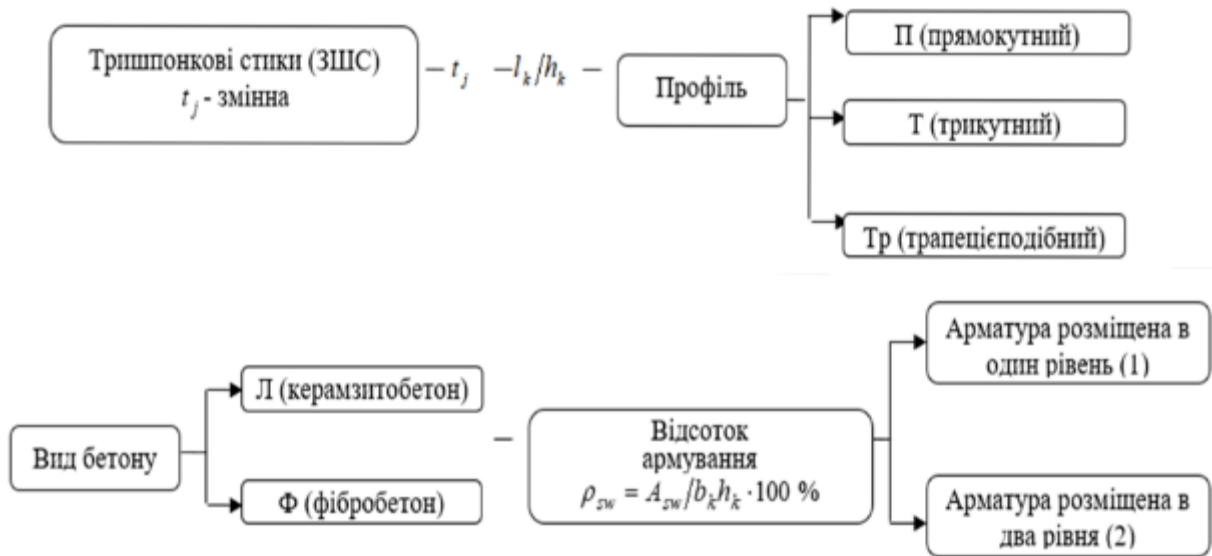


Рисунок 2.32 – Схема наклеювання на бетоні тензорезисторів

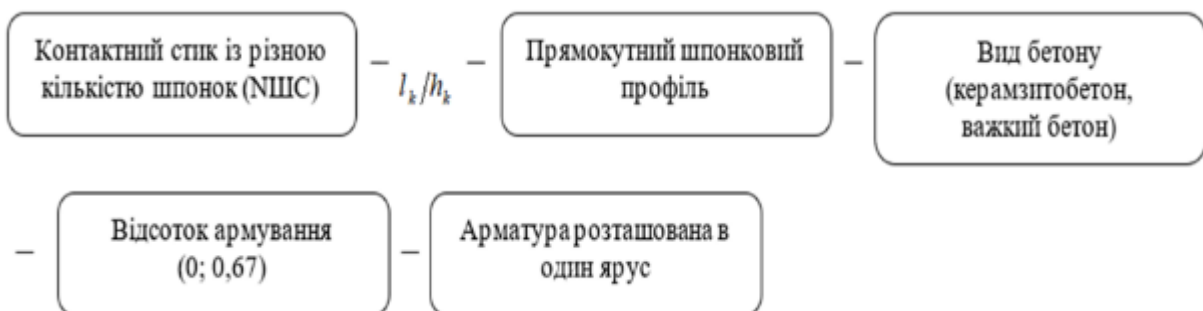
Для фіксації деформацій бетону й оцінки їх пластичної складової планувалося наклеювання біля вхідного кута шпонок (у їх стиснутій зоні) тензорезисторів з базою, порівнюваною із розмірами цієї зони (20 мм). З метою вивчення характеру деформування та порівняння його зі станом, характерним для зрізання та згинання, тензорезистори розташовані як у горизонтальному напрямку, так і під кутом 45° . При цьому вони зміщені від вхідного кута на відстань 5–7 мм у середину тіла шпонки. При згинанні деформації здебільшого розвиваються в горизонтальному напрямку, тоді як при зрізанні вони орієнтовані перпендикулярно до тонкого шару пластичності, локалізованого на поверхні руйнування. Таким чином, напрямок найбільшої інтенсивності деформацій свідчить про переважання згинання або зрізання.

Для випробування чотирьох стикових з'єднань застосовувався прес ПГ-125 (аналогічно до стику на рис. 2.28, а), восьмишпонковий зразок у пресі ПГ-500 (рис. 2.28, б) [7]. Навантаження здійснювали поступово, із кількістю

ступенів у межах від 10 до 15. Під час витримки під навантаженням на кожному рівні проводили огляд зразка, фіксували тріщини, їх розвиток, знімали показники за АД-4. Тензорезистори були наклеєні вздовж всього стику з метою оцінювання нерівномірності роботи шпонок. Принцип маркування зразків багатошпонкових стиків представлений рис. 2.33.



а



б

Рисунок 2.33 – Маркування дослідних зразків стикових багатошпонкових з'єднань:

а – тришпонкові стики зі швом; б – контактні стики із різною кількістю шпонок

2.5 Визначення міцносних характеристик бетону й арматури дослідних зразків

Разом із бетонуванням дослідних зразків виготовлялись по три стандартні контрольні куби та призми для визначення характеристик міцності бетону [328]: куби з ребром 150 мм та призми розмірами 150×150×600 мм для випробування на стиск, розмірами 100×100×800 мм для випробування на розтяг. Для визначення призмової міцності бетону f_c [329] призми доводили до руйнування ступенево-зростаючим навантаженням на пресі ПГ-125 (рис. 2.34, а). Випробування призм на розтяг проводились на пресі УИМ-50 (рис. 2.34, в).



а

б

в

Рисунок 2.34 – Визначення міцнісних характеристик бетону:

а – випробування призм на стиск і б – випробування кубів на стиск у пресі ПГ-125; в – випробування призм на розтяг

Для отримання міцнісних і деформативних характеристик арматури [330] використовували розривну машину РМ-500 (рис. 2.35), за допомогою котрої було випробувано на розтяг по 3 зразки арматури класу А240С Ø 8, 10, 14, 16, 18 мм (рис. 2.36).

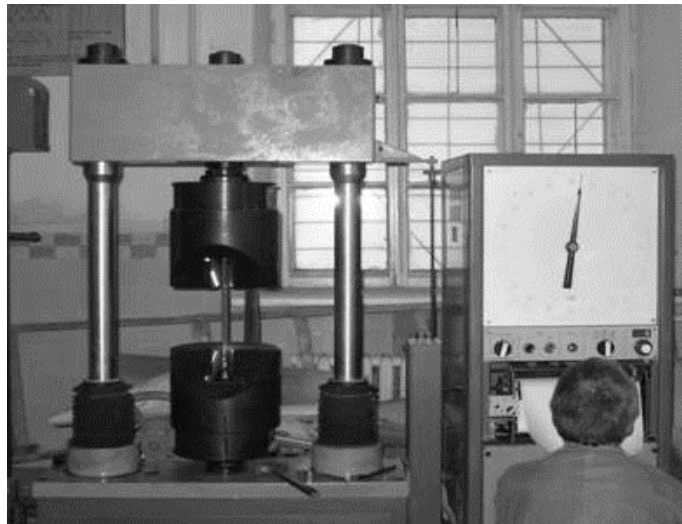


Рисунок 2.35 – Вигляд установки під час випробування арматурних стержнів

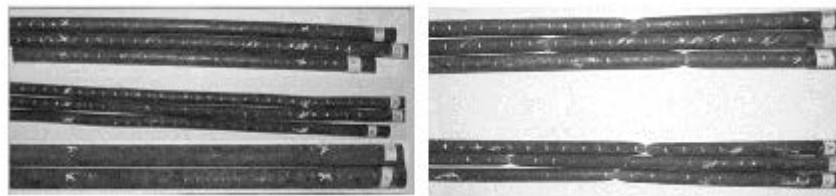


Рисунок 2.36 – Вигляд зразків арматурних стержнів:

а – до випробування; б – після випробування

2.6 Висновки за розділом 2

1. В межах експериментальної частини досліджень випробовувалися 5 типів і серій дослідних зразків:

– хрестоподібні (рис. 2.37, а), котрі моделювали роботу окремої шпонки (вивчалися наступні параметри: співвідношення розмірів шпонок l_k / h_k ; вид і клас бетону; рівень обтиснення σ / f_c ; кількість арматури ρ_{sw} та характер її розташування за висотою шпонки);

– одношпонкові контактні стики (рис. 2.37, б) (параметрами розгляду тут виступали кут нахилу опорної поверхні до горизонталі ψ , тертя на опорних поверхнях, кількість і розташування арматури, вид та клас бетону);

– одношпонкові стики зі швом (варіювалися ширина шва t_j , вид та клас бетону) (рис. 2.37, в);

– тришпонкові стики зі швом (для них змінними факторами були: ширина шва, форма шпонкового профілю, кількість і розташування арматури в площині зрізу, вид та клас бетону) (рис. 2.37, г);

– контактні бетонні та залізобетонні стики із різною кількістю шпонок (1, 3, 5, 8) (рис. 2.37, д), які виготовлялися керамзитобетонними і важкого бетону.

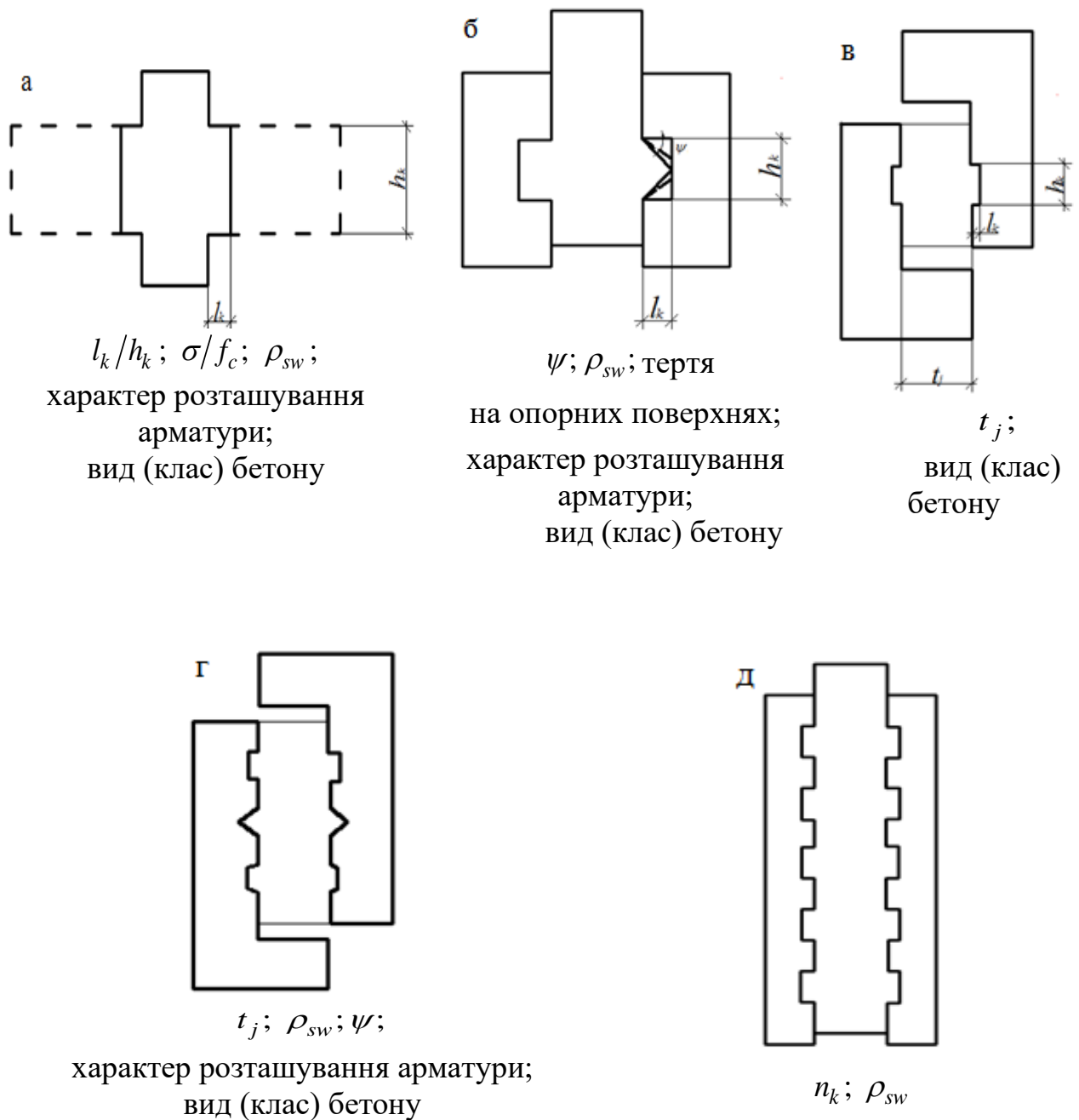


Рисунок 2.37 – Типи дослідних зразків

2. Всього випробувано 123 зразки (відповідно 69, 17, 7, 19, 11 зазначеного типу). Згідно з програмою досліджень визначався вплив факторів, значення котрих змінювалися в широких межах:

- $l_k/h_k = 0,1 - 1$;
- $\sigma/f_c = 0 - 0,47$;
- $\psi = 0 - 45^0$;
- вид бетону (важкий $f_c = 22,5 - 56,9$ МПа, керамзитобетон $f_c = 10 - 23,5$ МПа, фібробетон $f_c = 12 - 14$ МПа);
- $\rho_{sw} = 0 - 3\%$;
- одноярусне і двоярусне розташування арматури;
- наявність (відсутність) тертя на опорних поверхнях;
- від 1 до 8 шпонок у стику;
- ширина шва $t_j = 25 - 300$ мм.

3. Передбачено вимірювальні прилади: тензорезистори типу ПКБ з базою від 5 до 50 мм та фіксацією показників за допомогою ЦТМ-5 і АВД, індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Їх кількість і схеми розташування дозволяють з'ясувати деформований стан бетону й арматури в зоні руйнування й отримати достовірні дані про несучу здатність шпонкових з'єднань залежно від визначальних факторів.

4. Силове обладнання лабораторії кафедри будівельних конструкцій: гідравлічні преси ПГ-125, ПГ-500, універсальна вимірювана машина УВМ-50, розривна машина РМ-500 надають можливість визначати механічні характеристики бетонів і арматури, забезпечити необхідний рівень та режим передачі навантаження та визначити граничний опір дослідних зразків.

РОЗДІЛ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА СИСТЕМАТИЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ ОДНОШПОНКОВИХ СТИКІВ

3.1 Опір і деформований стан прямокутних бетонних шпонок

Згідно отриманих експериментальних даних [61, 293, 295, 296, 323], опір бетонних шпонок істотно залежить від співвідношення їх глибини до висоти l_k/h_k (рис. 3.1), яке й визначає характер руйнування. При збільшенні l_k/h_k від 0,1 до 0,6 в експерименті міцність при зрізі $f_c^k = V_u / b_k h_k$ (V_u – граничне значення навантаження, b_k – товщина зразка) змінюється згідно табл. 3.1 і рис. 3.1.

Для зразків із $l_k/h_k = 0,1-0,2$ зафіксовано руйнування від зминання бетону під площадкою навантаження. Формування тріщини, що окреслює поверхню руйнування, відбувалося приблизно при $0,9 V_u$. Спостерігалось руйнування частини елемента безпосередньо під площадкою завантаження вздовж похилої площини (відповідно запропонованої класифікації можна стверджувати, що реалізувався зріз шпонки за похилою площиною). Аналіз деформацій зразків із важкого бетону та керамзитобетону засвідчує їх значний розвиток і наближення при руйнівному навантаженні до величини деформації ε_{c1} , яка відповідає максимальним напруженням стиску.

Зразки при $l_k/h_k = 0,3-0,5$ руйнувалися за цілим перерізом, наближеним до вертикалі в основі шпонки. До цього при навантаженні приблизно $0,5 V_u$ виникала перша тріщина під кутом 15° до вертикалі, котра починалася біля верхнього кута з'єднання шпонки зі стовбуром, розповсюджувалася в середину стовбура, але не набувала подальшого розвитку при більш високих рівнях навантаження та не впливала на характер руйнування.

Тензорезистори, розміщені в стиснутій зоні шпонки (у нижньому куті з'єднання зі стовбуром) показували достатньо великі деформації $\varepsilon_c = (120-130) \times 10^{-5}$ (рис. 3.2), котрі можуть слугувати підтвердженням наявності локалізованих зон пластичності на поверхні руйнування. Так як

розміри цих зон достатньо малі, а покази тензорезисторів базою 20 мм є усередненими, то імовірно, що отримані величини деформацій дещо занижені, порівняно із реальними значеннями ε_c .

При $l_k/h_k = 0,6$ руйнування шпонок мало риси згинального характеру та відбувалося крихко за розтягнутою зоною. Як правило, дослідники не виділяють окремо таку форму руйнування шпонок, однак у дослідях воно зафіксовано.

Таблиця 3.1 – Експериментальні дані для окремих бетонних шпонок

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону			$\frac{l_k}{h_k}$	Граничне навантаження на зразок V_u , кН	$\frac{f_c^k}{f_c}$
		$f_{c,cube}$, МПа	f_c , МПа	f_{ct} , МПа			
1	Ш-0,1-П-В	24,1	18,4	1,9	0,1	299	0,108
2	Ш-0,1-П-В				0,1	320	0,116
3	Ш-0,2-П-В				0,2	262	0,19
4	Ш-0,2-П-В				0,2	243	0,176
5	Ш-0,3-П-В				0,3	232	0,25
6	Ш-0,3-П-В				0,3	230	0,25
7	Ш-0,3-П-В				0,3	219	0,23
8	Ш-0,4-П-В				0,4	163	0,24
9	Ш-0,4-П-В				0,4	147	0,22
10	Ш-0,5-П-В				0,5	108	0,20
11	Ш-0,5-П-В				0,5	107	0,20
12	Ш-0,6-П-В				0,6	75	0,16
13	Ш-0,6-П-В				0,6	70	0,15
14	Ш-0,1-П-Л	25	22,5	1,8	0,1	405	0,12
15	Ш-0,2-П-Л				0,2	338	0,2
16	Ш-0,3-П-Л				0,3	181	0,18
17	Ш-0,4-П-Л				0,4	128	0,16
18	Ш-0,5-П-Л				0,5	90	0,13
19	Ш-0,6-П-Л				0,6	59	0,10

Згідно табл. 3.1 і рис. 3.1 із збільшенням l_k/h_k спочатку f_c^k/f_c зростає, а потім зменшується, отже, існує максимум на залежності $f_c^k - l_k/h_k$, котрий відповідає $l_k/h_k \approx 0,25$ і знаходиться на межі випадків руйнування від зрізу

шпонки за похилим та наближеним до вертикалі перерізами.

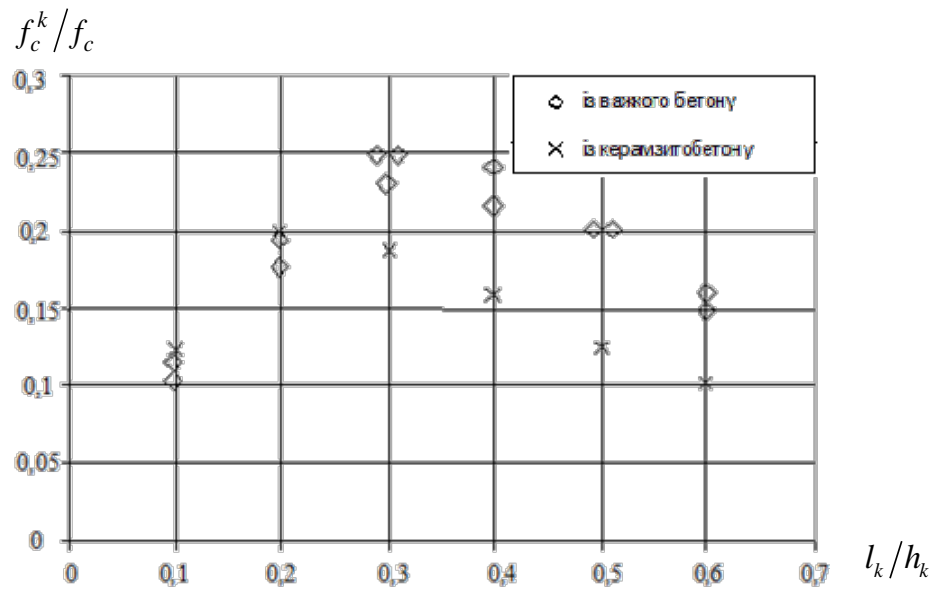


Рисунок 3.1 – Залежність відносного опору бетонних шпонок від l_k/h_k

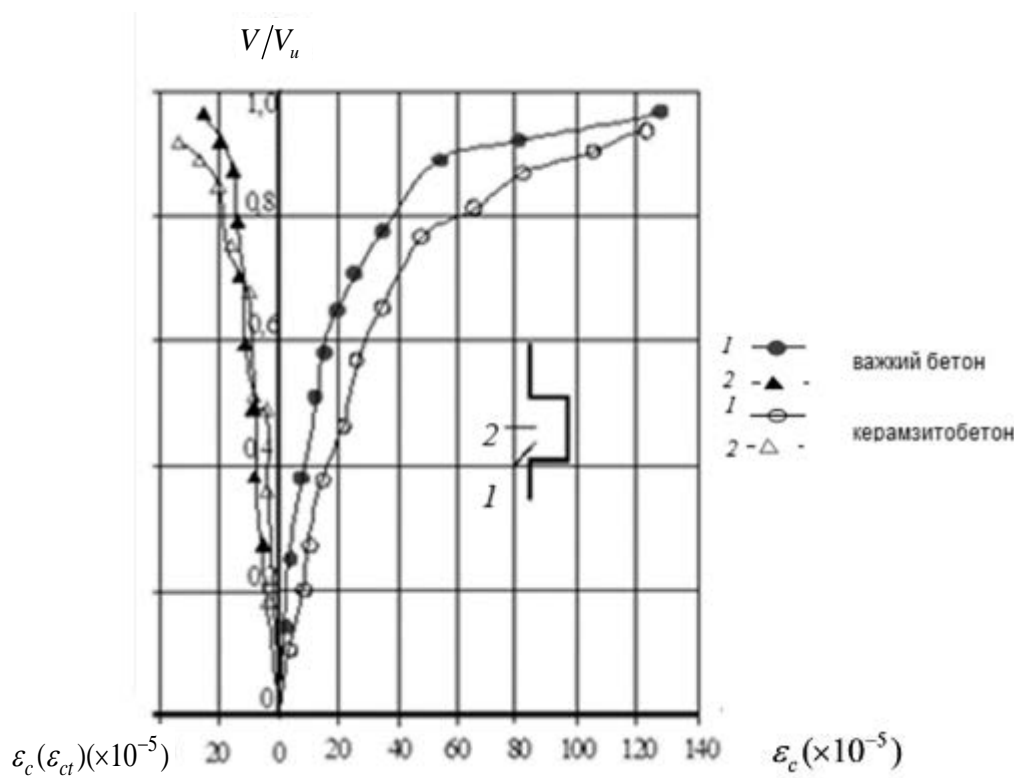


Рисунок 3.2 – Залежність « $V/V_u - \epsilon_c (\epsilon_{ct})$ » при руйнуванні шпонок шляхом зрізу

Фото дослідних зразків окремих шпонок із важкого бетону за різного відношення l_k/h_k після випробування представлені на рис. 3.3 і рис. 3.4.

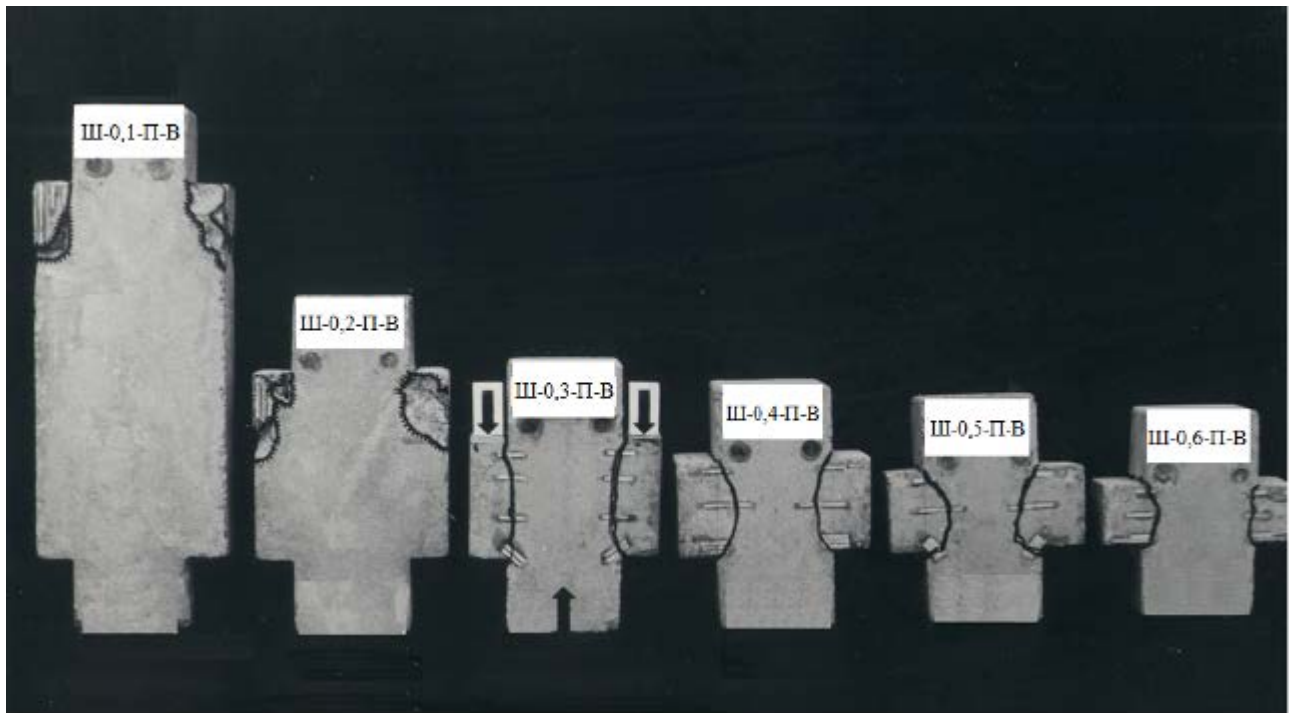


Рисунок 3.3 – Характер руйнування шпонок із важкого бетону залежно від співвідношення l_k/h_k

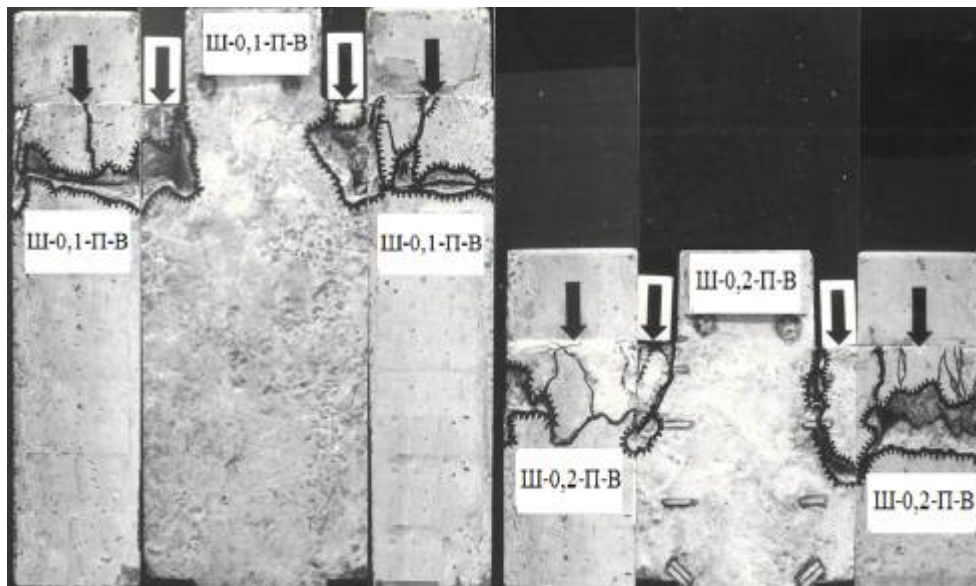


Рисунок 3.4 – Характер руйнування шпонок із важкого бетону при $l_k/h_k = 0,1$ і $0,2$ (при зминанні – зрізі шпонки за похилим перерізом)

Фото дослідних зразків із керамзитобетону після випробування представлені на рис. 3.5 і рис. 3.6.

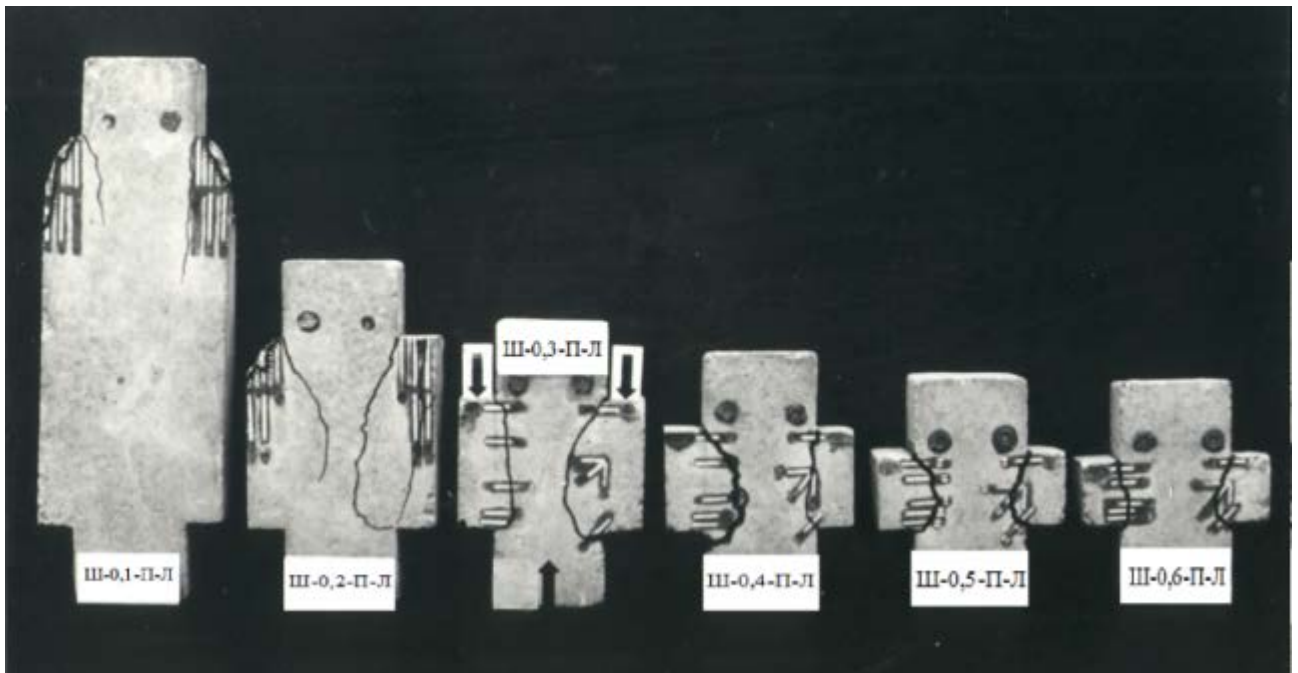


Рисунок 3.5 – Характер руйнування шпонок із керамзитобетону залежно від співвідношення l_k/h_k



Рисунок 3.6 – Характер руйнування шпонок із керамзитобетону при $l_k/h_k = 0,1$ і $0,2$ (при зминанні – зрізі шпонки за похилим перерізом)

Використання керамзитобетону в якості матеріалу для виготовлення шпонок не призвело до зміни характеру руйнування. Однак, відносно значення навантаження при зминанні на 10% вище, а при зрізі на (35 – 55)% нижче для зразків із керамзитобетону. Отримані результати підтверджують можливість

заміни важкого бетону на керамзитобетон для несучих конструкцій і стиків сучасних конструктивних систем.

3.2 Опір і деформований стан обтиснутих прямокутних бетонних шпонок

Усі дослідні зразки 2-ої серії [61, 293, 296, 301, 302] в межах зміни параметра $l_k/h_k = 0,3-1$ руйнувалися за перерізом, розташованим поблизу площини зрізу (рис. 3.7 – 3.12).

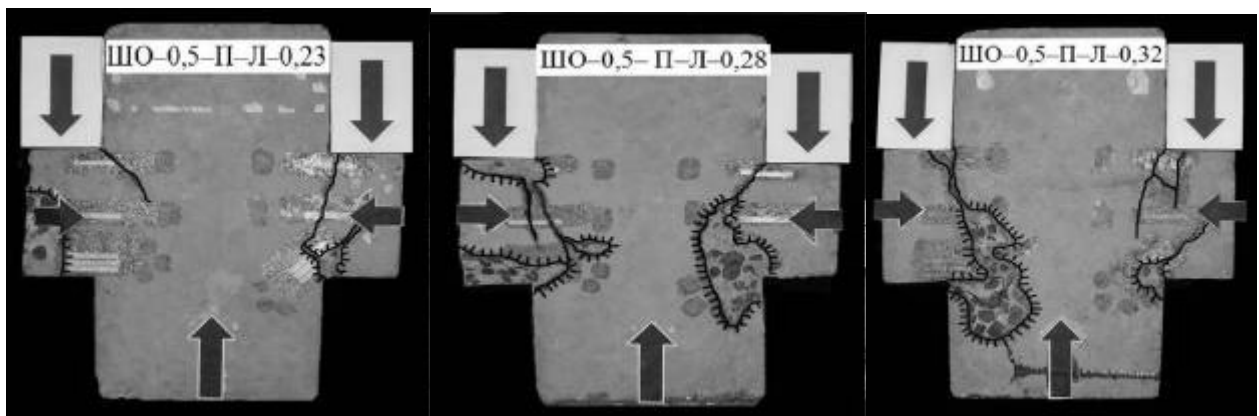


Рисунок 3.7 – Характер руйнування обтиснутих шпонок із керамзитобетону при $l_k/h_k = 0,5$ в межах зміни рівня обтиснення $\sigma/f_c = 0,23-0,32$

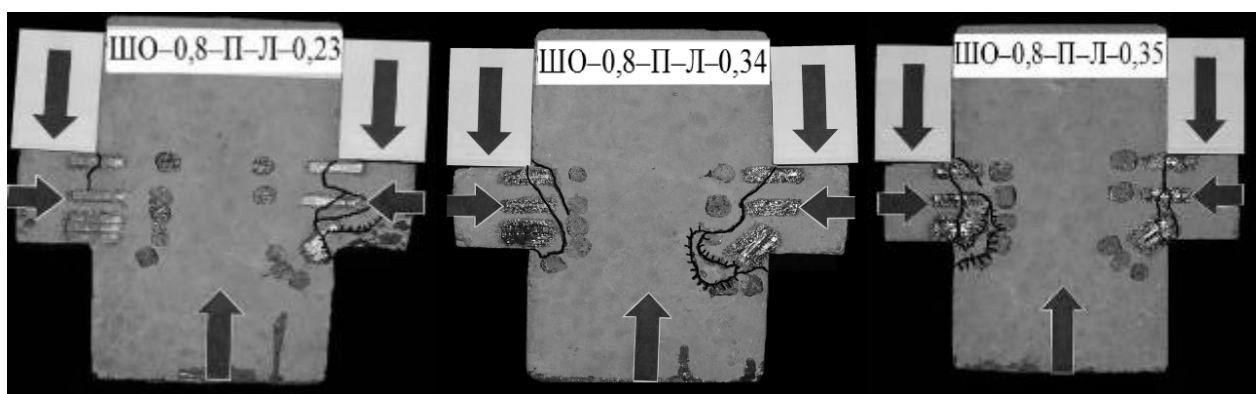


Рисунок 3.8 – Характер руйнування обтиснутих шпонок із керамзитобетону при $l_k/h_k = 0,8$ і $\sigma/f_c = 0,23-0,35$

Для полегшення порівняльного аналізу на окремих рисунках наведені зразки-шпонки після випробування або при постійних значеннях l_k/h_k і різних ступенях обтиснення (рис. 3.7 – 3.9), або при приблизно однаковому ступені обтиснення із різними співвідношеннями розмірів l_k/h_k (рис. 3.10 – 3.12).

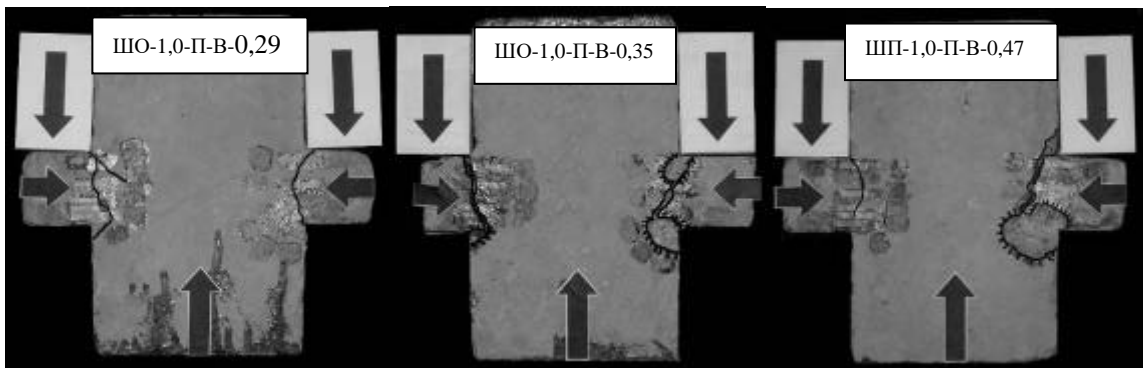


Рисунок 3.9 – Характер руйнування обтиснутих шпонок із важкого бетону при $l_k/h_k = 1$ в межах зміни $\sigma/f_c = 0,29 - 0,47$

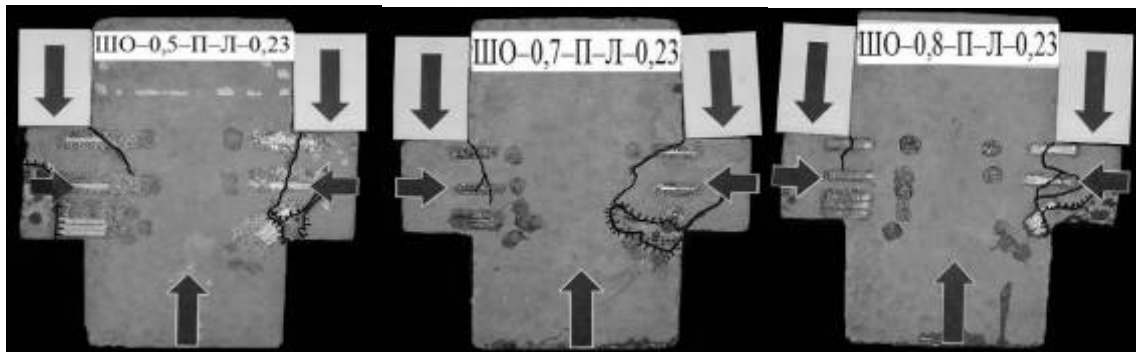


Рисунок 3.10 – Характер руйнування обтиснутих шпонок із керамзитобетону при $\sigma/f_c = 0,23$ в межах зміни розмірів шпонок $l_k/h_k = 0,5 - 0,8$

Отримані результати свідчать, що обтиснення принципово не змінює характер руйнування шпонок (при прийнятих геометричних параметрах зразків усі вони руйнуються шляхом зрізу). Однак, треба зазначити, що із зростанням рівня обтиснення σ/f_c межі зрізової форми руйнування розширюються до $l_k/h_k = 1$ (порівняно з $l_k/h_k = 0,5$ для бетонних шпонок).

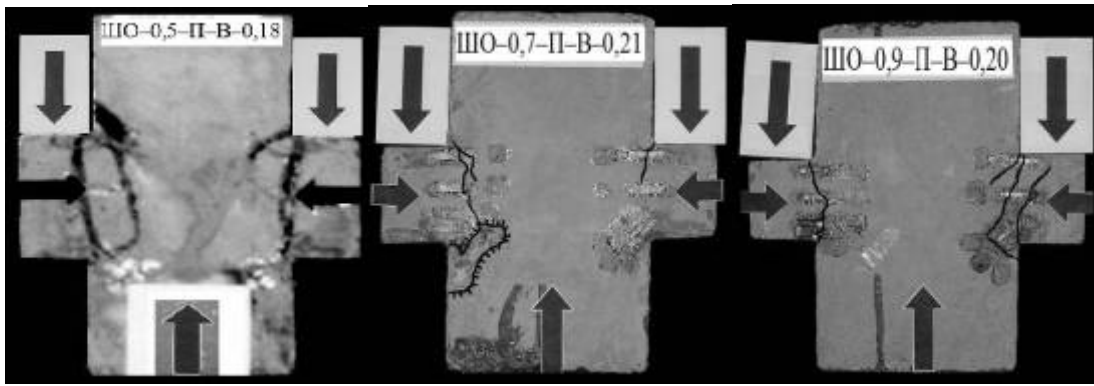


Рисунок 3.11 – Характер руйнування обтиснутих шпонок із важкого бетону при $\sigma/f_c \approx 0,19$ і $l_k/h_k = 0,5 - 0,9$

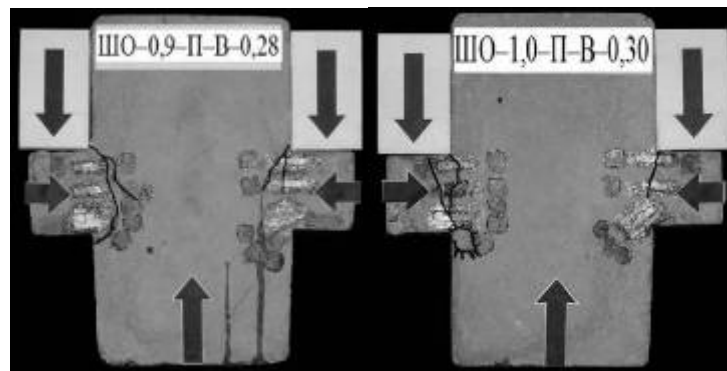
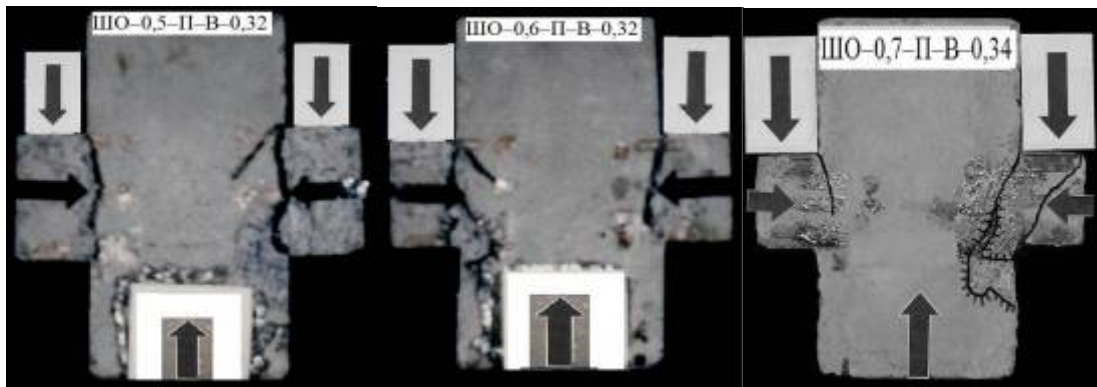


Рисунок 3.12 – Характер руйнування зразків із важкого бетону при $\sigma/f_c \approx 0,3$ і $l_k/h_k = 0,5 - 1$

Збільшення рівня обтиснення приводить до віддалення обрису поверхні руйнування від вертикальної площини (збільшенню розмірів стиснутої зони і кута її нахилу до площини зрізу), при цьому спостерігається суттєве підвищення значення відносного опору при постійному $l_k/h_k = 1$ (рис. 3.13).

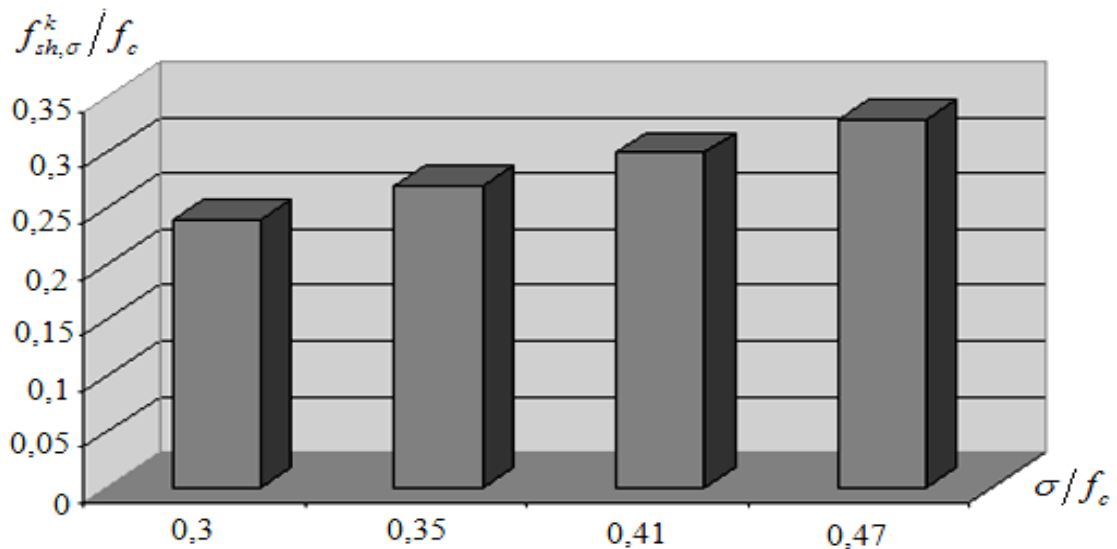


Рисунок 3.13 – Залежність відносного опору бетонних шпонок від рівня обтиснення при $l_k/h_k = 1$

При однаковому рівні обтиснення опір зрізу зменшується зі збільшенням l_k/h_k (рис. 3.14) аналогічно шпонкам без обтиснення (рис. 3.1).

Дані про геометричні параметри зразків, міцнісні характеристики бетону, рівень обтиснення, а також значення граничного навантаження й опору руйнування представлені в табл. 3.2.

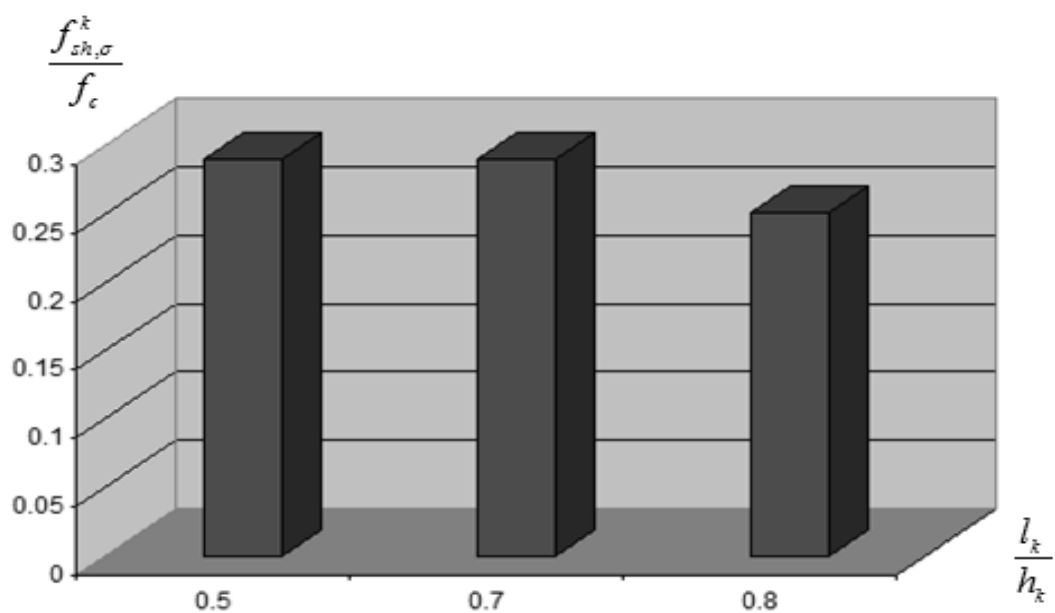


Рисунок 3.14 – Залежність відносного опору бетонних шпонок від співвідношення розмірів l_k/h_k при $\sigma/f_c = 0,23$

Таблиця 3.2 – Експериментальні дані для обтиснутих бетонних шпонок

№ з/п	Шифр зразків	$\frac{l_k}{h_k}$	Характеристики міцності бетону		Рівень обтиснення $\frac{\sigma}{f_c}$	Граничне навантаження, V_u , кН	$f_{sh,\sigma}^k$, МПа	$\frac{f_{sh,\sigma}^k}{f_c}$
			f_c , МПа	f_{ct} , МПа				
1	ШО-0,5-П-Л-0,23	0,5	23,4	2,3	0,23	205	6,8	0,29
2	ШО-0,5-П-Л-0,28				0,28	240	8,0	0,34
3	ШО-0,5-П-Л-0,32				0,32	260	8,7	0,37
4	ШО-0,7-П-Л-0,23	0,7			0,23	145	6,7	0,29
5	ШО-0,7-П-Л-0,28				0,28	124	6,4	0,27
6	ШО-0,8-П-Л-0,23	0,8			0,23	100	5,9	0,25
7	ШО-0,8-П-Л-0,34				0,34	130	7,2	0,31
8	ШО-0,8-П-Л-0,35				0,35	140	7,2	0,31
9	ШО-1,0-П-Л-0,32	1,0			0,32	98	6,4	0,27
10	ШО-1,0-П-Л-0,33				0,33	105	7,0	0,3
11	ШО-0,3-П-В-0,04	0,3	22,5	2,25	0,04	235	5,2	0,23
12	ШО-0,4-П-В-0,09	0,4			0,09	280	7,47	0,33
13	ШО-0,4-П-В-0,14				0,14	325	8,66	0,38
14	ШО-0,5-П-В-0,18	0,5			0,18	265	8,83	0,39
15	ШО-0,5-П-В-0,32				0,32	325	10,8	0,48
16	ШО-0,6-П-В-0,09	0,6			0,09	150	5,95	0,26
17	ШО-0,6-П-В-0,18				0,18	225	9,27	0,41
18	ШО-0,6-П-В-0,32				0,32	265	10,3	0,46
19	ШО-0,7-П-В-0,21	0,7			0,21	136	6,3	0,28
20	ШО-0,7-П-В-0,34				0,34	156	7,6	0,34
21	ШО-0,8-П-В-0,42	0,8			0,42	132	7,2	0,32
22	ШО-0,9-П-В-0,2	0,9			0,2	104	5,7	0,25
23	ШО-0,9-П-В-0,28				0,28	108	6,1	0,27
24	ШО-0,9-П-В-0,4				0,4	125	6,9	0,31
25	ШО-1,0-П-В-0,29	1,0			0,29	90	5,6	0,25
26	ШО-1,0-П-В-0,3				0,3	92	5,5	0,24
27	ШО-1,0-П-В-0,35				0,35	95	6,1	0,27
28	ШО-1,0-П-В-0,41				0,41	105	6,7	0,3
29	ШО-1,0-П-В-0,47				0,47	105	7,5	0,33

Бокове обтиснення зменшує різницю величин опору шпонок із важкого бетону та керамзитобетону.

На рис. 3.15 – 3.16 представлені графіки деформацій бетону дослідних зразків другої серії з $l_k/h_k = 1$ в межах зміни рівня обтиснення. $\sigma/f_c = 0,3 - 0,35$.

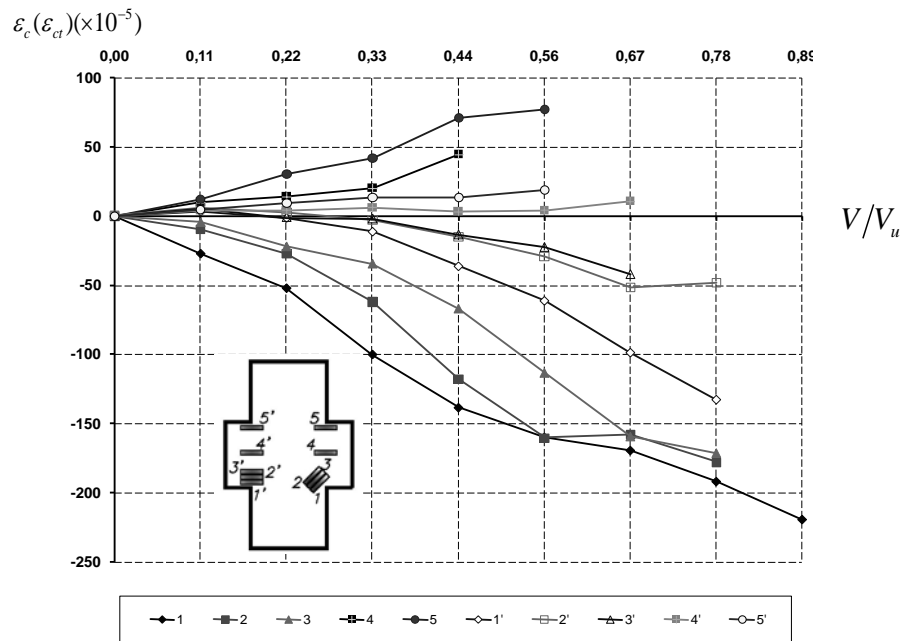


Рисунок 3.15 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-1,0-П-В-0,30 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,3$)

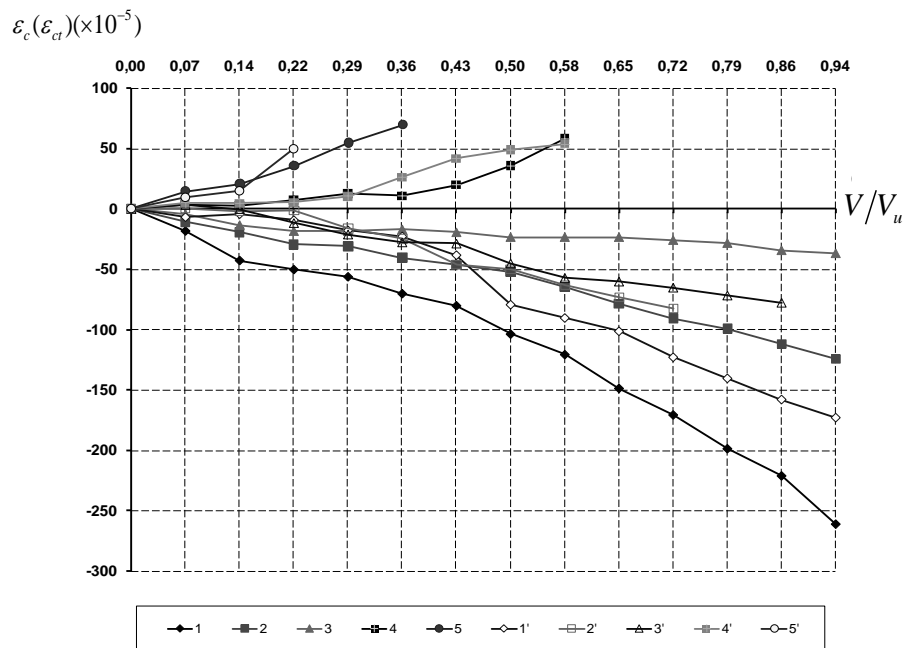


Рисунок 3.16 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-1,0-П-В-0,35 ($\sigma/f_c = 0,35$)

На рис. 3.17 – 3.18 представлені графіки деформацій бетону дослідних зразків другої серії з $l_k/h_k=1$ в межах зміни рівня обтиснення $\sigma/f_c=0,41-0,47$.

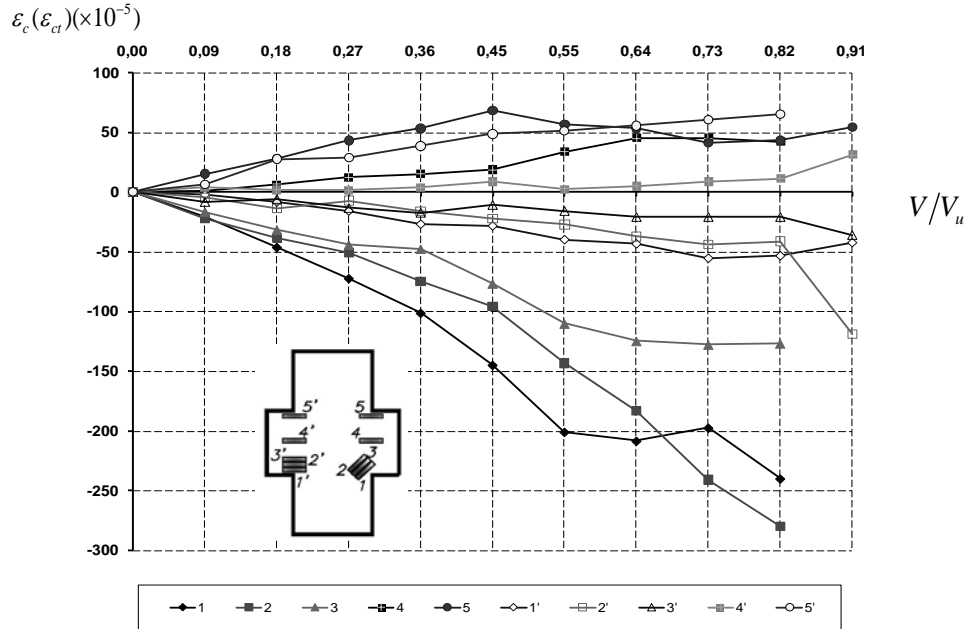


Рисунок 3.17 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-1,0-П-В-0,41 ($\sigma/f_c = 0,41$)

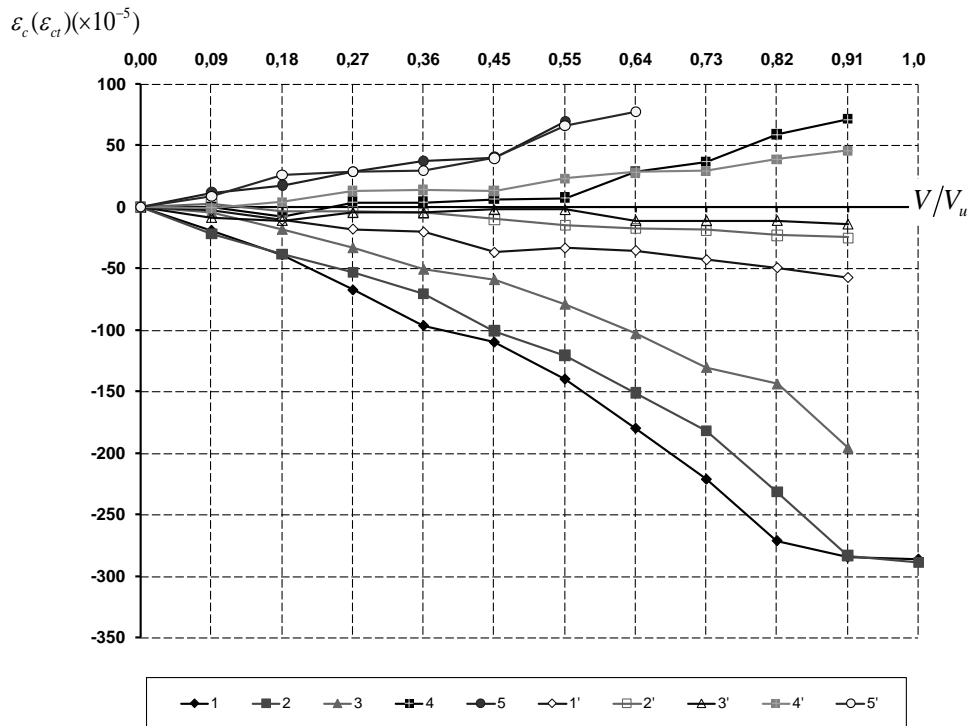


Рисунок 3.18 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-1,0-П-В-0,47 ($\sigma/f_c = 0,47$)

Графіки для зразків з $l_k/h_k = 0,5$ і $l_k/h_k = 0,8$ наведені в додатку А (рис. А.1 – А.6). Як видно із фото на рис. 3.7 – 3.12 та графіків на рис. 3.15 – 3.18 і рис. А.1 – А.6 поверхня руйнування бетону включає стиснуту (розташовану біля нижнього вхідного кута шпонки) та розтягнуту зони, розміри котрих змінюються залежно від ступеня обтиснення (чим більше обтиснення – тим більша зона стиску).

При навантаженнях, близьких до руйнівних, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення досягали значення $(100 - 350) \times 10^{-5}$, причому максимальні їх величини спостерігаються у зразках із вищим ступенем обтиснення та більшим значенням l_k/h_k .

3.3 Опір і деформований стан прямокутних залізобетонних шпонок

Усі дослідні зразки [293, 296, 302 – 307] зруйнувалися за перерізом, розташованим поблизу площини зрізу (рис. 3.19 – 3.21) й мали схожий характер тріщиноутворення.

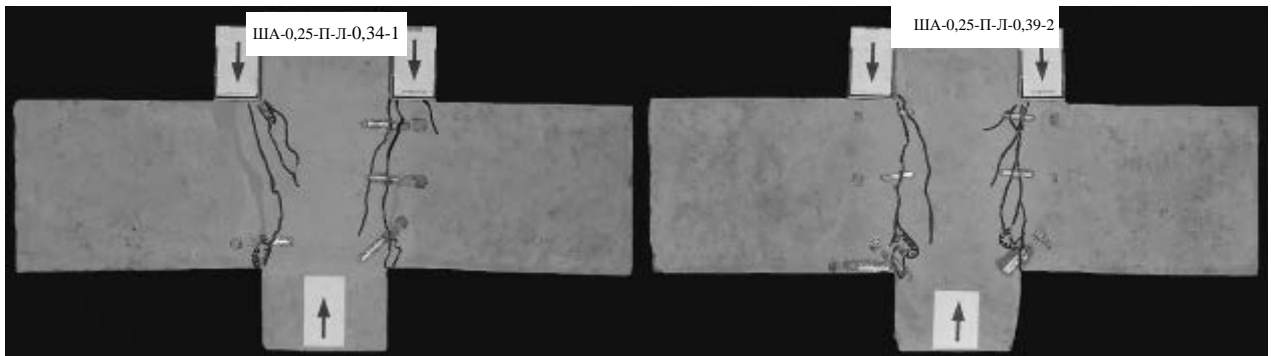


Рисунок 3.19 – Характер руйнування залізобетонних шпонок:

ША-0,25-П-Л-0,34-1 та ША-0,25-П-Л-0,39-2

Руйнування супроводжувалося переміщенням шпонок відносно стовбура, при цьому напруження в робочі арматурі шпонок досягали межі текучості. В зразках, виготовлених із важкого та керамзитобетону середньої міцності, початкові, ледь помітні, тріщини в розтягнутій зоні під кутом $(10 - 20)^\circ$ до вертикалі утворювалися при рівні навантаження $(0,5 - 0,6)V_u$, у зразках,

виготовлених із бетону підвищеної міцності, трішиноутворення відбувалося при нижчих рівнях навантаження $(0,3 - 0,4)V_u$ під кутом $(20 - 25)^\circ$ до вертикалі.

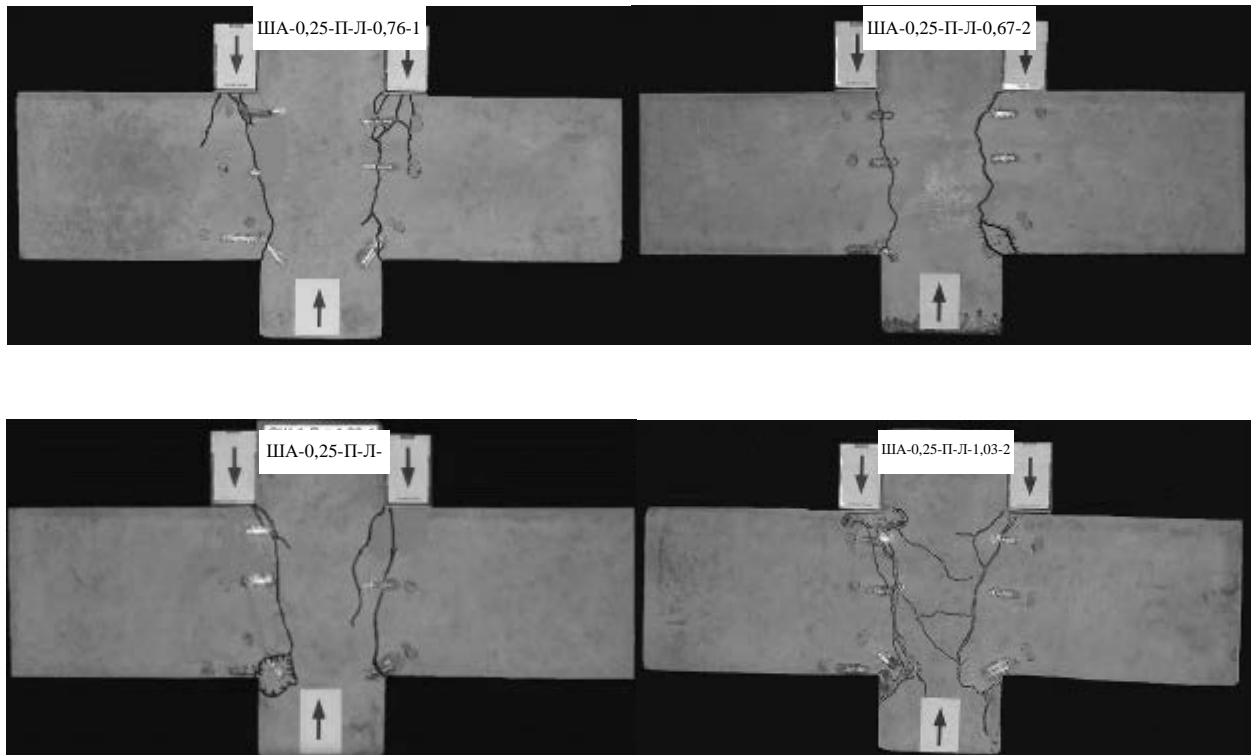


Рисунок 3.20 – Характер руйнування залізобетонних шпонок:
 ША-0,25-П-Л-0,76-1; ША-0,25-П-Л-0,67-2; ША-0,25-П-Л-1,03-1 та
 ША-0,25-П-Л-1,03-2

Поверхня руйнування у всіх випадках формувалася при рівні навантаження $(0,8 - 0,9)V_u$, вона окреслювалася за кривою, близькою до вертикалі.

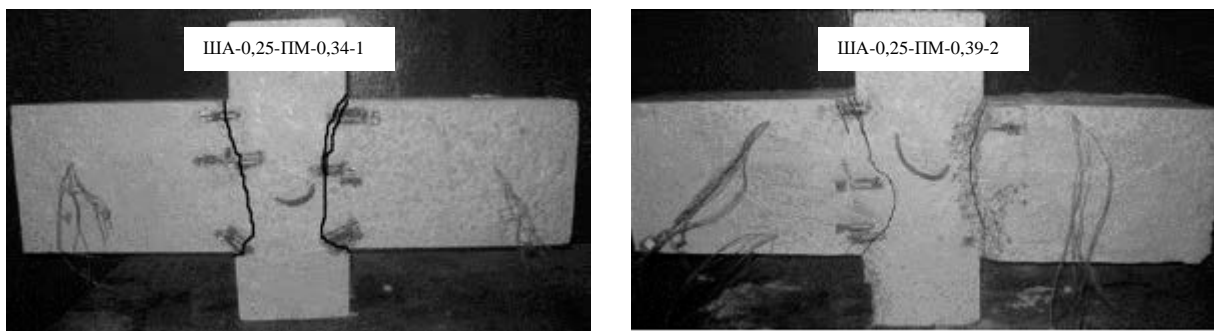


Рисунок 3.21 – Характер руйнування залізобетонних шпонок із бетону
 підвищеної міцності:
 ША-0,25-ПМ-0,34-1 та ША-0,25-ПМ-0,39-2

Подальше збільшення навантаження призводило до різкого прискорення взаємного зміщення частин зразка й інтенсивного зростання деформацій арматурних в'язей.

Із збільшенням відсотка армування ρ_{sw} в межах від 0,34 до 1,03 опір зразків зростає приблизно на 15%. Руйнівне навантаження для залізобетонної шпонки за $\rho_{sw} = 1,03\%$ збільшується до 2 разів порівняно із бетонною (рис. 3.22).

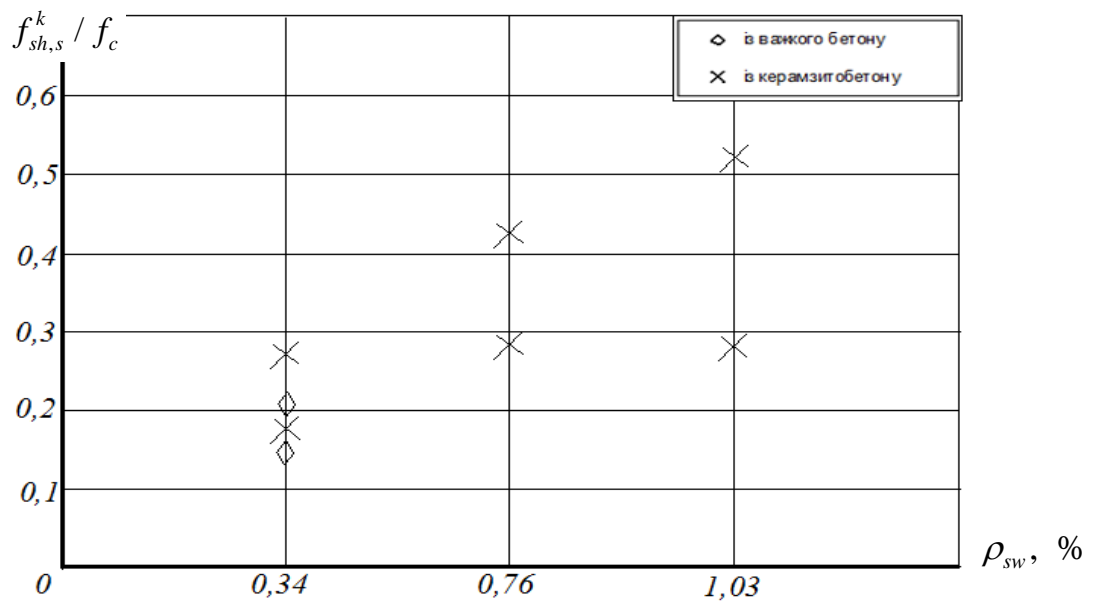


Рисунок 3.22 – Залежність відносного опору залізобетонних шпонок із важкого та керамзитобетону середньої міцності у разі розміщення арматури в один рівень від відсотку армування ρ_{sw}

Граничне навантаження зразків із розташуванням арматури у два яруси за висотою перерізу шпонки виявилось більшим приблизно на 10%, порівняно із шпонками, в яких арматура розміщувалася посередині площини зрізу, однак характер руйнування всіх зразків принципово не відрізнявся.

Розташування зон стиску та розтягу для залізобетонних шпонок аналогічне до обтиснутих, на стадіях близьких до руйнування, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення досягають значень $(100 - 300) \times 10^{-5}$ – рис. 3.23 – 3.25 (як і для обтиснутих шпонок).

Результати експериментальних досліджень армованих шпонок та граничні деформації бетону стиснутої зони наведені в табл. 3.3 і табл. 3.4.

Таблиця 3.3 – Результати експериментальних досліджень армованих шпонок

№ з/п	Шифр зразків	$\frac{l_k}{h_k}$	Характеристики міцності бетону		ρ_{sw} , %	Межа текучості арматури σ_y , МПа	Граничне навантаження, V_u , кН	$f_{sh,s}^k$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
			f_c , МПа	f_{ct} , МПа					
1	Ш-0,25-П-Л-1	0,25	10	1,19	–	–	157	2,65	0,26
2	Ш-0,25-П-Л-2	0,25			–	–	151	2,51	0,25
3	ША-0,25-П-Л-0,34-1	0,25			0,34	260	158	2,63	0,26
4	ША-0,25-П-Л-0,39-2	0,25			0,39	280	220	3,56	0,36
5	ША-0,25-П-Л-0,76-1	0,25			0,76	250	258	4,16	0,42
6	ША-0,25-П-Л-0,67-2	0,25			0,67	260	262	4,34	0,43
7	ША-0,25-П-Л-1,03-1	0,25			1,03	240	310	5,08	0,51
8	ША-0,25-П-Л-1,03-2	0,25			1,03	255	320	5,31	0,53
9	Ш-0,25-П-Л-1	0,25	23,54	1,51	–	–	252	4,11	0,17
10	Ш-0,25-П-Л-2	0,25			–	–	245	3,92	0,17
11	ША-0,25-П-Л-0,34-1	0,25			0,34	260	260	4,09	0,17
12	ША-0,25-П-Л-0,39-2	0,25			0,39	280	320	5,30	0,23
13	ША-0,25-П-Л-0,76-1	0,25			0,76	250	400	6,56	0,28
14	ША-0,25-П-Л-0,67-2	0,25			0,67	260	431	6,75	0,29
15	ША-0,25-П-Л-1,03-1	0,25			1,03	240	429	6,66	0,28
16	ША-0,25-П-Л-1,03-2	0,25			1,03	255	470	7,37	0,31
17	Ш-0,25-П-ВП-1	0,25	56,9	2,65	–	–	493	7,70	0,14
18	ША-0,25-П-ВП-0,34-1	0,25			0,34	260	480	8,49	0,15
19	ША-0,25-П-ВП-0,39-2	0,25			0,39	280	550	9,40	0,17
20	ША-0,25-П-ВП-0,34-1	0,25			0,34	260	600	10,0	0,17
21	ША-0,25-П-ВП-0,39-2	0,25			0,39	280	590	9,83	0,18

Таблиця 3.4 – Граничні деформації бетону стиснутої зони $\varepsilon_{cu} \times 10^5$

Шифр зразків	Номер тензодатчика, що розміщений в стиснутій зоні бетону					
	1	2	3	1'	2'	3'
ША-0,25-П-Л-0,34-1	27,5	108,0	-	79,0	-	46,0
ША-0,25-П-Л-0,39-2	151,3	298,3	273,5	105,0	293,8	79,5
ША-0,25-П-Л-0,76-1	57,0	173,0	62,8	70,3	101,8	182,2
ША-0,25-П-Л-0,67-2	71,8	154,2	296,3	144,3	280,8	73,3
ША-0,25-П-Л-1,03-1	33,3	125,5	48,2	66,2	115,0	72,7
ША-0,25-П-Л-1,03-2	18,3	296,8	196,5	67,2	281,0	154,5

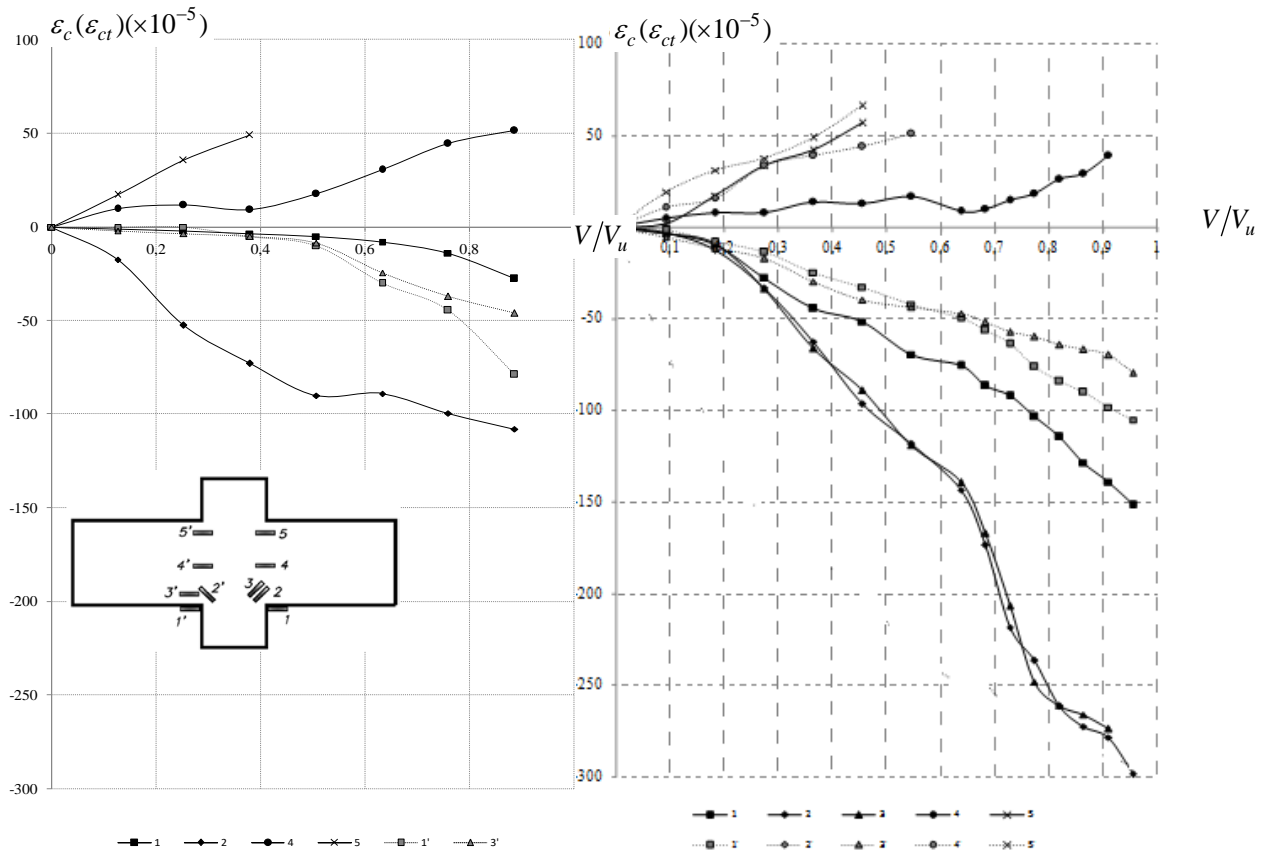


Рисунок 3.23 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для залізобетонних шпонок
ША-0,25-П-Л-0,34-1 (2 \varnothing 8) і ША-0,25-П-Л-0,39-2 (4 \varnothing 6)

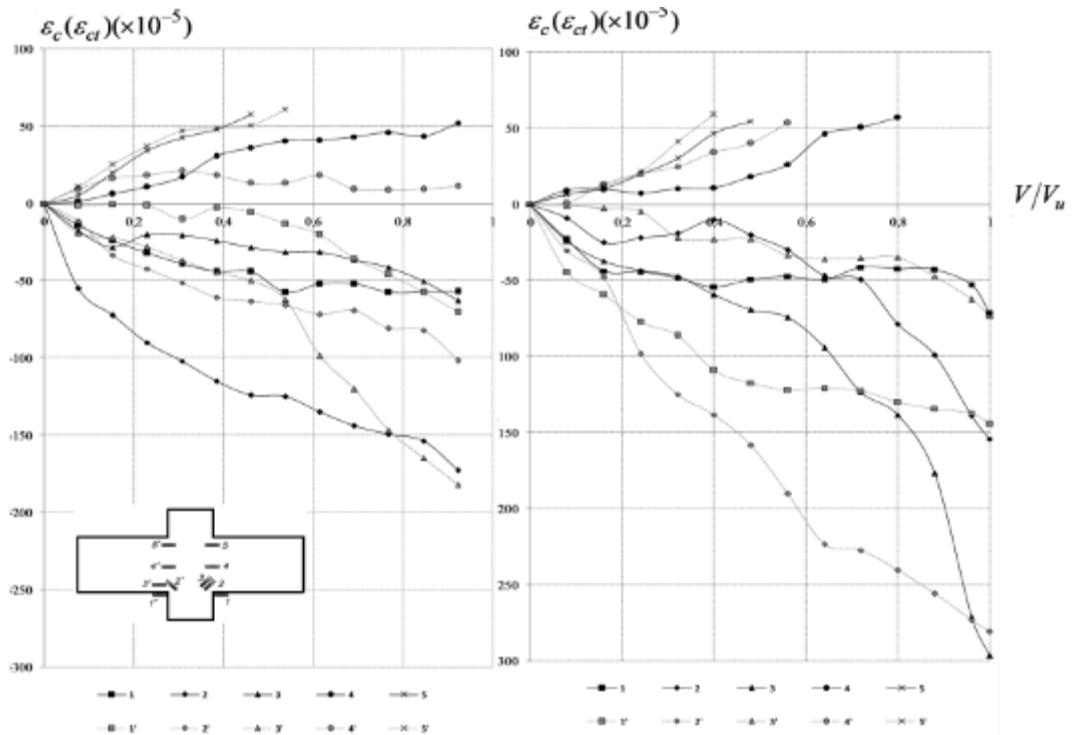


Рисунок 3.24 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для залізобетонних шпонок
ША-0,25-П-Л-0,76-1 (2 \varnothing 12) і ША-0,25-П-Л-0,67-2 (4 \varnothing 8)

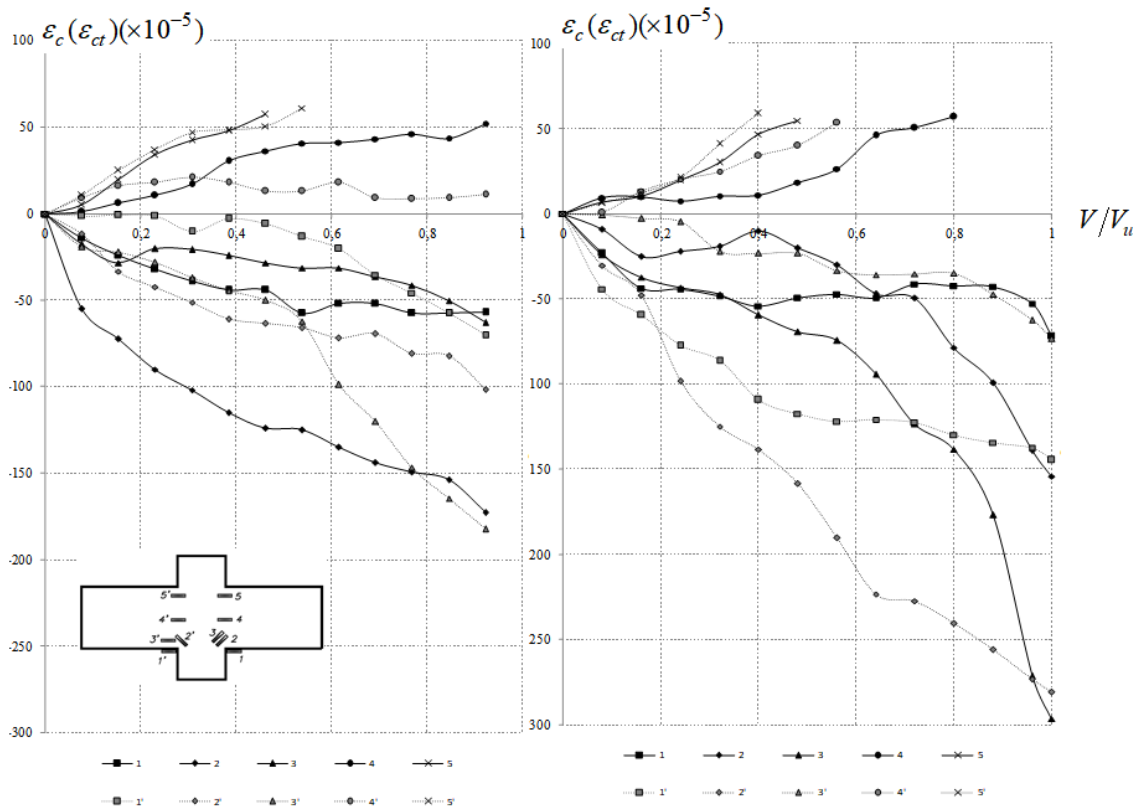


Рисунок 3.25 – Залежність « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для залізобетонних шпонок
 ША-0,25-П-Л-1,03-1 (2 Ø 14) і ША-0,25-П-Л-1,03-2 (4 Ø 10)

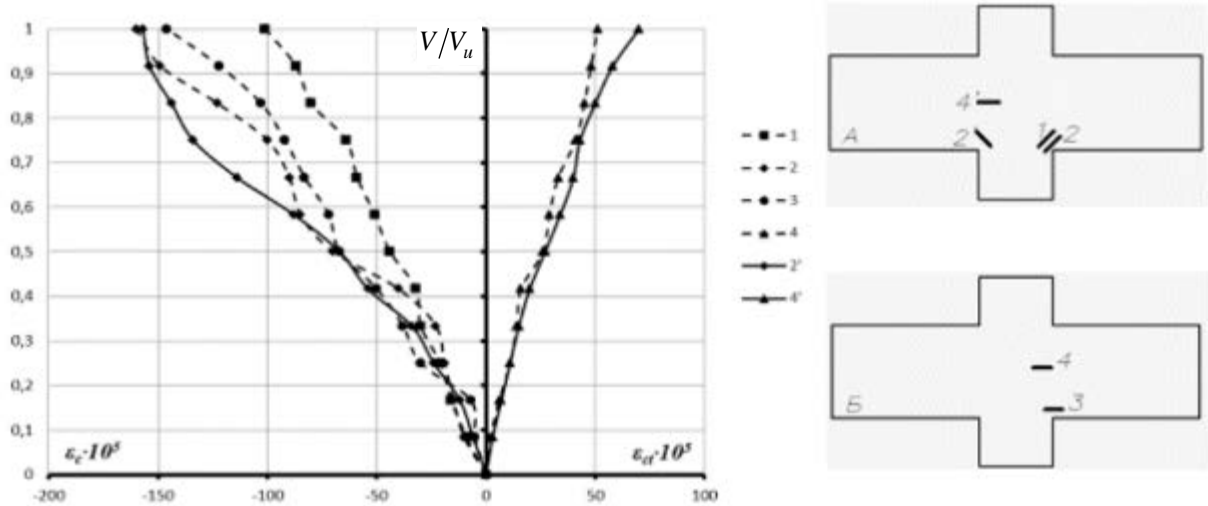
Як свідчать рис. 3.24 і 3.25 при збільшенні відсотка армування з 0,67 до 1,03 відносні деформації бетону шпонок залишаються практично не змінними.

Для шпонок із бетону підвищеної міцності, зниження значень деформацій стиску в стадії руйнування не зафіксовано (рис. 3.26) [308].

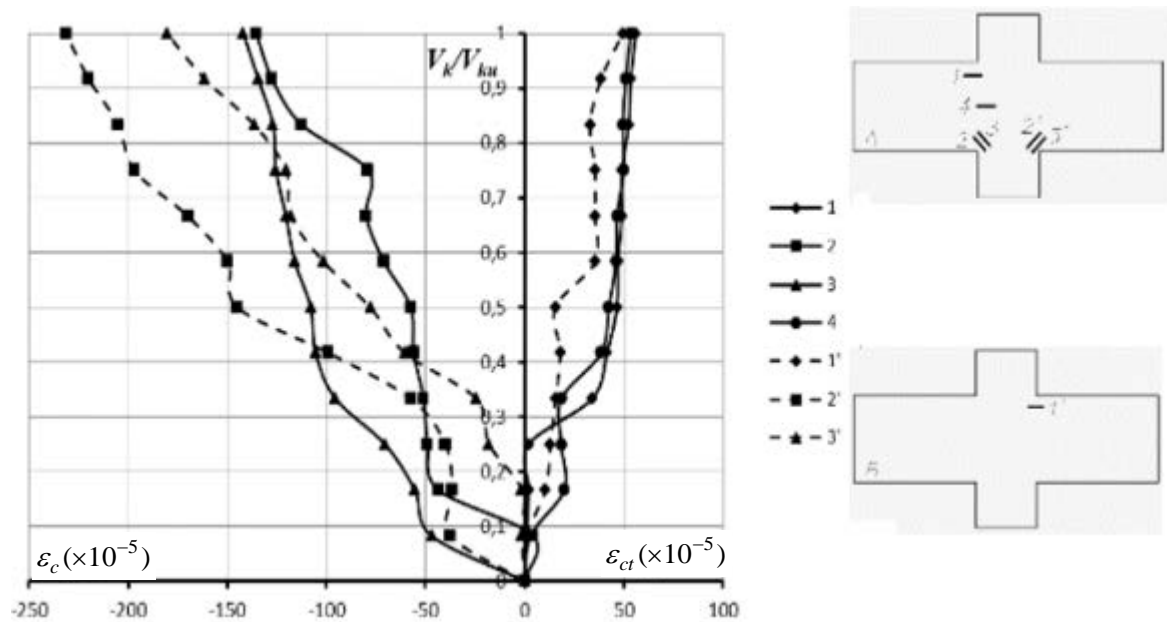
Більші значення деформацій були зафіксовані у зразках з 4-ма стержнями робочої арматури в площині зрізу (див. табл. 3.4).

Таким чином, рознесення арматури за висотою елемента призводить до збільшення пластичних деформацій бетону до 50%, спостерігається також їх зростання при підвищенні відсотка армування шпонок.

Деформації в арматурі залізобетонних шпонок наведені на рис. 3.27, рис. 3.28, рис. А.7 та рис. А.8. Схеми розташування тензорезисторів на арматурі дослідних зразків представлені на рис. 2.17 і 2.18.



а



б

Рисунок 3.26 – Залежність « ε_c (ε_{ct}) – V/V_u » для залізобетонних шпонок ША-0,25-П-ПМ-0,34-1-б (2 \varnothing 8) (а) і ША-0,25-П-ПМ-0,34-2-б (4 \varnothing 6) (б)

Включення арматури у роботу відбувалося за навантаження $(0,2 - 0,3)V_u$, до появи перших тріщин, інтенсивне зростання деформацій спостерігалось після їх утворення. У зразках із двоярусним розташуванням арматури стержні верхнього ярусу включаються в роботу на більш ранніх стадіях навантаження, ніж у аналогічних зразках, армованих по середині перерізу. Крім того, в арматурі, розміщеній у верхній (розтягнутій) частині шпонки, зафіксовані

деформації на (20 – 40)% більші ніж у стержнів, які розташовані посередині або в нижній (стиснутій) частині дослідного зразка.

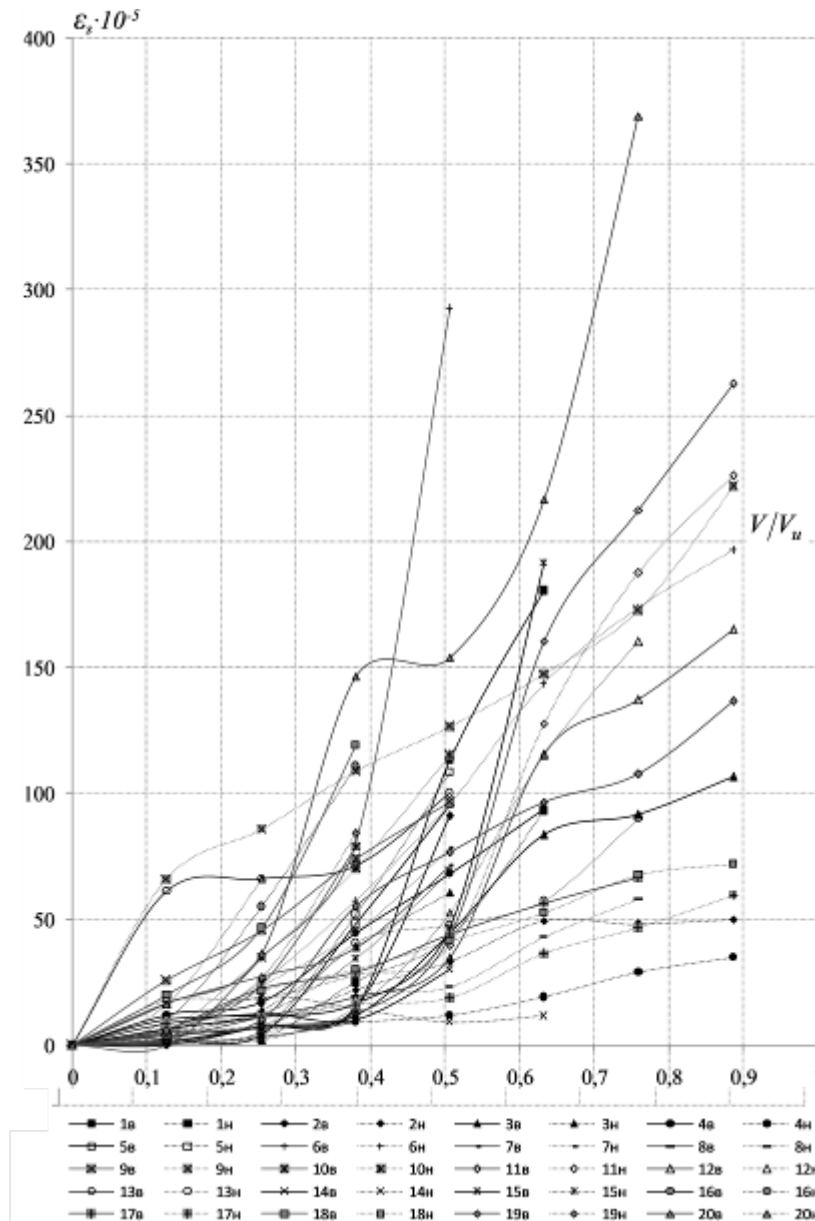


Рисунок 3.27 – Залежності « $\epsilon_s - V/V_u$ » для арматури, що розташована посередині висоти шпонки ША-0,25-П-Л-0,34-1 (2 \varnothing 8)

Аналіз різниці деформацій за тензодатчиками, котрі були розташовані із двох діаметрально протилежних за висотою сторін одного стержня, дозволяє зробити висновок про наявність незначного нагельного ефекту в арматурі. Напруження в арматурі, котра перетинає площину зсуву в стадії руйнування досягали межі текучості, отже армування до 1% можна вважати ефективним.

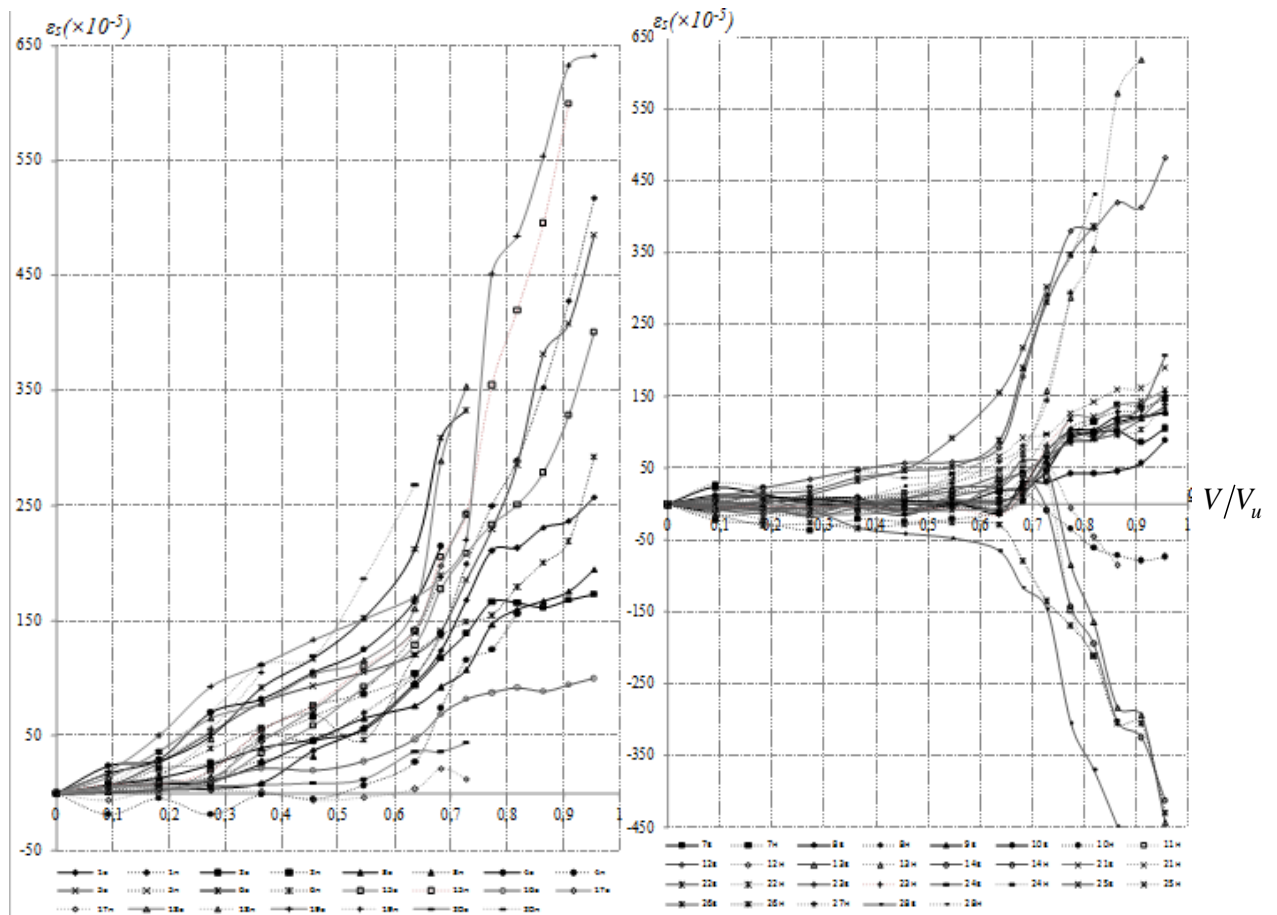


Рисунок 3.28 – Залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури верхнього й нижнього ярусу зразка ША-0,25-П-Л-0,39-2 (4 \varnothing 6)

Для зразків, виготовлених із бетону підвищеної міцності, описані тенденції в поведінці арматури зберігаються та безперечно можна стверджувати про ефективність рознесення арматури за висотою шпонки.

3.4 Несуча здатність і деформований стан одношпонкових контактних стиків

Усі дослідні зразки одношпонкових контактних стиків із керамзитобетону [61, 293, 296, 309, 310] руйнувалися поблизу площини зрізу (рис. 3.29), що обумовлене прийнятим співвідношенням розмірів шпонки l_k / h_k . Руйнування супроводжувалося зміщенням бокових частин зразків відносно центральної при досягненні напруженнями в арматурі межі текучості (аналогічно окремим залізобетонним шпонкам).

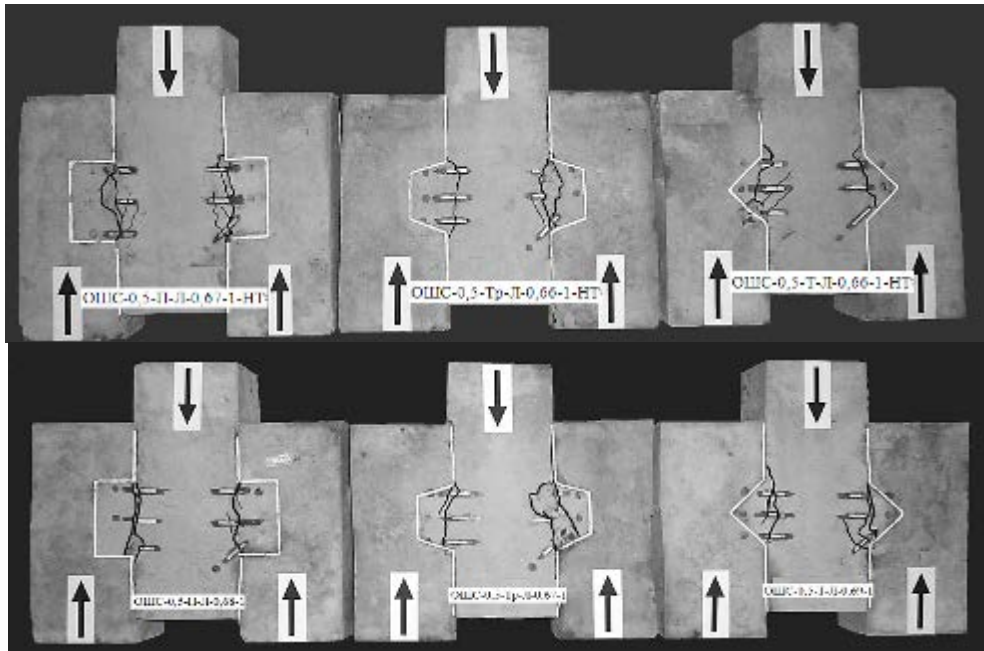


Рисунок 3.29 – Характер руйнування контактних стиків із керамзитобетону з різною формою шпонкового профілю з наявним та відсутнім тертям на опорних поверхнях шпонок

Дані про результати випробування таких стиків із керамзитобетону наведені в табл. 3.5. Зразки із змащеними опорними поверхнями показали меншу несучу здатність, порівняно із тими, де є сили тертя. Несуча здатність стиків із трикутним профілем більше ніж із прямокутним $\approx 10\%$ (рис. 3.30).

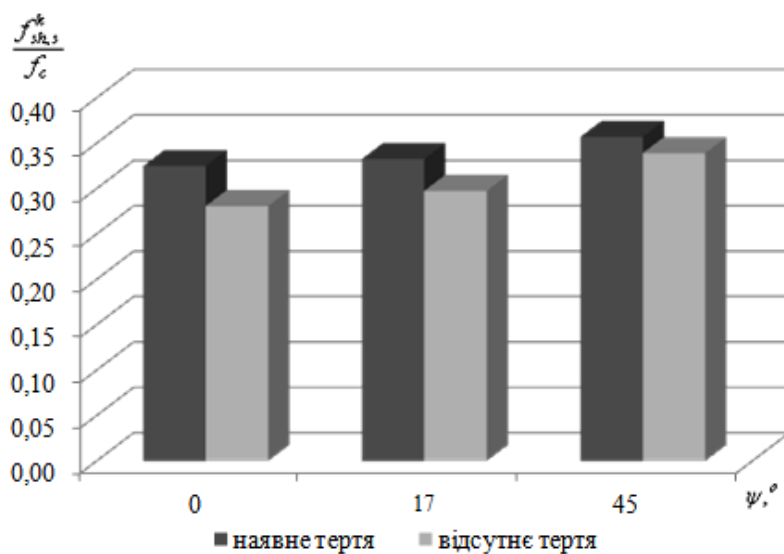


Рисунок 3.30 – Залежність відносної несучої здатності з'єднань від кута нахилу опорних поверхонь

Таблиця 3.5 – Експериментальні дані для зразків одношпонкових контактних стиків із керамзитобетону

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	$\rho_{sw}, \%$	$\sigma_y, \text{МПа}$	$V_u, \text{кН}$	$f_{sh,s}^k, \text{МПа}$	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
		$f_c, \text{МПа}$	$f_{ct}, \text{МПа}$						
1	ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ	16,8	1,45	0,5	0,67	240	165	5,46	0,325
2	ОШС-0,5-П-Л-0,68-1			0,5	0,68		140	4,72	0,281
3	ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ'	15,7	1,28	0,5	0,67		140	4,67	0,297
4	ОШС-0,5-П-Л-0,66-1'			0,5	0,66		135	4,38	0,279
5	ОШС-0,5-Тр-Л-0,66-1-НТ	16,8	1,45	0,5	0,66		170	5,59	0,333
6	ОШС-0,5-Тр-Л-0,67-1			0,5	0,67		150	5,0	0,298
7	ОШС-0,5-Тр-Л-0,65-1-НТ'	15,7	1,28	0,5	0,65		165	5,32	0,339
8	ОШС-0,5-Тр-Л-0,69-1'			0,5	0,69		135	4,6	0,293
9	ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ	16,8	1,45	0,5	0,66		185	6,0	0,357
10	ОШС-0,5-Т-Л-0,69-1			0,5	0,69		170	5,7	0,339
11	ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ'	15,7	1,28	0,5	0,66		165	5,65	0,360
12	ОШС-0,5-Т-Л-0,67-1'			0,5	0,67		150	5,0	0,318

Форма шпонкового профілю (цей параметр виступав основним предметом розгляду в серії) згідно до отриманих результатів відноситься до визначальних факторів несучої здатності стику, як і наявність або відсутність тертя на опорних поверхнях).

Результати дослідів із фібробетонними зразками трапецієподібного профілю [311 – 313] представлені на рис. 3.31 та табл. 3.6. Використання дисперсно армованого бетону прогнозовано сприяло зміні поведінки стиків у процесі навантаження та граничному стані. Відносно до керамзитобетонних стиків тріщиностійкість фібробетонних збільшувалася, тріщини утворювалися при $(0,7 - 0,8)V_u$, руйнування супроводжувалося значними деформаціями і було більш протяжним.

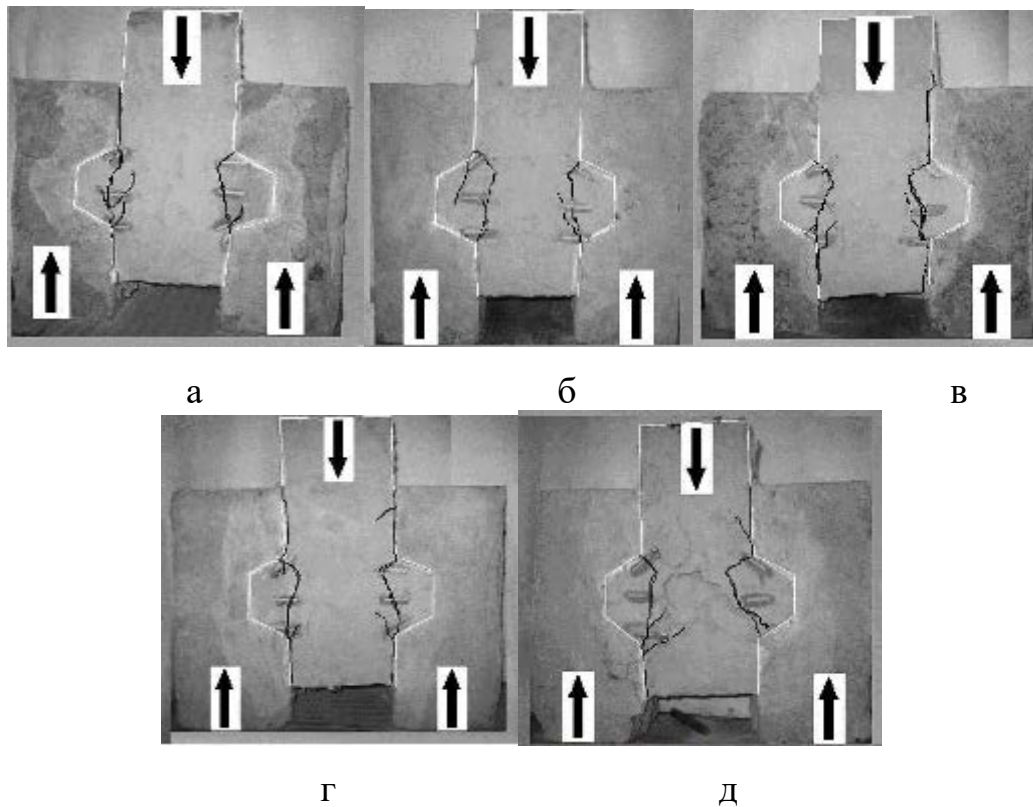


Рисунок 3.31 – Характер руйнування одношпонкових фібробетонних стиків із трапецієподібними шпонками:

а – ОШС-0,5-Тр-Ф; б – ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2; в – ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1;
г – ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1; д – ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1

Таблиця 3.6 – Експериментальні дані для фібробетонних контактних стиків із трапецієподібними шпонками

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	ρ_{sw} , %	σ_y , МПа	V_u , кН	$f_{sh,s}^k$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
		f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	ОШС-0,5-Тр-Ф	14,0	2,0	0,5	–	–	88	2,51	0,179
2	ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2	12,0	1,48		1,99	230	138	4,37	0,364
3	ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1	12,0	1,48		1,81	210	164	4,14	0,345
4	ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1	14,0	2,0		2,28	220	173	4,93	0,352
5	ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1	14,0	2,0		2,89	236	199	5,64	0,403

Зі збільшенням кількості арматури в межах $\rho_{sw} = (1,9 - 2,9) \%$ відносний опір зразків збільшився в 1,2 рази (рис. 3.32).

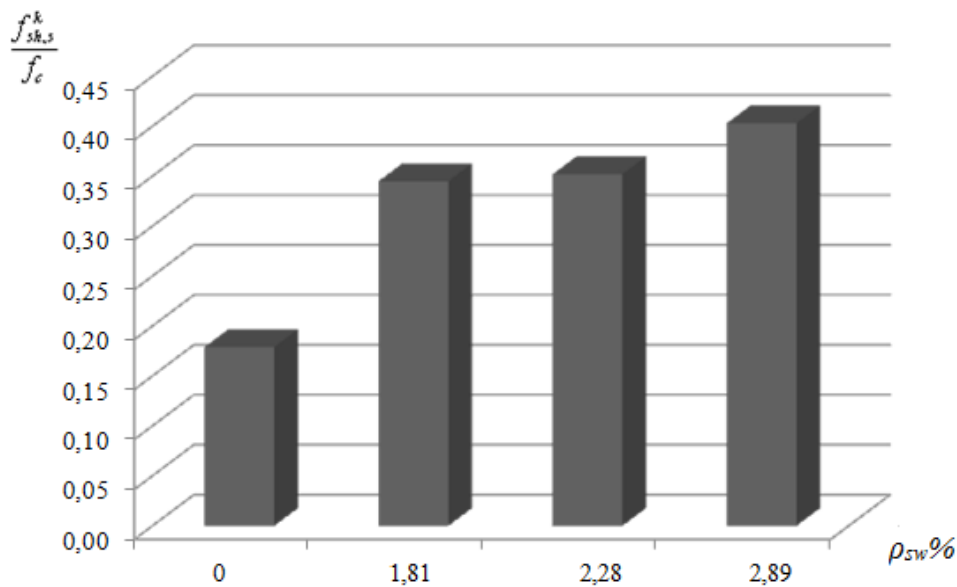


Рисунок 3.32 – Залежність відносної несучої здатності стиків від відсотку армування

На рис. 3.33 і рис. 3.34 представлені графіки деформацій керамзитобетону дослідних зразків із різною формою шпонкового профілю (прямокутна, трапецієподібна, трикутна) з наявним та відсутнім тертям на опорних поверхнях шпонок.

Наведені залежності « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » у зонах стиску та розтягу руйнівної поверхні свідчать про відсутність відмінностей у розвитку та характері розподілу деформацій залежно від зазначених факторів.

Рис. 3.35 і рис. 3.36 демонструє зміну деформацій бетону під навантаженням для зразків трапецієподібного профіля, виготовлених із фібробетону на поліпропіленових волокнах.

Аналіз розвитку деформацій підтверджує висновки, отримані при випробуванні залізобетонних шпонок стосовно збільшення граничних деформацій стиску бетону на поверхні руйнуванні зі зростанням відсотка армування (від 140×10^{-5} для бетонних шпонок до 240×10^{-5} для залізобетонних при $\rho_{sw} = 2,9 \%$ – рис. 3.36).

За наявності тертя величина відносних деформацій стиску та розтягу на 10% перевищують їх значення при відсутності тертя.

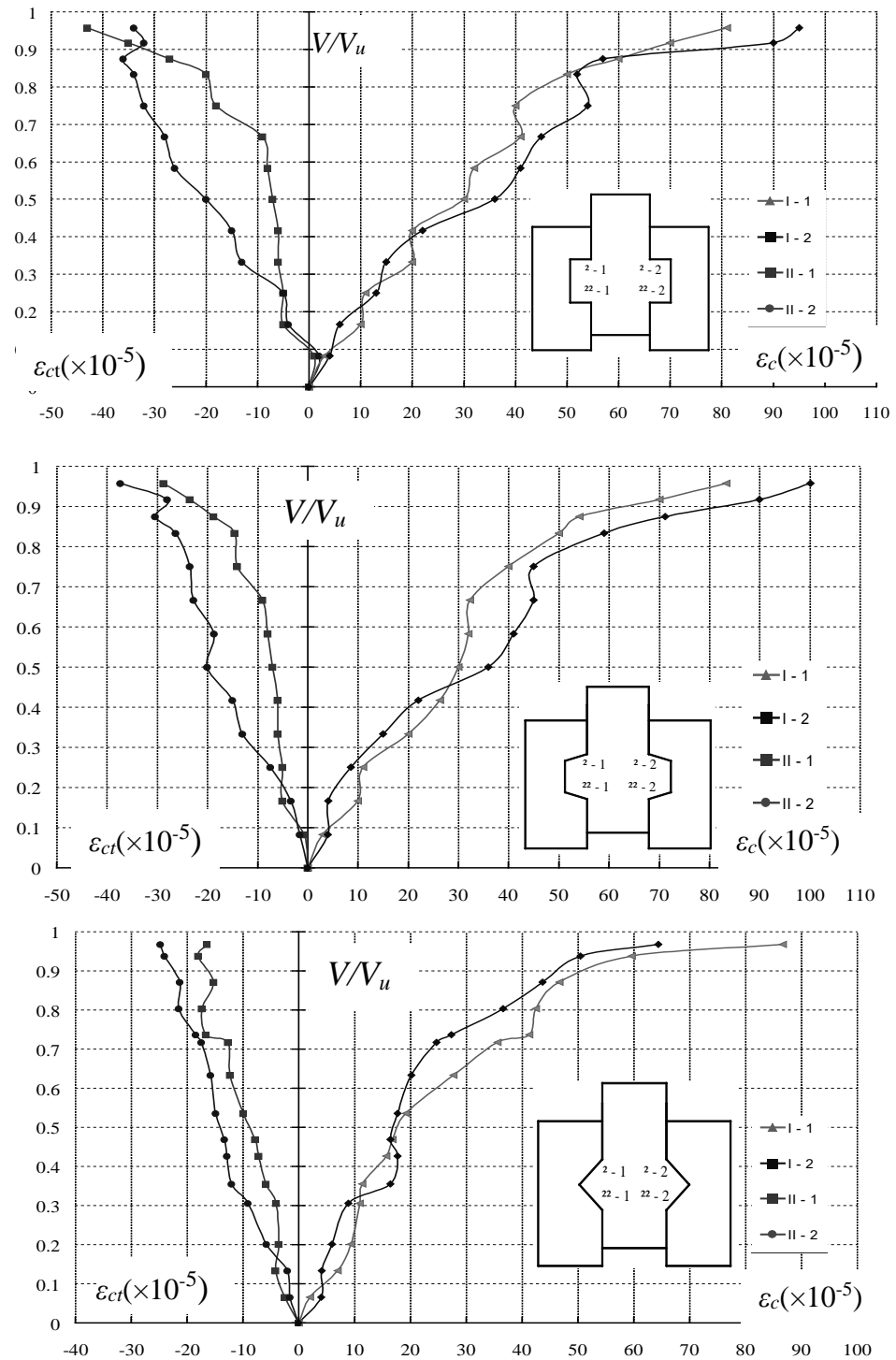


Рисунок 3.33 – Графіки залежності « ε_c (ε_{ct}) – V/V_u » для бетону одношпонкових зразків ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ, ОШС-0,5-Тр-Л-0,66-1-НТ, ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ в зонах I і II

За результатами досліджень найбільші значення відносної деформації фібробетону стиску $\varepsilon_c = 210 \times 10^{-5}$ та $\varepsilon_c = 240 \times 10^{-5}$ і складової пластичної деформації

при рівні навантаження $V/V_u \geq 0,8$ зафіксовані відповідно в шпонкових стиках зразків ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2 (рис. 3.35) і ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1 (рис. 3.36).

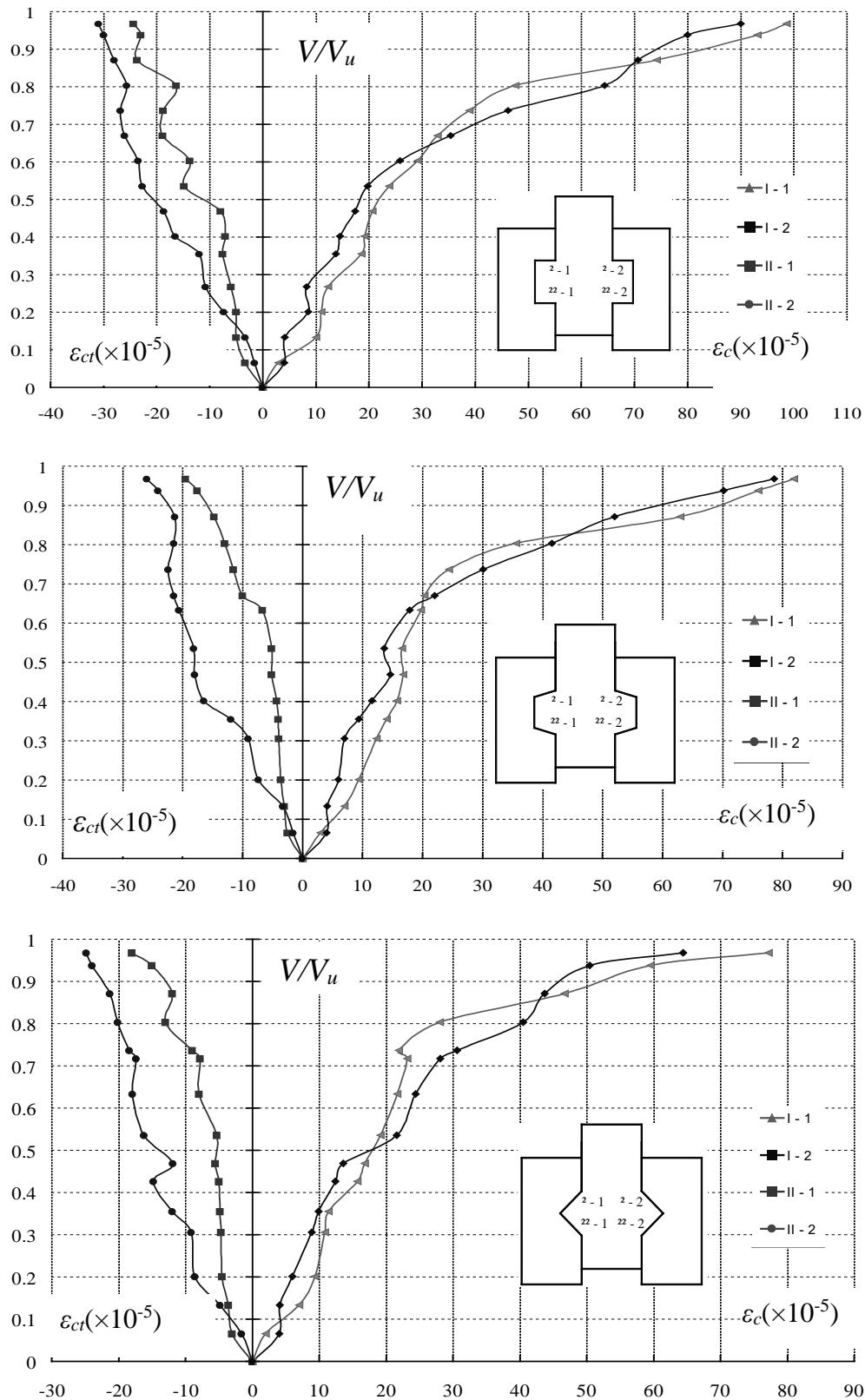


Рисунок 3.34 – Графіки залежності « ε_c (ε_{ct}) – V/V_u » для бетону одношпонкових зразків ОШС-0,5-П-Л-0,68-1, ОШС-0,5-Тр-Л-0,67-1, ОШС-0,5-Т-Л-0,69-1

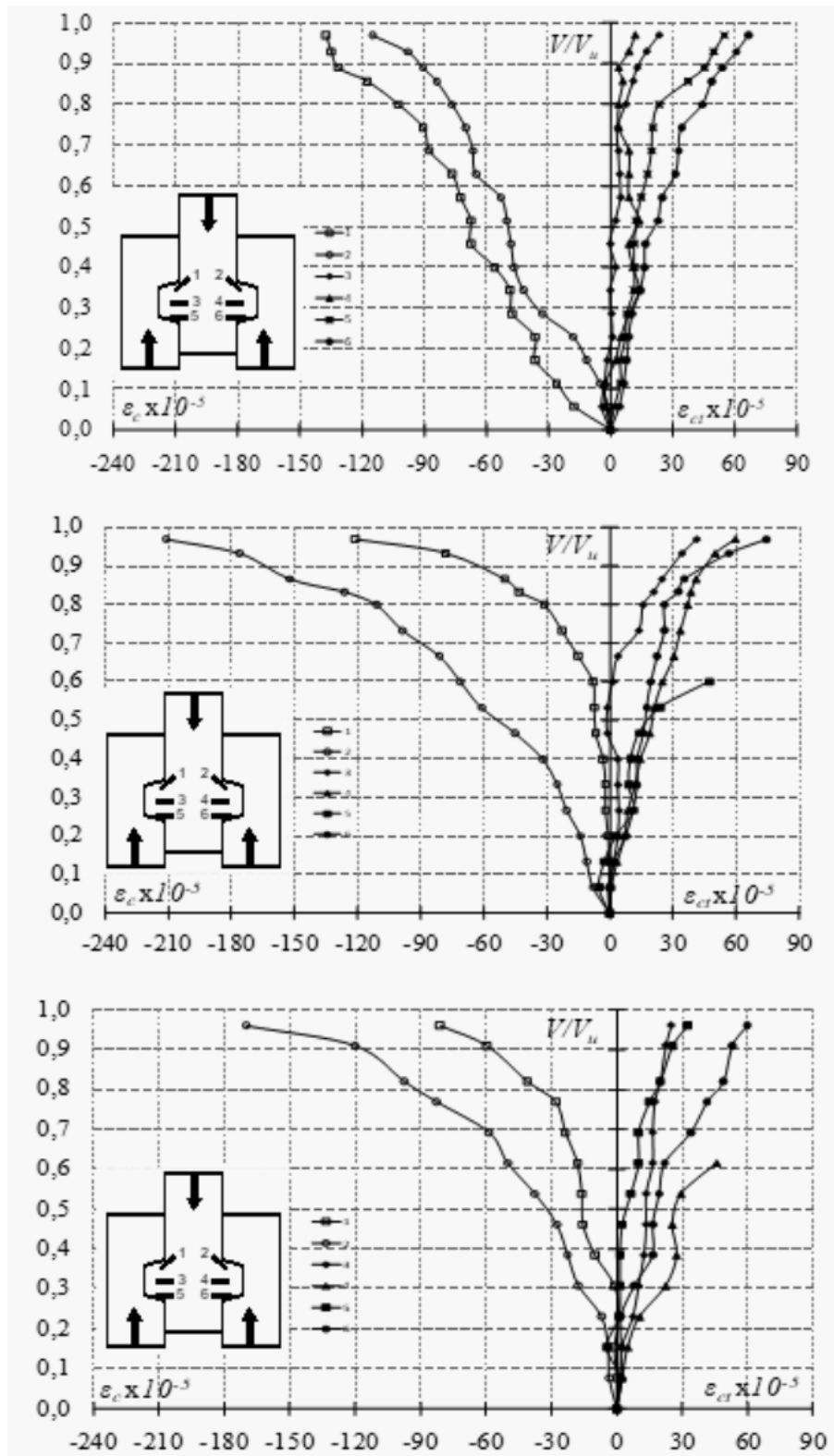


Рисунок 3.35 – Графіки « ε_c (ε_{st}) – V/V_u » для бетону одношпонкових зразків ОШС-0,5-Тр-Ф, ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2; ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1

Зміна деформацій арматури одношпонкових контактних стиків, продемонстрована на рис. 3.37 і рис. 3.38.

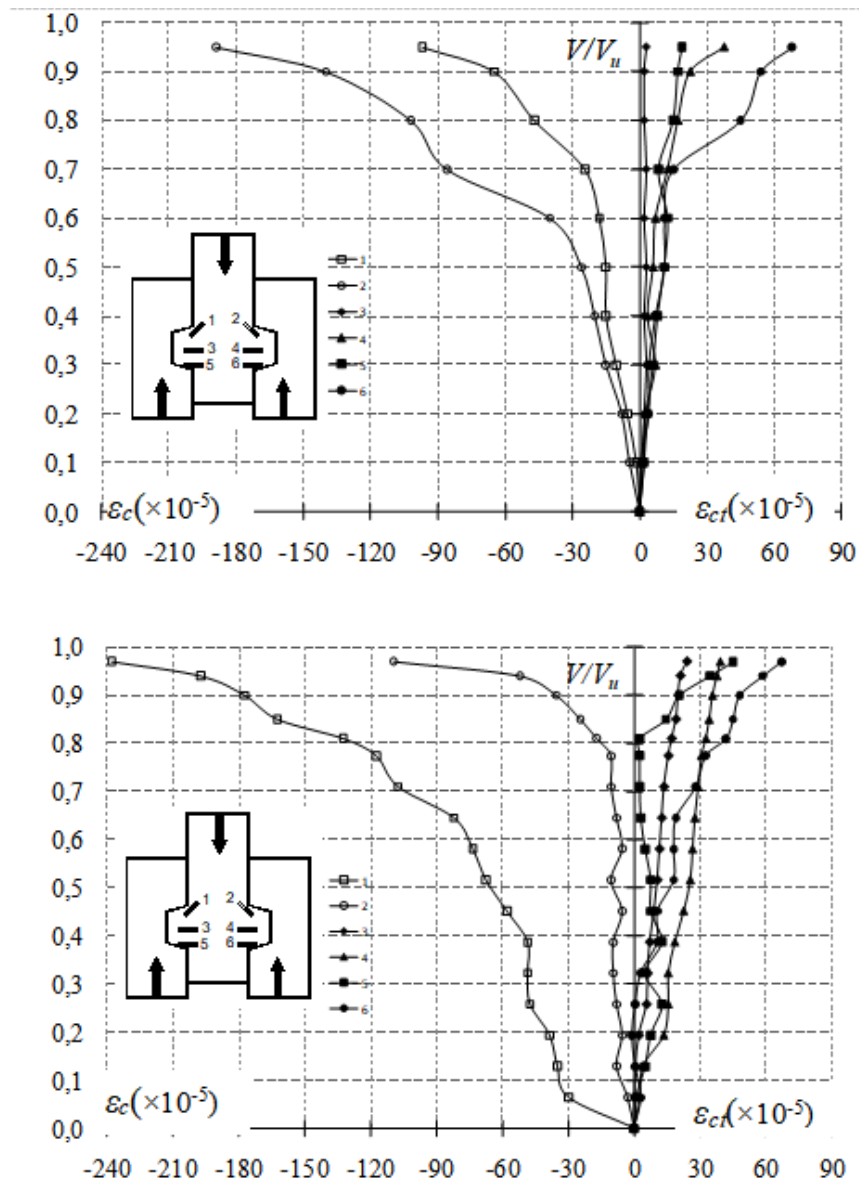


Рисунок 3.36 – Графіки « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для бетону одношпонкових зразків ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1, ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1

Характер роботи арматури залишається незмінним для всіх випадків поєднання факторів (важкий і керамзитобетон, прямокутний, трапецієподібний і трикутний профіль, наявність та відсутність тертя на опорних поверхнях). Аналіз розвитку деформацій підтверджує висновки, отримані при випробуванні залізобетонних шпонок стосовно збільшення граничних деформацій стиску бетону на поверхні руйнування зі зростанням відсотку армування (від 140×10^{-5} для бетонних шпонок до 240×10^{-5} для залізобетонних при $\rho_{sw} = 2,9\%$ – рис. 3.36), однак, спостерігається деяке збільшення граничної відносної деформації

для дослідних зразків з трапецієподібним і трикутним профілем шпонки та відсутнім тертям на опорних поверхнях.

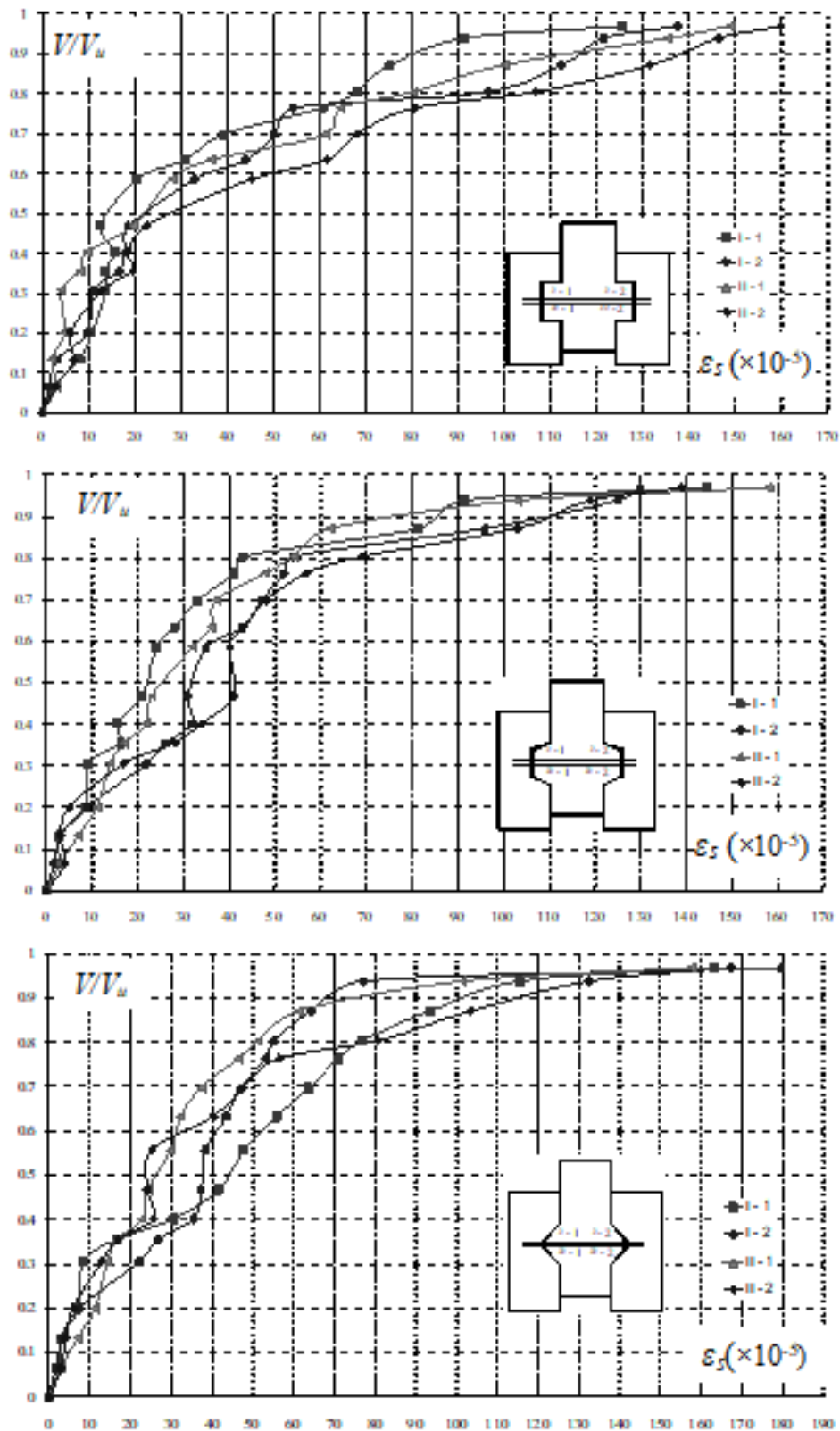


Рисунок 3.37 – Графіки залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури одношпонкових зразків ОШС-0,5-П-Л-0,67-1-НТ, ОШС-0,5-Тр-Л-0,66-1-НТ, ОШС-0,5-Т-Л-0,66-1-НТ

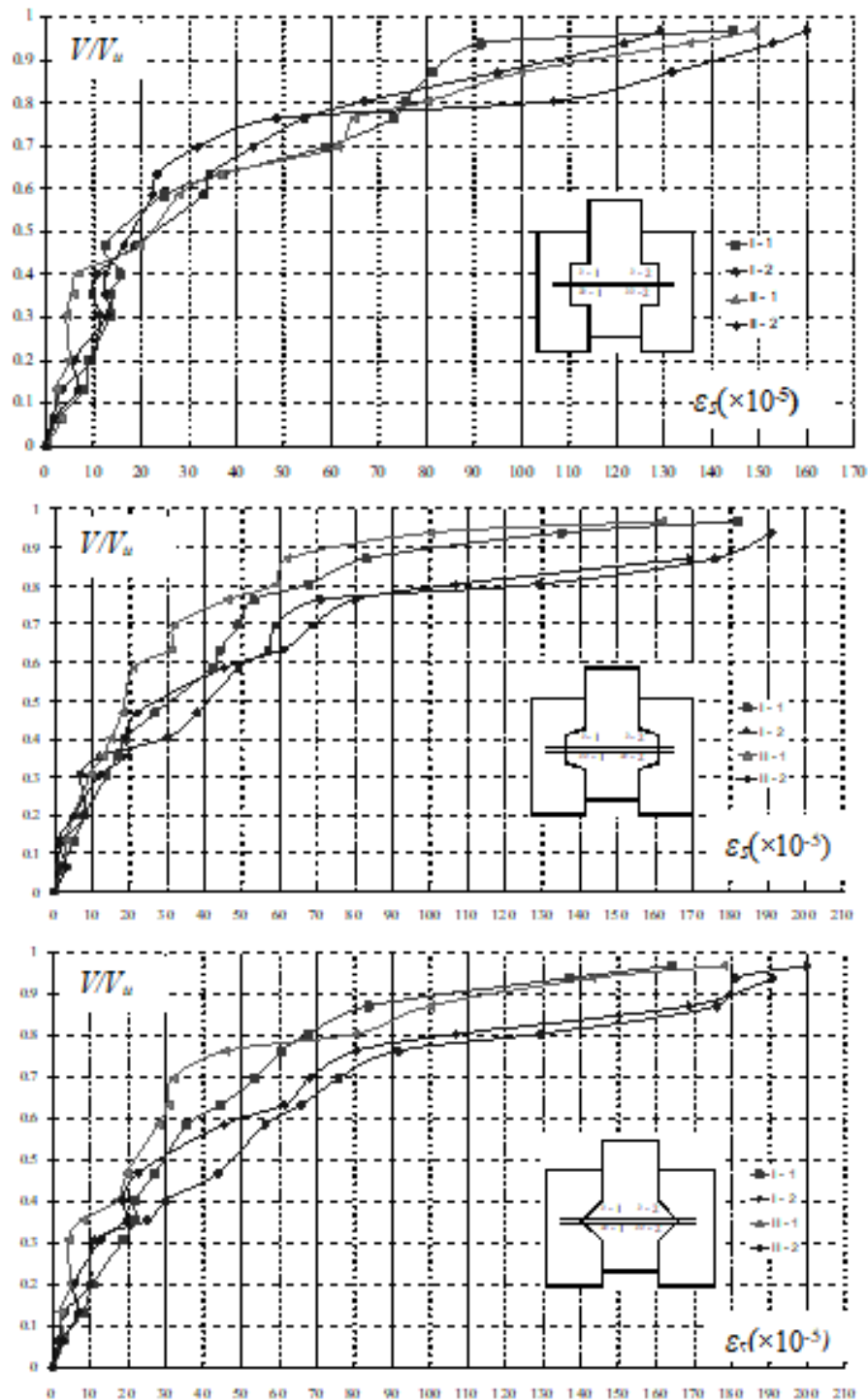


Рисунок 3.38 – Графіки залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури одношпонкових зразків ОШС-0,5-П-Л-0,68-1, ОШС-0,5-Тр-Л-0,67-1, ОШС-0,5-Т-Л-0,69-1

Аналогічні результати для арматури зразків, виготовлених із фібробетону, із трапецієподібним профілем та однорусним і дворусним розташуванням арматури проілюстровані на рис. 3.39 і рис. 3.40.

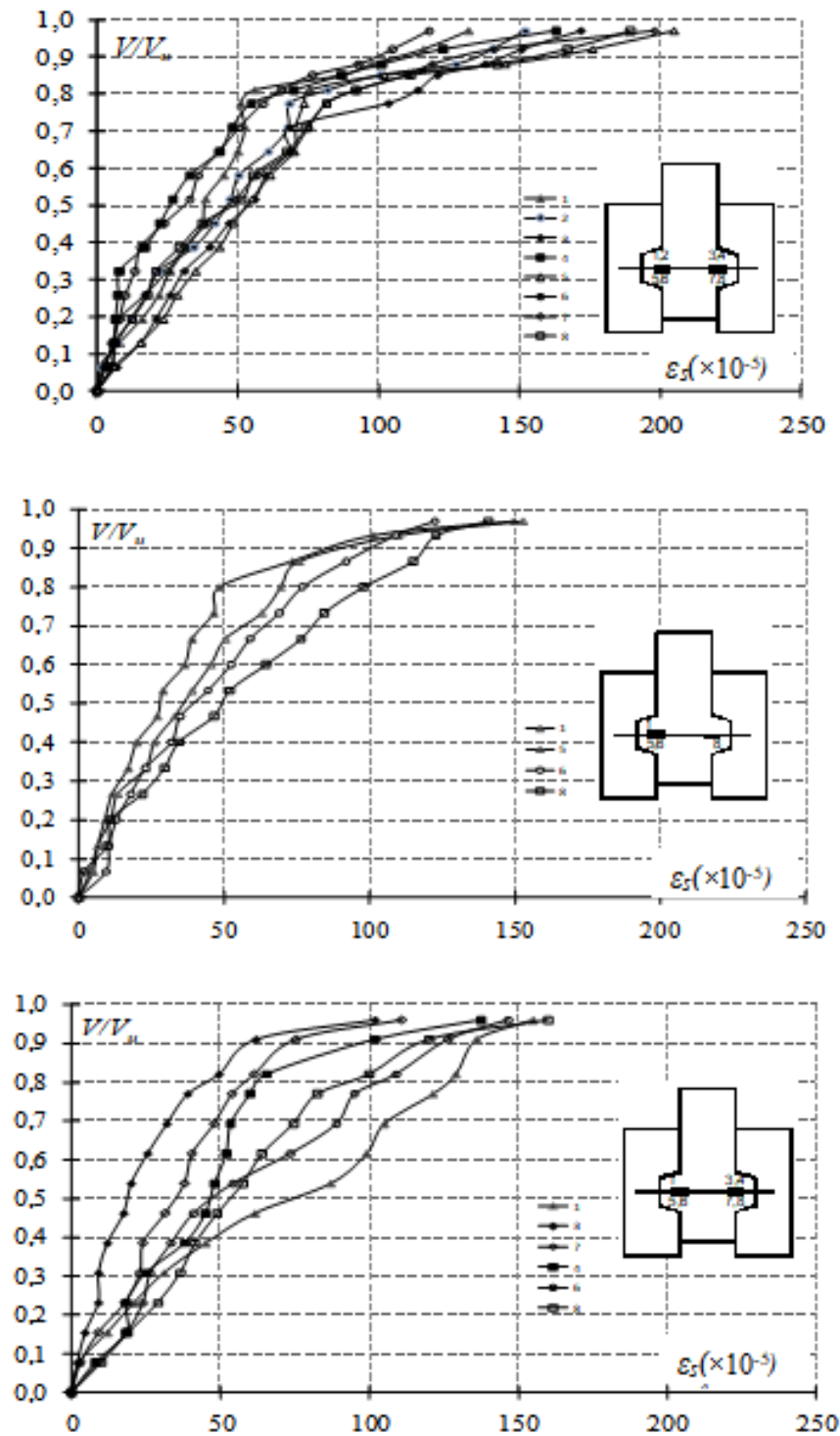


Рисунок 3.39 – Графіки залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури одношпонкових зразків ОШС-0,5-Тр-Ф-1,81-1, ОШС-0,5-Тр-Ф-2,28-1, ОШС-0,5-Тр-Ф-2,89-1

Аналіз експериментальних залежностей дозволяє зробити висновок, що арматура всіх зразків у граничному стані досягала межі текучості в межах

застосованих коефіцієнтів армування. Пропонується $\rho_{sw} = 2\%$ вважати ефективним для шпонкових стиків із фібробетону, що підтверджує наявні пропозиції, згідно яких в стиках має виконуватися умова щодо ефективного армування шпонок $f_{yw}A_{sw} = f_{ct}A_{sh} \leq 2,5$. При $f_{yw} = 240$ МПа і $f_{ct} = 2$ МПа :
 $f_y A_{sw} / f_{ct} A_{sh} = 240 \times 0,02 / 2 = 2,4$.

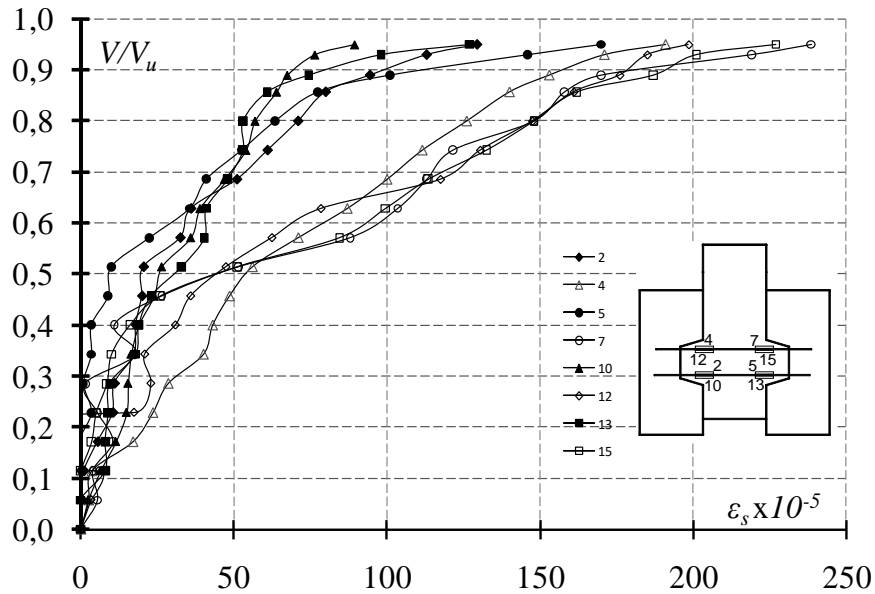


Рисунок 3.40 – Графіки залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури одношпонкового зразка ОШС-0,5-Тр-Ф-1,99-2

Щодо деформацій у рознесеній арматурі, то тут збережена тенденція більш повного використання арматури в розтягнутій зоні порівняно з тією, що розміщена в стиснутій зоні (рис. 3.40).

3.5 Несуча здатність і деформований стан одношпонкових стиків зі швом

Всі одношпонкові стики серії із керамзитобетону [61, 293, 296, 310] зруйнувалися за швом шляхом зрізу за похилим перерізом. При рівні навантаження $(0,7 - 0,8)V_u$ в бетоні шпонок утворювалася ледь помітна тріщина під кутом, який залежить від ширини шва. Із збільшенням навантаження вона розповсюджувалася в тіло стику та його руйнування відбувалося зовні крихко

(лавиноподібно) шляхом зміщення однієї частини зразка відносно іншої. Із збільшенням ширини шва опір зразків зменшується. При $t_j = 50, 100$ мм похилі тріщини з'єднували кути протилежних шпонок, при $t_j = 150$ і 200 мм вони розпочиналися від кута однієї із шпонок і розповсюджувалися у міжшпонковий простір. Характер руйнування зразків із керамзитобетону представлено на рис. 3.41.

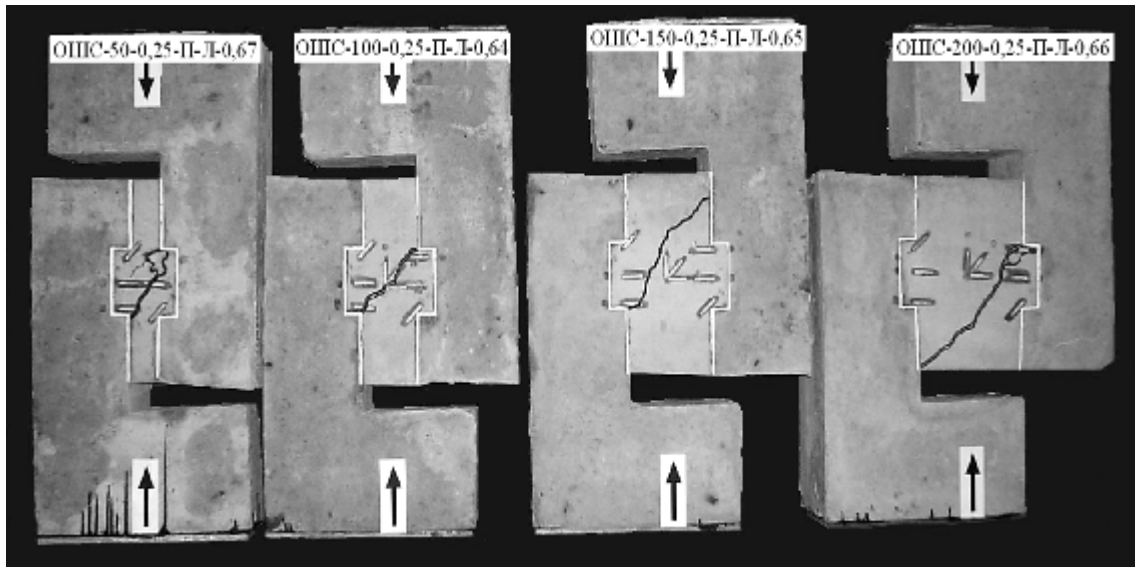


Рисунок 3.41 – Характер руйнування одношпонкових керамзитобетонних зразків зі швом

Дані про міцність бетону й арматури та значення граничного навантаження одношпонкових стиків наведені в табл. 3.7.

Таблиця 3.7 – Експериментальні дані для керамзитобетонних одношпонкових стиків зі швом

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	σ_y , МПа	ρ_{sw} , %	V_u , кН	$f_{sh,s}^{jk}$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^{jk}}{f_c}$
		f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	ОПС-50-0,25-П-Л-0,67	6,44	0,78	0,25	240	0,67	28	1,85	0,287
2	ОПС-100-0,25-П-Л-0,64					0,64	30	1,9	0,295
3	ОПС-150-0,25-П-Л-0,65					0,65	26	1,68	0,261
4	ОПС-200-0,25-П-Л-0,66					0,66	20	1,31	0,203

Із збільшенням ширини шва з 50 до 200 мм несуча здатність стику зменшується до 30 % (рис. 3.42).

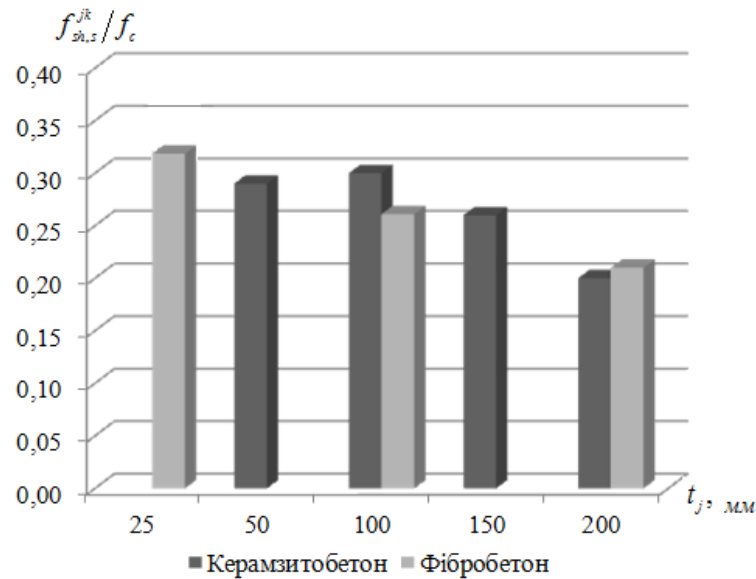


Рисунок 3.42 – Відносна несуча здатність одношпонкових з'єднань залежно від ширини шва

Результати експериментальних досліджень фібробетонних одношпонкових стиків зі швом представлені в табл. 3.8.

Таблиця 3.8 – Експериментальні дані одношпонкових стиків із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Характеристик и міцності бетону		$\frac{I_k}{h_k}$	σ_y , МПа	ρ_{sw} %	V_u кН	$f_{sh,s}^k$ МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
		f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69	12,0	1,48	0,5	260	0,69	53	3,62	0,36
2	ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67					0,67	47	3,13	0,261
3	ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67					0,67	38	2,53	0,210

У дослідях спостерігалися три випадки руйнування: при $t_j = 25$ мм – зріз шпонки за вертикальним перерізом (ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69); при ширині шва $t_j = 100$ мм (ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67) – зсув за похилою площиною у межах

висоти шпонки; при $t_j = 200$ мм – утворення косої тріщини в межах усього стику для ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67 (рис. 3.43).

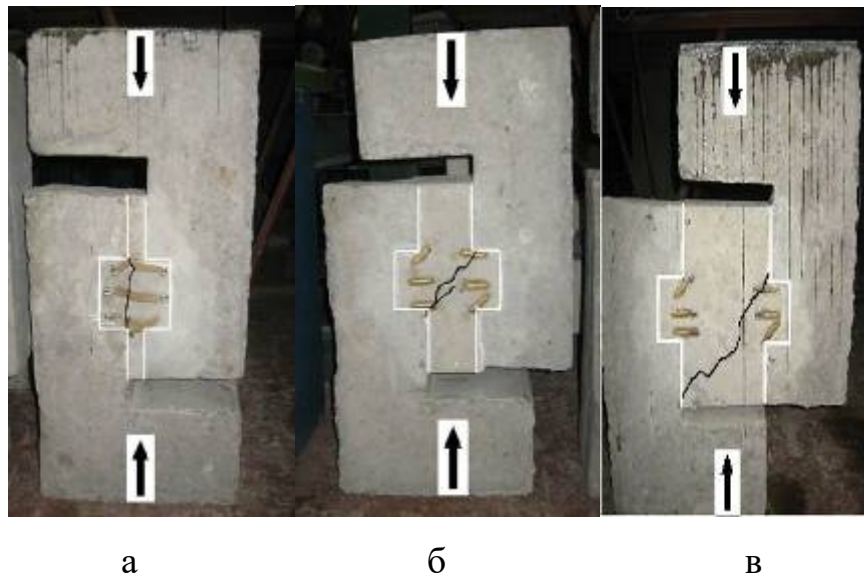


Рисунок 3.43 – Схеми руйнування зразків:

а – ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69; б – ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67; в – ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67

Підтверджено зменшення несучої здатності стиків до 40 % із зростанням t_j , отримане на керамзитобетонних зразках.

Підвищене значення f_{ct} зумовило збільшення максимальних деформацій розтягу в фібробетонних стиках до 70×10^{-5} (рис. 3.44).

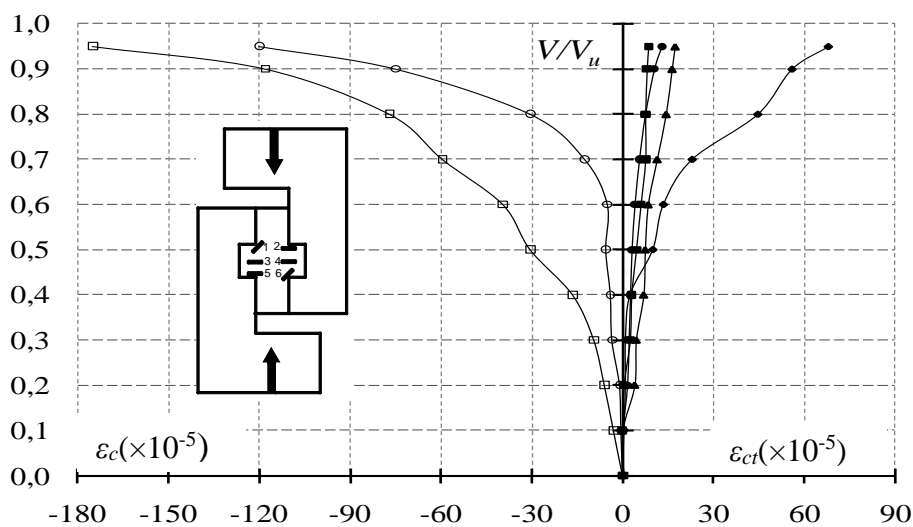


Рисунок 3.44 – Графіки « ε_c (ε_{ct}) – V/V_u » для бетону одношпонкових фібробетонних стиків зі швом ЩШС-100-0,5-П-Ф-0,67

На рис. 3.45 представлені залежностей « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури фібробетонних зразків, котра на момент руйнування досягла межі текучості.

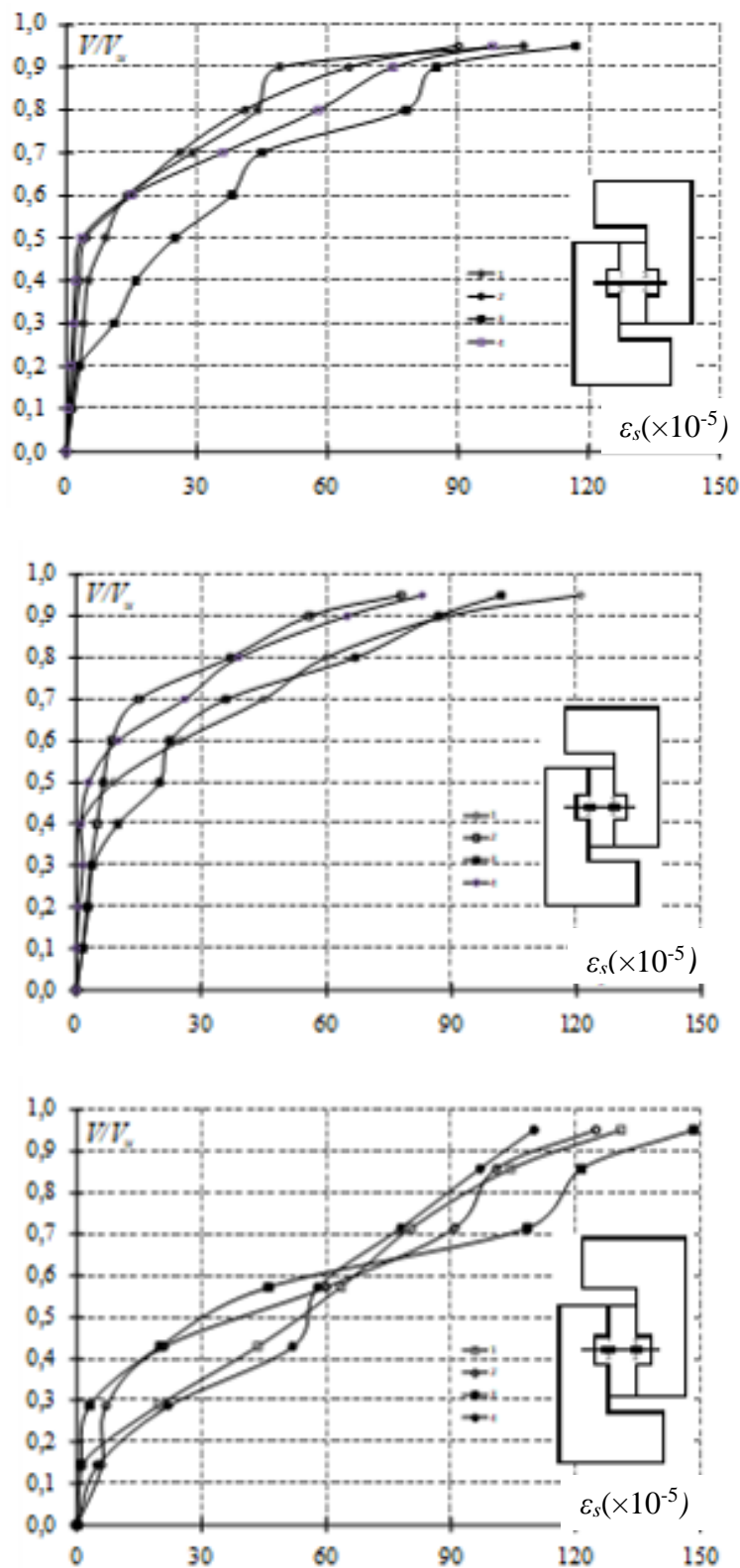


Рисунок 3.45 – Графіки « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразків ОШС-25-0,5-П-Ф-0,69, ОШС-100-0,5-П-Ф-0,67, ОШС-200-0,5-П-Ф-0,67

3.6 Висновки за розділом 3

1. У дослідах з окремими прямокутними бетонними шпонками, залежно від l_k/h_k , спостерігається руйнування:

– від зминання під площадкою завантаження ($l_k/h_k \leq 0,2$), котре супроводжується зрізом за нахиленою площиною;

– від зрізу за цілим бетонним перерізом, наближеним до вертикального ($0,3 \leq l_k/h_k \leq 0,5$);

– від відриву за нормальним перерізом ($l_k/h_k > 0,5$).

При створенні методології розрахунку несучої здатності стиків необхідно розглядати всі можливі випадки руйнування.

2. Найбільший опір руйнуванню прямокутної керамзитобетонної шпонки встановлено при співвідношенні $l_k/h_k = 0,2$, а для шпонки із важкого бетону при $l_k/h_k = 0,3$.

Пропонується при конструюванні стиків приймати співвідношення розмірів шпонки $l_k/h_k = 0,25$ (незалежно від виду бетону, із якого виготовлений стик), як таке, що відповідає її максимальному опору.

3. Обтиснення бетонних шпонок суттєво підвищує значення руйнівного навантаження (при зростанні σ/f_c від 0 до 0,32 відносний опір $f_{sh,\sigma}^k/f_c$ для $l_k/h_k = 0,5$ збільшується до 2,5 разів), принципово не змінює характер руйнування (всі дослідні зразки зруйнувалися від зрізу), однак віддаляє руйнівну поверхню від вертикальної площини.

4. Обтиснення розширює межі зрізової форми руйнування до $l_k/h_k = 1$ (порівняно із 0,5 для бетонних шпонок без обтиснення). Граничні відносні деформації за $\sigma/f_c = 0,3-0,47$ дорівнюють $\varepsilon_c = 2,2 - 2,9\%$.

5. Поперечне армування впливає на опір шпонок аналогічно обтисненню. При $\rho_{sw} = 1,03\%$ за $l_k/h_k = 0,25$ і $\rho_{sw} = 1,99\%$ за $l_k/h_k = 0,5$ опір відповідно керамзитобетонних і фібробетонних шпонок зростає в 2 рази.

6. При проектуванні залізобетонних шпонок із важкого бетону та керамзитобетону за ефективний пропонується рахувати відсоток армування $\rho_{sw} = 1\%$, у разі застосування фібробетонних стикових з'єднань можливо його збільшити до 2%.

7. Розміщення арматури у два яруси за висотою шпонки призводить до збільшення опору до 10%.

8. При зрізі шпонок на поверхні руйнування наявні стиснуті та розтягнуті ділянки. Обтиснення й армування приводить до збільшення розмірів зон стиску.

9. У стиснутих областях на поверхні руйнування за результатами обробки показників тензорезисторів спостерігається локалізація пластичних деформацій. Відносні деформації стиску керамзитобетону досягають при армуванні по-середині з $\rho_w = 0,76\%$ і $l_k / h_k = 0,25$ $\varepsilon_c = 1,9\%$ (для фібробетону $\varepsilon_c = 2,4\%$), за двоярусного розташування арматури – $\varepsilon_c = 2,9\%$.

10. Рознесення арматури за висотою елемента призводить до збільшення пластичних деформацій стиснутої зони бетону до 50 %.

11. Наявність підтвердженої локалізованої пластичної деформації на поверхні руйнування бетону обґрунтовує можливість застосування теорії пластичності у якості розрахункового апарату для оцінюванні несучої здатності стиків.

12. Включення арматурних стержнів залізобетонних шпонок у роботу відбувалося при початкових рівнях навантаження, тобто іще до появи перших тріщин за $(0,5-0,6)V_u$ для зразків із важкого бетону та керамзитобетону середньої міцності і $(0,3-0,4)V_u$ для зразків із бетону підвищеної міцності, однак інтенсивне зростання ε_s спостерігалось після тріщиноутворення. У зразках із двоярусним розташуванням арматури, у стержнях, розташованих у розтягнутій зоні шпонки, деформації були більшими, ніж у стержнях при одноярусному розташуванні арматури або таких, які знаходяться в стиснутій зоні руйнівної поверхні. У зразках з одноярусним розміщенням арматури по

середині висоти шпонки в граничному стані значення їх відносних деформацій на (20 – 40)% менше порівняно із зразками з двоюрисним розташуванням арматури.

13. Форма шпонкового профілю впливає на величину граничного навантаження шпонок. Більший (до 10 %) опір при $l_k/h_k = 0,5$ мають трикутні шпонки порівняно з прямокутними.

14. Використання фібробетону в якості матеріалу для улаштування стиків призводить до збільшення їх тріщиностійкості і несучої здатності, зміни характеру руйнування із зовні крихкого до умовно пластичного.

15. Ширина шва впливає на несучу здатність з'єднання; із її збільшенням від 50 до 200 мм вона зменшується до 30 % при прямокутних шпонках.

16. Зафіксовано три варіанти руйнування одношпонкового стику залежно від ширини шва t_j : руйнування шпонки шляхом зрізу за наближеним до вертикалі перерізом; руйнування шва шляхом зрізу за нахиленою площиною, розташованою або у межах висоти шпонки, або всього стику. При проєктуванні з'єднань ширину шва одношпонкових стиків слід обмежувати висотою шпонок.

РОЗДІЛ 4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА СИСТЕМАТИЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ БАГАТОШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ

4.1 Несуча здатність і деформований стан трьохшпонкових стиків зі ШВОМ

Усі дослідні зразки [293, 310, 319, 320, 325] поводити себе однаково на перших ступенях навантаження. При рівнях $(0,6 - 0,7)V_u$ у зоні розтягу в основі найбільш напружених крайніх шпонок (нижня в лівому контактному стику та верхня в правому, рис. 4.1 – 4.3) з'являлися тріщини, спрямовані в тіло шва під кутом, який залежить від його ширини. Далі утворювалася близька до вертикалі тріщина у крайній шпонці (верхній справа або нижній зліва), тобто зрізалася першою найбільш завантажена шпонка.

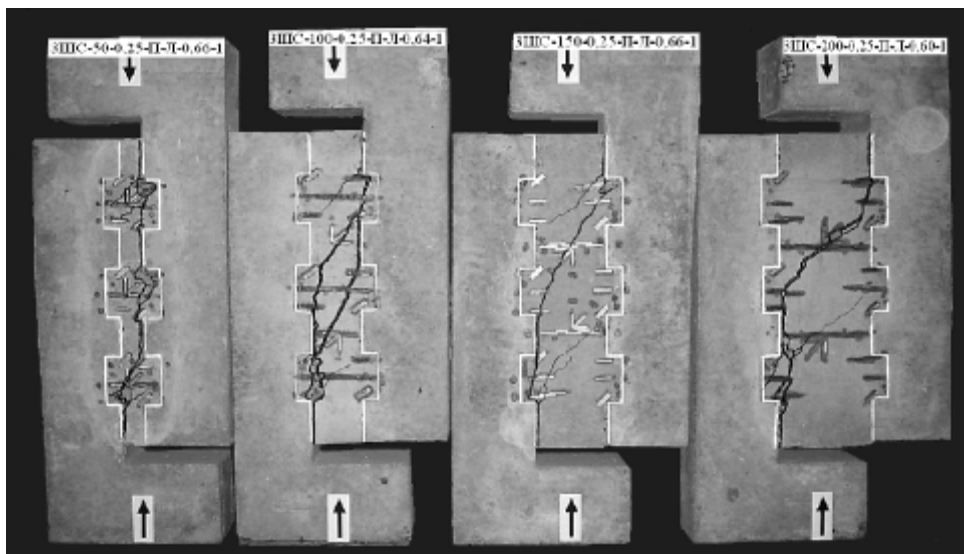


Рисунок 4.1 – Характер руйнування трьохшпонкових стиків з прямокутними шпонками із керамзитобетону

При рівнях навантаження $(0,8 - 0,9)V_u$ для керамзитобетонних стиків визначалася одна із двох можливих схем руйнування: або утворювалися вертикальні тріщини в середніх шпонках та похилі за швом у межах останньої шпонки (зразки з шириною шва 50 і 100 мм), або похилі тріщини в тілі стику з розділенням на два блоки (зразки з шириною шва 150 та 200 мм), при цьому шпонки стику залишалися незруйнованими (рис. 4.1 – 4.3).

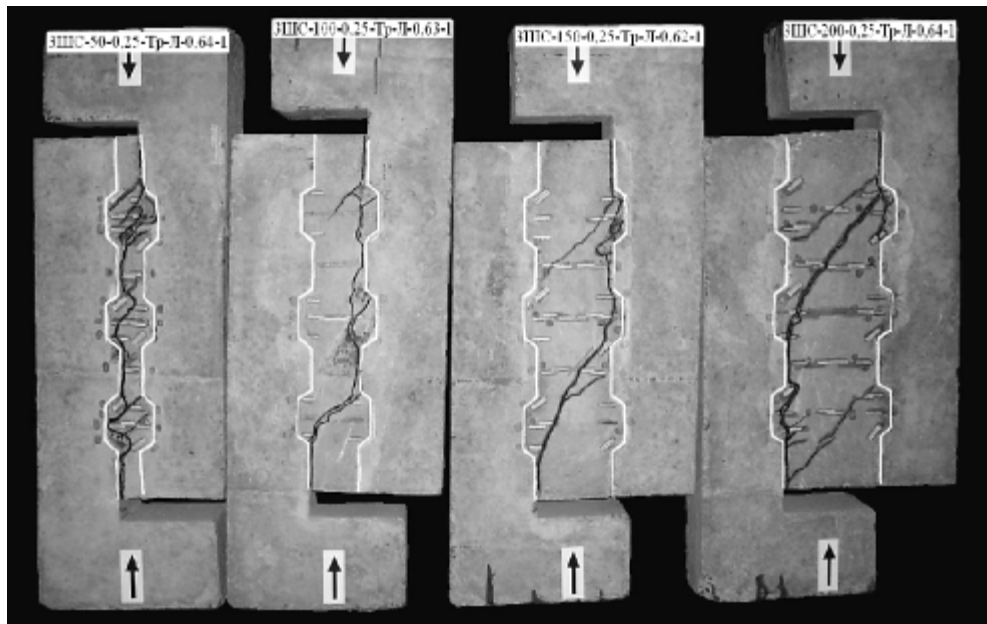


Рисунок 4.2 – Характер руйнування трьохшпонкових зразків з трапецієподібними шпонками із керамзитобетону

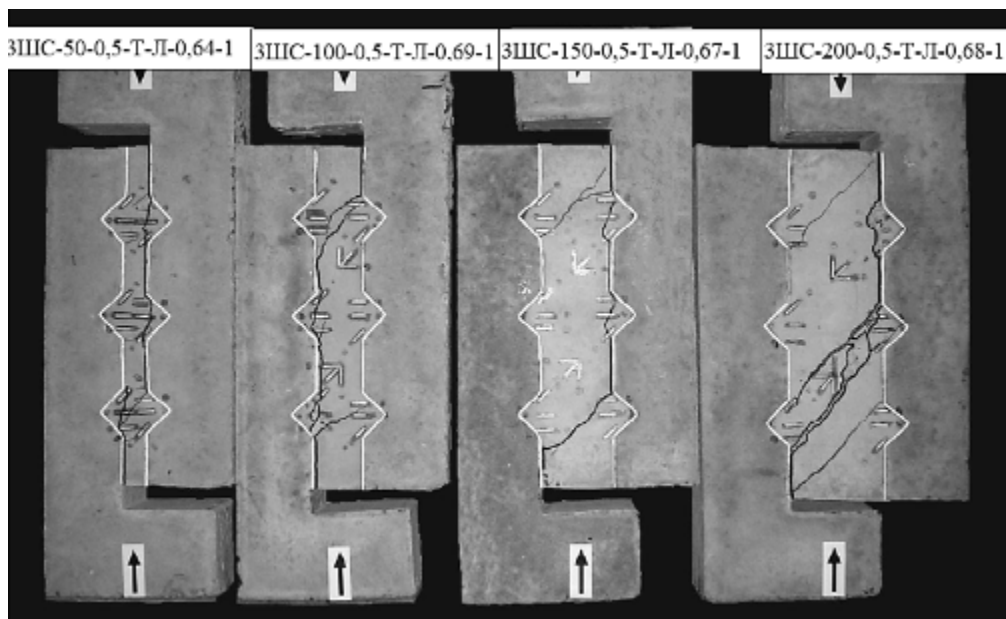


Рисунок 4.3 – Характер руйнування трьохшпонкових зразків з трикутними шпонками із керамзитобетону

При трикутних шпонках у з'єднанні з шириною шва $t_j = 200$ мм після утворення вертикальної тріщини в першій шпонці відбувалося утворення й руйнування стиснутого підкосу в межах інших двох шпонок (зразок ЗШС-200 0,25-Т-Л-0,68-1).

Відносна несуча здатність стиків $f_{sh,s}^{3j,k} / f_c$ виявилася найбільшою для зразків із трикутними шпонками, найменшою – із прямокутними (табл. 4.1), що підтвердило результати, отримані в п. 3.4 для одношпонкових стиків. Із збільшенням ширини шва несуча здатність стиків знижується (рис. 4.4).

Таблиця 4.1 – Експериментальні дані для трьохшпонкових стиків із керамзитобетону

Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	σ_{ys} , МПа	ρ_{sv} , %	Граничне навантаження, V_{us} , кН	$f_{sh,s}^{3j,k}$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^k}{f_c}$
	f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
ЗШС-50-0,25-П-Л-0,66-1	12,9	1,6	0,25	240	0,66	165	3,59	0,28
ЗШС-100-0,25-П-Л-0,64-1			0,25		0,64	160	3,38	0,26
ЗШС-150-0,25-П-Л-0,66-1			0,25		0,66	140	3,07	0,24
ЗШС-200-0,25-П-Л-0,60-1			0,25		0,60	125	2,48	0,19
ЗШС-50-0,25-Тр-Л-0,64-1	12,9	1,6	0,25		0,64	170	3,61	0,28
ЗШС-100-0,25-Тр-Л-0,63-1			0,25		0,63	170	3,54	0,27
ЗШС-150-0,25-Тр-Л-0,62-1			0,25		0,62	160	3,29	0,26
ЗШС-200-0,25-Тр-Л-0,64-1			0,25		0,64	150	3,16	0,24
ЗШС-50-0,5-Т-Л-0,64-1	10,45	1,2	0,5		0,64	160	3,4	0,33
ЗШС-100-0,5-Т-Л-0,69-1			0,5		0,69	140	3,2	0,31
ЗШС-150-0,5-Т-Л-0,67-1			0,5		0,67	130	2,9	0,28
ЗШС-200-0,5-Т-Л-0,68-1			0,5		0,68	120	2,7	0,26

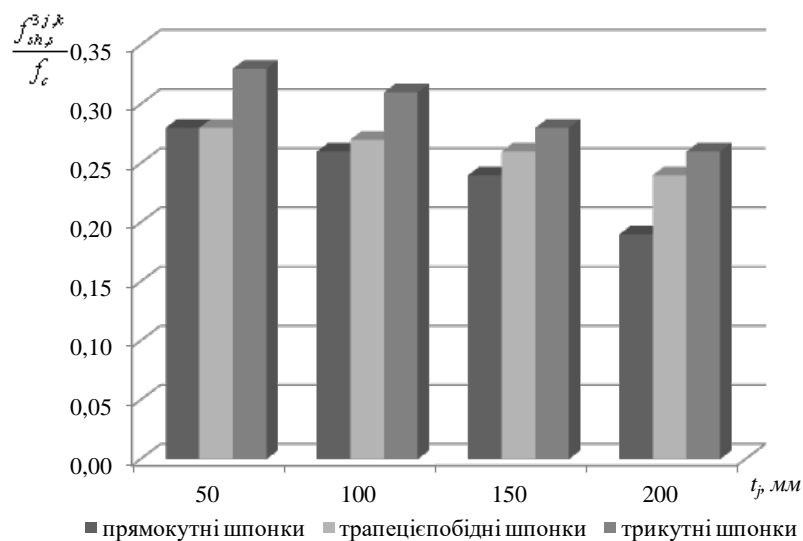


Рисунок 4.4 – Відносна несуча здатність трьохшпонкових стиків із керамзитобетону залежно від ширини шва

При зміні ширини шва t_j від 50 до 200 мм відбулося зменшення значення руйнівного навантаження для прямокутних шпонок на 40 %, трикутних – 25 %.

Дані про міцнісні характеристики бетону й арматури та граничне навантаження зразків із фібробетону наведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Експериментальні дані, отримані при випробуванні трьохшпонкових стиків із фібробетону

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону		$\frac{l_k}{h_k}$	σ_{y^*} МПа	ρ_{sv} , %	V_u , кН	$f_{sh,s}^{3j,k}$, МПа	$\frac{f_{sh,s}^{3j,k}}{f_c}$
		f_c , МПа	f_{ct} , МПа						
1	ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2	9,7	1,36	0,25	240	0,75	153	3,40	0,35
2	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2					0,69	142	2,91	0,30
3	ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1					0,66	146	3,20	0,33
4	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1					0,64	133	2,81	0,29
5	ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1					1,48	199	4,37	0,45
6	ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1					1,49	176	3,88	0,40
7	ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1					1,49	163	3,59	0,37

Характер тріщиноутворення трьохшпонкових стиків із фібробетону відрізнявся від виготовлених із керамзитобетону. Перші, ледь помітні, тріщини утворювалися при навантаженнях більших до 25%, ніж у стиках із керамзитобетону. Зазначене пояснюється підвищеною тріщиностійкістю фібробетону. При збільшенні навантаження, як і у керамзитобетонних зразках, окреслювалася головна тріщина. При руйнуванні ширина її розкриття в найбільш завантажених шпонках досягала 2 – 4 мм.

Зовні руйнування стиків із фібробетону було менш крихким, більш повільним, без сколювань і відривів шматків бетону [323].

У зразках з шириною шва 100 та 150 мм реалізовувалося руйнування шляхом зрізу в межах двох сусідніх шпонок з утворенням похилої площини в межах останньої (рис. 4.5).

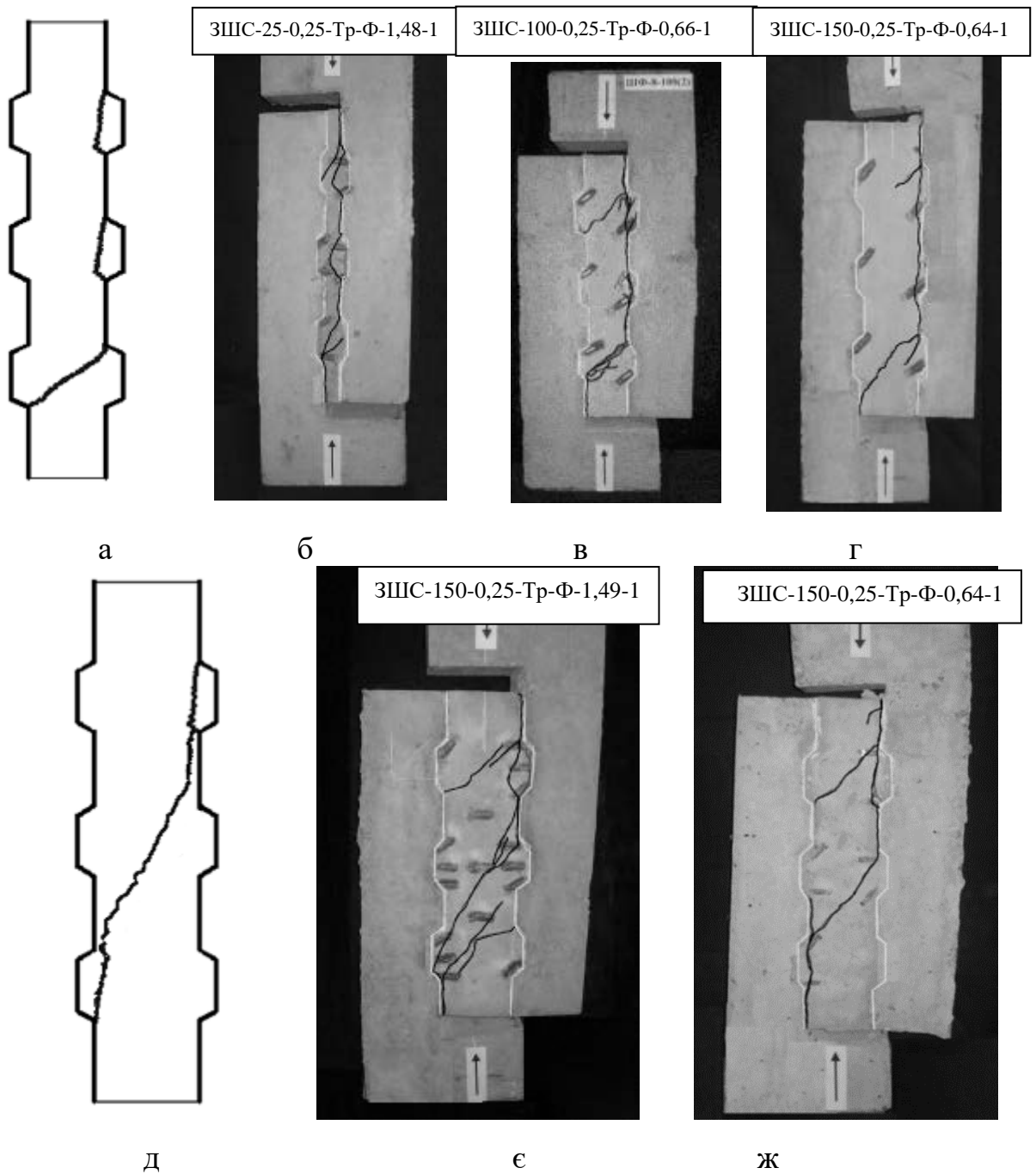


Рисунок 4.5 – Схеми руйнування зразків:

а, д – можливі; б, в, г, е, ж – фактичні відповідно для зразків ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1, ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2

Руйнування стику ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1 також відбулося за цією схемою, хоча очікувалося, що зразок зруйнується шляхом зрізу усіх 3-х шпонок (виходячи із прийнятих геометричних параметрів стику). Це може бути пояснено специфікою роботи багатошпонкових стиків. У зразках ЗШС-150-

0,25-Тр-Ф-0,69-2 та ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1 зрізалися дві крайні шпонки, а похила тріщина утворювалася в межах середньої (рис. 4.5, є, ж). При зазначеній $t_j = 150$ мм реалізовувалася також і третя схема, коли зрізалася одна шпонка й утворювалася похила тріщина в межах 2-х інших (рис. 4.6, б). При збільшенні ширини шва до 200 мм зразок ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1 зруйнувався за похилою площиною в межах усього шва (рис. 4.6, г).

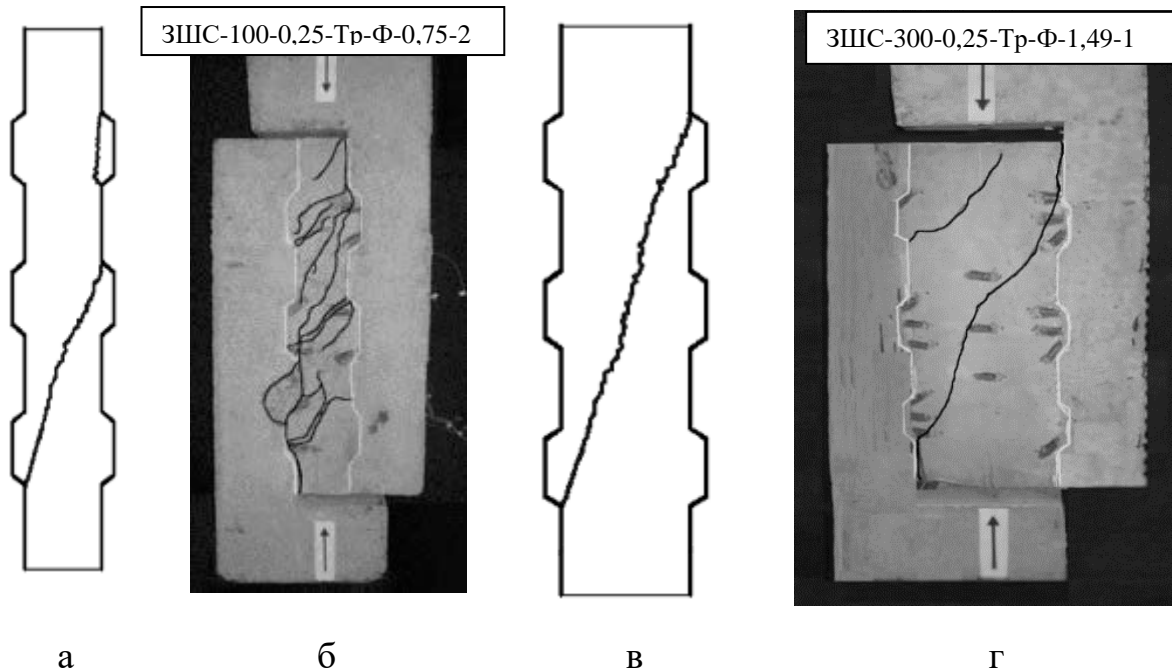


Рисунок 4.6 – Схеми руйнування зразків:

а, в – можливі; б, г – фактичні відповідно для зразків ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2, ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1

Залежність несучої здатності стиків від його ширини представлена на рис. 4.7.

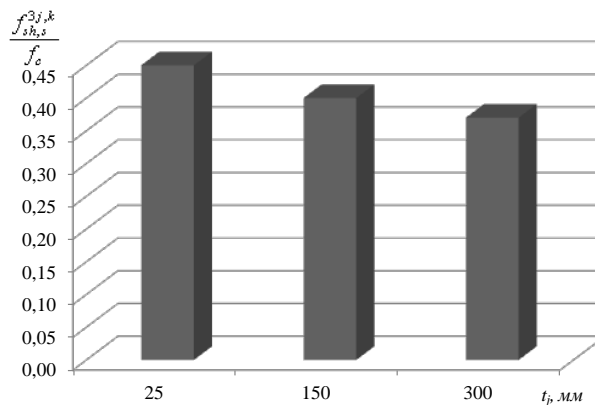


Рисунок 4.7 – Залежність відносної несучої здатності стиків від його ширини

Ширина шва обумовлює несучу здатність стику: як механізм руйнування так і величину руйнівного навантаження, котре знижується при зростанні t_j , зокрема якщо ширина шва зростає від 25 мм до 300 мм, то граничне навантаження для зразків із трапецієподібним шпонковим профілем знизиться на 18 % у разі, якщо всі інші параметри дослідних зразків будуть незмінними. Що стосується впливу рознесення арматури за висотою шпонки на несучу здатність стиків, то він незначний (рис. 4.8).

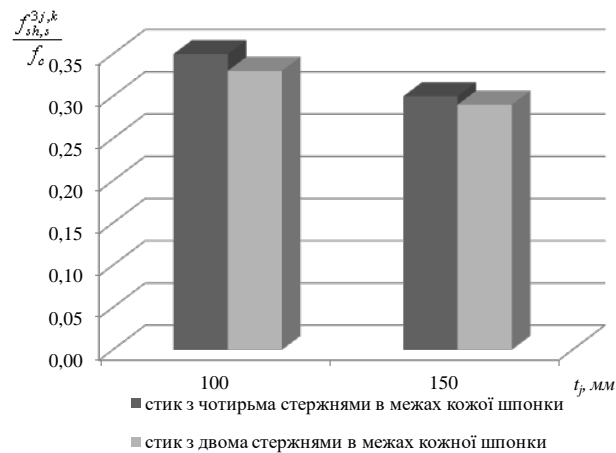


Рисунок 4.8 – Залежність відносної несучої здатності стиків із різним характером розташування армування від ширина шва

Залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для керамзитобетону дослідних зразків представлені на рис. 4.9, рис. 4.10 і А.9 – А.11.

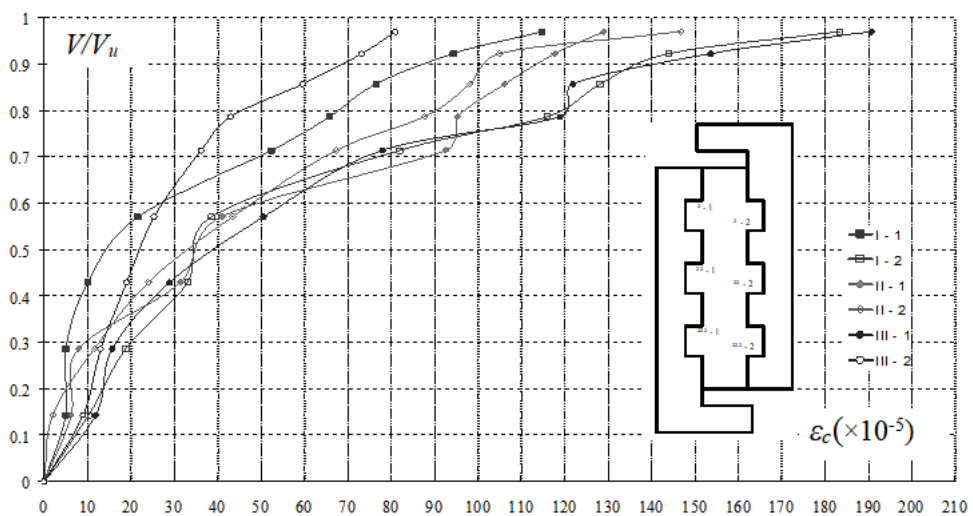


Рисунок 4.9 – Графік залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для бетону зразка ЗШС-50-0,25-П-Л-0,66-1

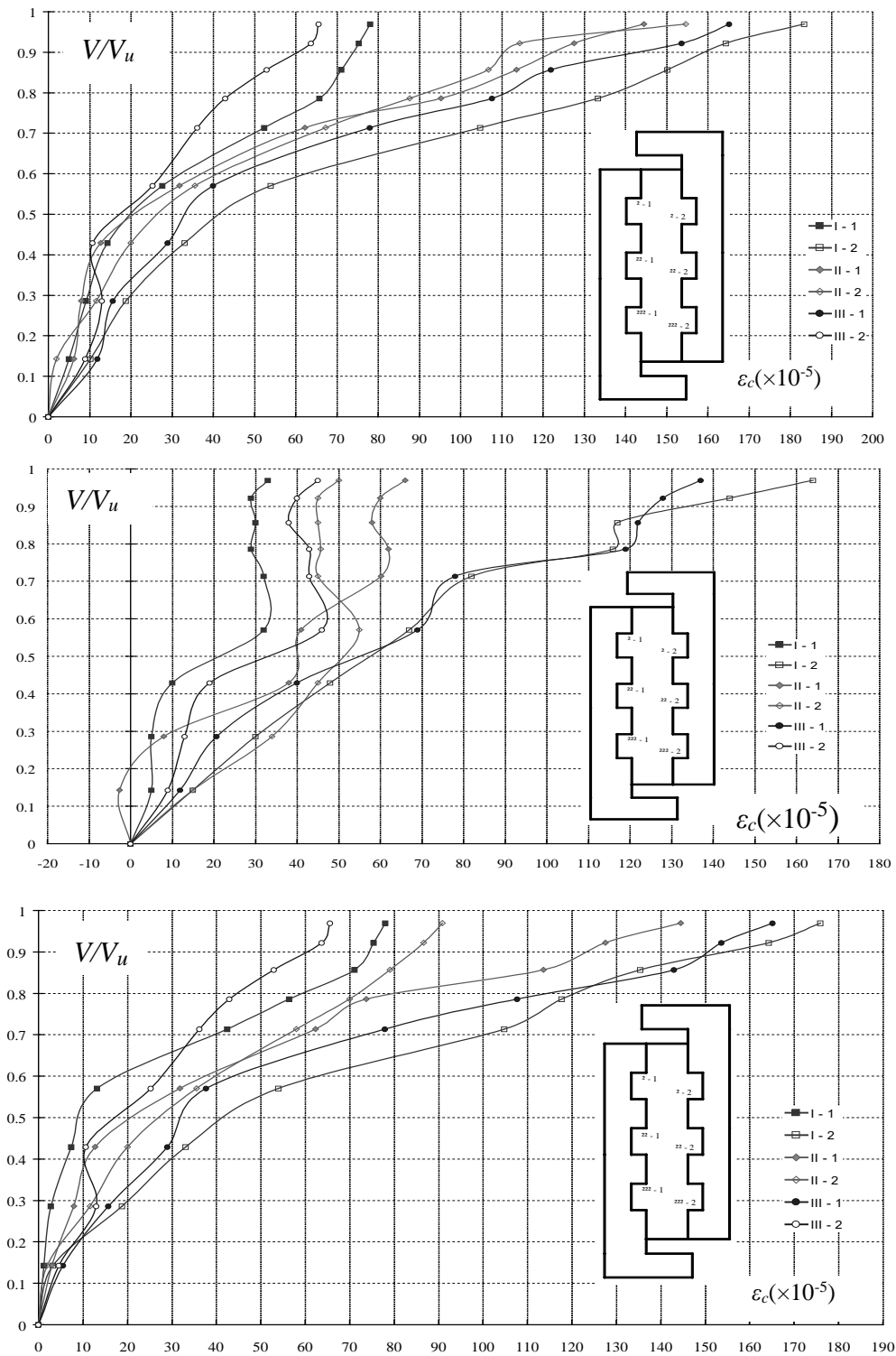


Рисунок 4.10 – Графіки залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для бетону зразків ЗШС-100-0,25-П-Л-0,64-1, ЗШС-150-0,25-П-Л-0,66-1, ЗШС-200-0,25-П-Л-0,60-1

При наближенні до граничного стану, максимальні відносні деформації стиску бетону, отримані за показниками тезорезисторів, які наклеєні в межах шва біля вхідних кутів шпонок під кутом 45° до вертикалі в зонах найбільшого

стиснення, набувають значень $(100-200) \times 10^{-5}$. Вздовж стику фіксується нерівномірність розподілення деформацій, найбільш виражена для стиків із мінімальною шириною t_j . Форма шпонкового профілю не вносить змін у характер розвитку деформацій. Для всіх дослідних зразків функціональний зв'язок « $\varepsilon_c - V/V_u$ » має криволінійні ділянки при наближенні до стадії руйнування, це засвідчує непружний характер деформування цієї зони.

На рис. 4.11 – 4.13 надані графіки відносних деформацій фібробетону стику від рівня навантаження « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » у зонах розтягу та стиску.

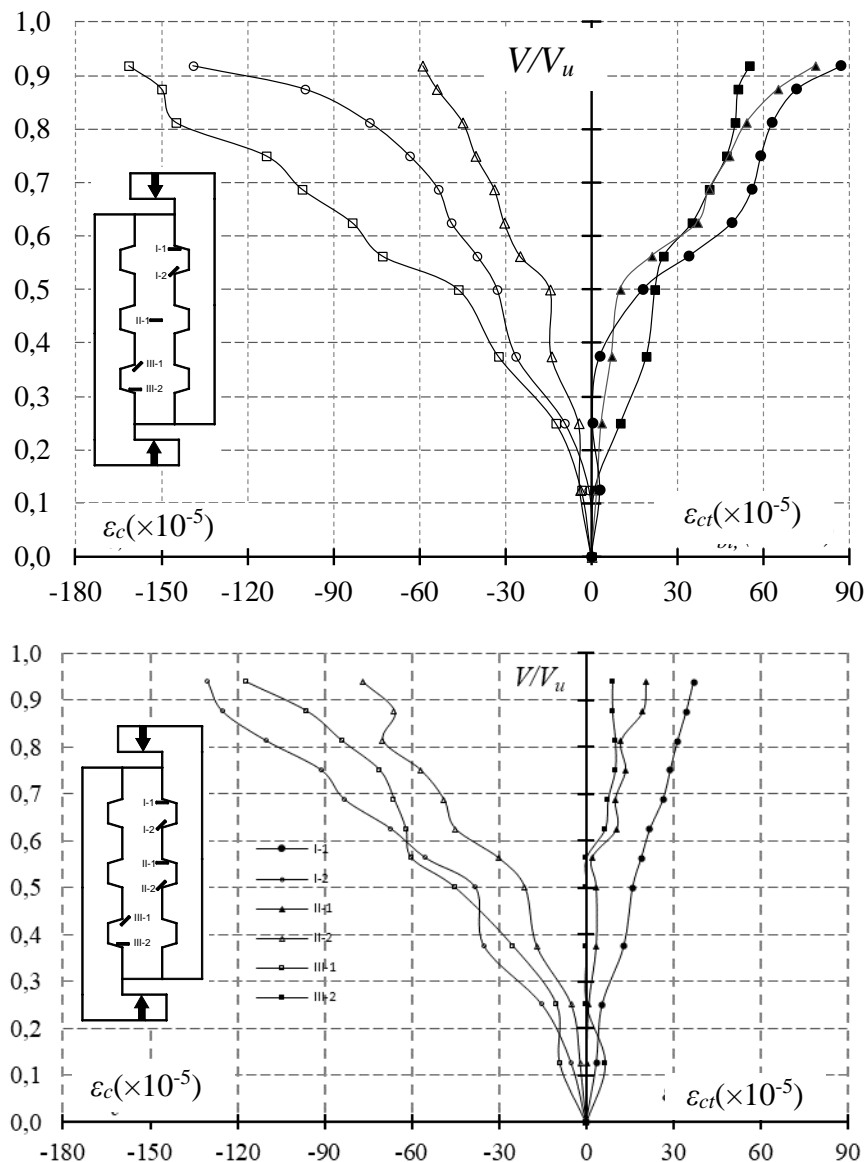


Рисунок 4.11 – Графіки « $\varepsilon_c (\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для бетону зразків

ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2 і ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2

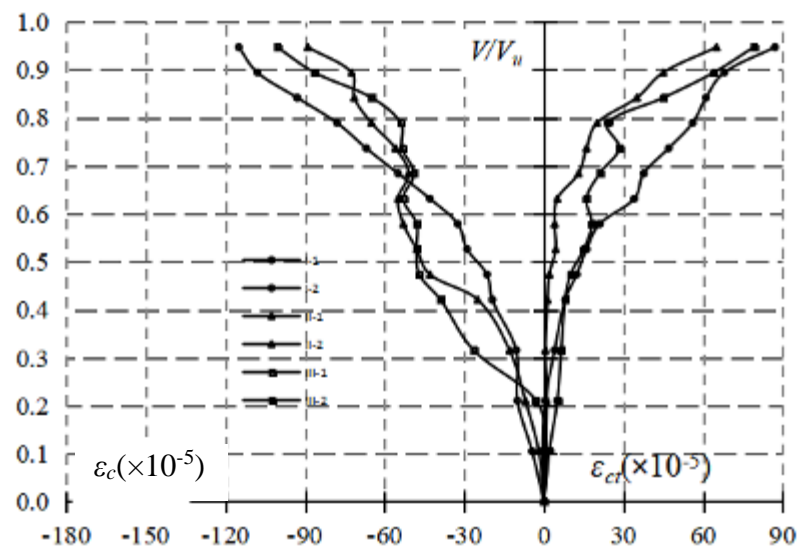
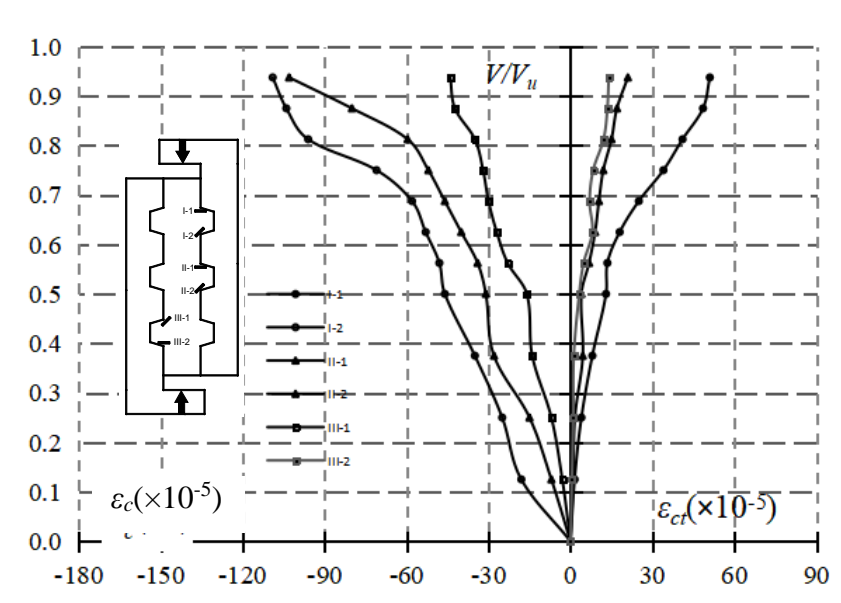


Рисунок 4.12 – Графіки « ε_c (ε_{ct}) – V/V_u » для бетону зразків
 ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1,
 ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1

Максимальні значення деформації стиску в найбільш завантажених шпонках досягають значень 170×10^{-5} : для зразка ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1 вони менші порівняно з ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1 (рис. 4.12), що пояснюється тим, що при збільшенні коефіцієнта армування ρ_{sw} (додаткового фактору впливу) підвищується обтиснення шпонок у напрямку перпендикулярному площині зрізу.

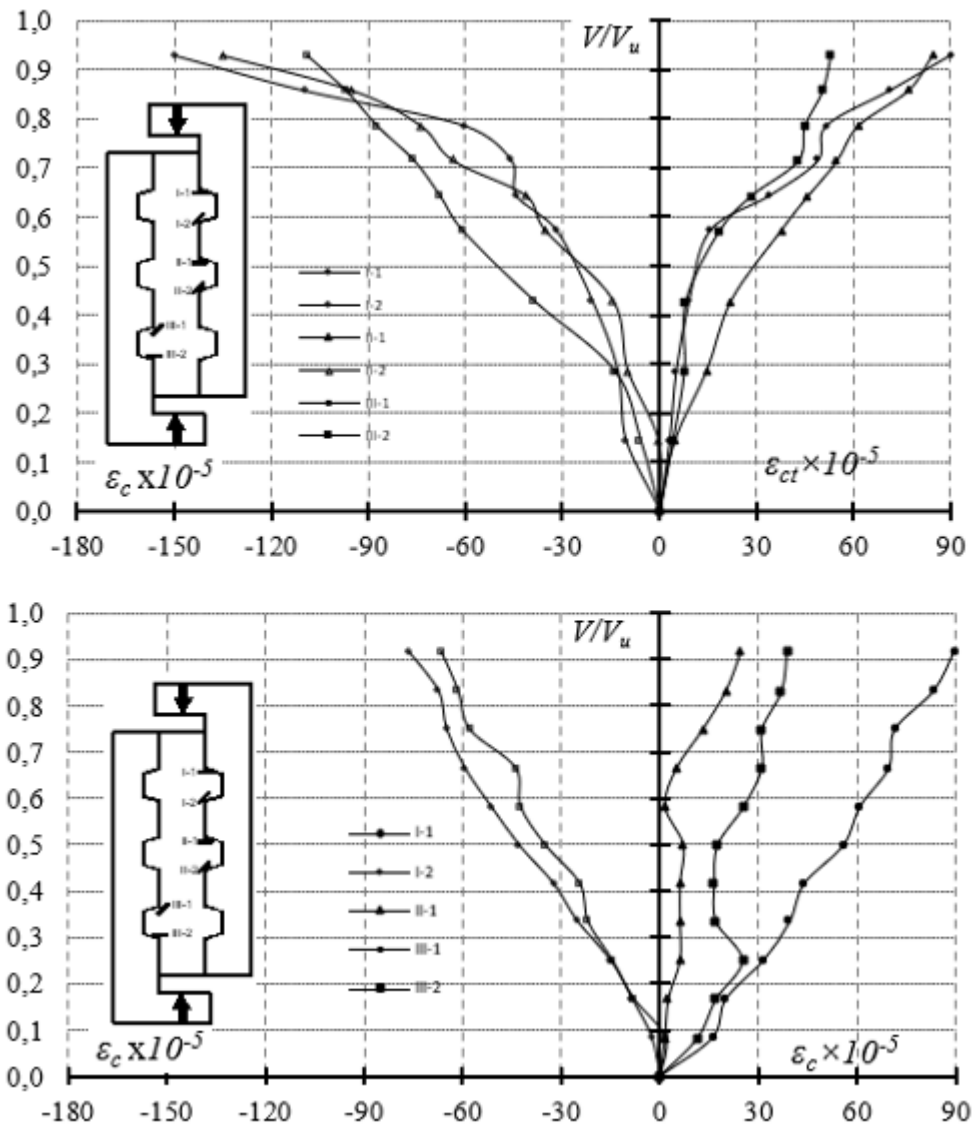


Рисунок 4.13 – Графіки « ε_c (ε_{ct}) – V/V_u » для бетону зразків
ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1, ЗШС-300-0,25-Тр-Ф-1,49-1

Аналізуючи дані для стиків ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2 (рис. 4.11) та ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1 (рис. 4.12), які мають приблизно однаковий ρ_{sw} , але різний характер розташування арматури за висотою шпонки, слід відмітити, що деформації бетону у зразках із рознесеною за висотою шпонки арматурою більші порівняно із одноярусним розташуванням, це підтверджує зростання пластичних властивостей бетону у стиках із двоярусним розташуванням стержнів. Залежності « ε_c (ε_{ct}) – V/V_u » для зразків ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,75-2 та ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1 мають схожий характер.

Підвищене значення f_{ct} призвело до збільшення деформацій розтягу фібробетонних стиків ε_{ct} . Вони досягали величини 90×10^{-5} , що перевищує відповідне значення для стиків із керамзитобетону.

Залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури керамзитобетонних зразків представлені на рис. 4.14 і 4.15.

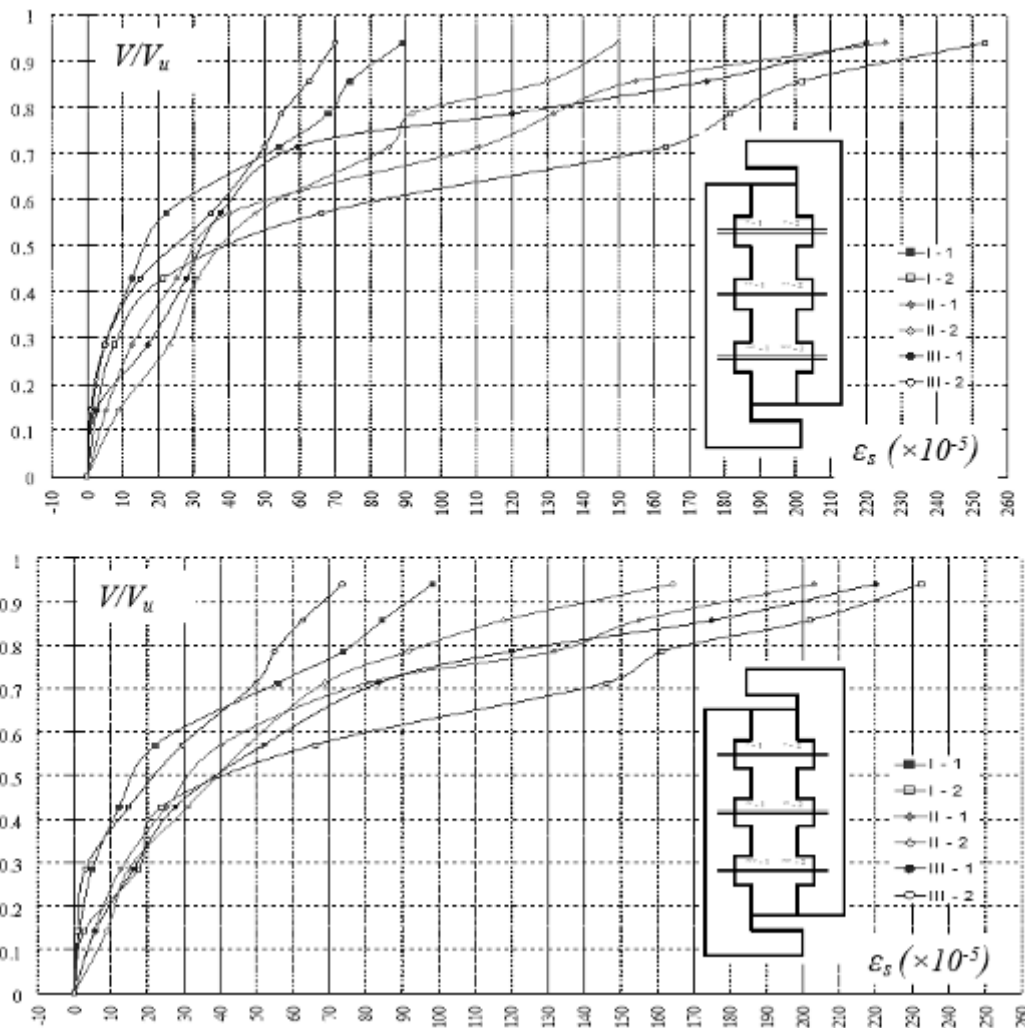


Рисунок 4.14 – Графіки залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразків 3ШС-50-0,25-П-Л-0,66-1, 3ШС-100-0,25-П-Л-0,64-1

Спостерігається нерівномірність деформацій поперечної арматури за довжиною стику, аналогічно до деформацій бетону. Найбільше їх значення зафіксовані в шпонках, які зазнали руйнування шляхом зрізу. Напруження в арматурі зруйнованих шпонок досягають межі текучості.

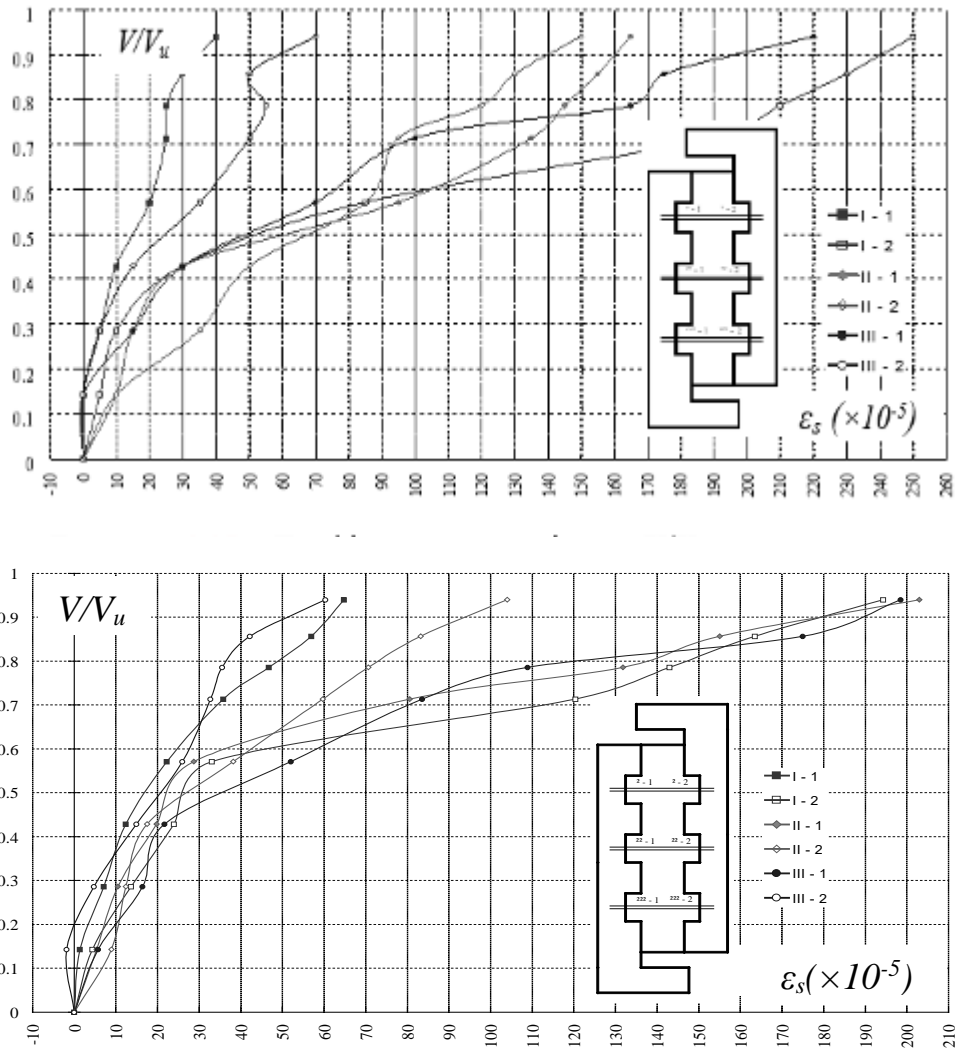


Рисунок 4.15 – Графік залежності « $\epsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразків ЗШС-150-0,25-П-Л-0,66-1, ЗШС-200-0,25-П-Л-0,60-1

Зміна профілю шва (рис. А.12 – А.14) не вносить змін в характер роботи арматури за довжиною стику.

Залежності « $\epsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразків зі швом із фібробетону з шириною шва 150 мм: ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1 і ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1 представлені на рис. 4.16. В обох стиках на момент руйнування арматура досягає межі текучості в місці проходження руйнівної поверхні та працює нерівномірно за довжиною стику.

Значення деформацій, отримані за тензоризисторами, що розташовані на одному арматурному стержні, але з двох діаметрально протилежних сторін,

відрізняються, що можна вважати підтвердженням наявності незначного нагельного ефекту.

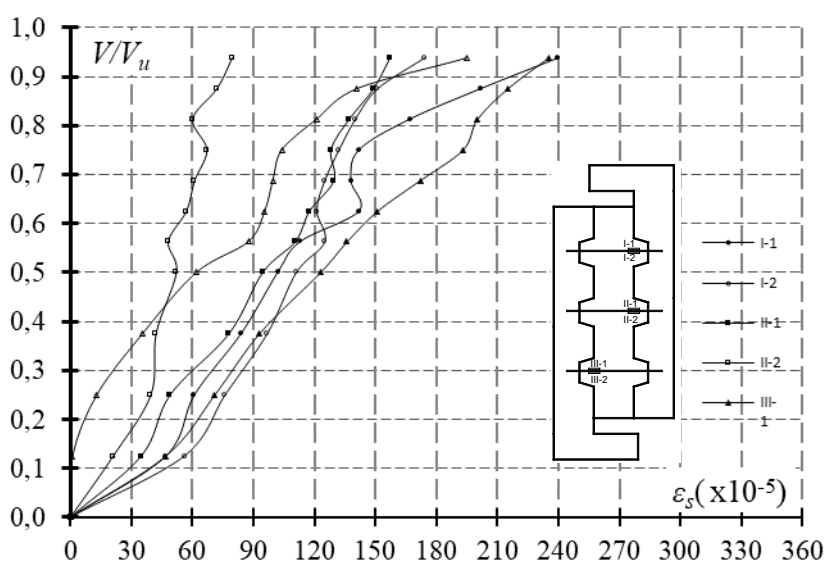
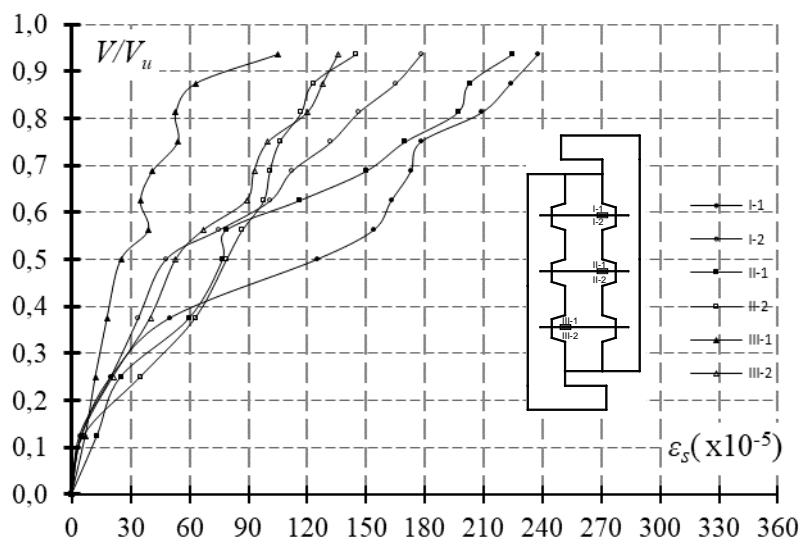


Рисунок 4.16 – Графіки « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразків
ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,64-1, ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-1,49-1

Для зразка ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2 з двохрівневим розташуванням арматури залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ » представлена на рис. 4.17, для порівняння: покази на арматурі, котра знаходяться в розтягнутій зоні при руйнуванні шпонки, становлять понад 280×10^{-5} (максимальне значення при однорівневому розташуванні арматури складає 240×10^{-5}), а на стержні, розташованому в стиснутій зоні, вони значно менші ($\approx 150 \times 10^{-5}$).

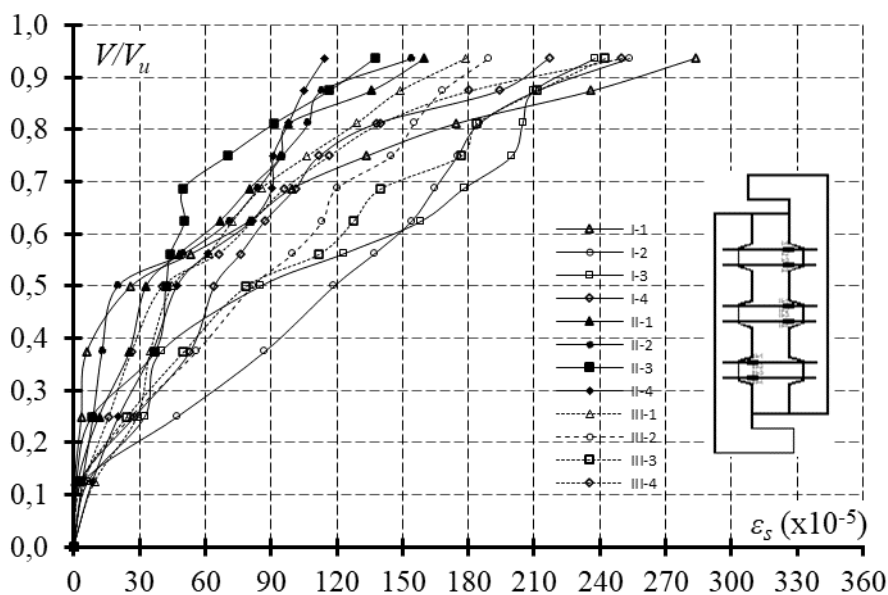


Рисунок 4.17 – Графік « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразка ЗШС-150-0,25-Тр-Ф-0,69-2

Для арматури зразків ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1, ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1 залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » представлені на рис. А.15.

4.2 Несуча здатність та деформований стан багатошпонкових контактних стиків

Всі дослідні зразки зруйнувалися шляхом зрізу [319, 323, 325, 327]. Перші волосяні тріщини виникли при рівні навантаження $(0,5 - 0,7) V_u$ в найбільш напружених шпонках у зоні розтягу та розповсюджувалися від їх вхідного кута у тіло центральної частини під кутом приблизно $(20 - 30)^\circ$ до вертикалі. Зазнавши незначного розвитку вони призупинялися, в бетоні основи шпонок накопичувалася непружна деформація.

При навантаженні, що перевищувало $0,7V_u$, в нижніх найбільш завантажених шпонках трьох- і п'ятишпонкових зразків з'явилися тріщини поблизу площини зрізу. Ширина розкриття при подальшому їх розвитку досягала $w = 0,7$ мм. На рівнях навантаження $(0,8 - 0,95)V_u$ утворювалися тріщини в середніх і верхніх за довжиною стику шпонках з меншою шириною

розкриття, ніж у нижніх: $w = 0,3 - 5$ мм. Надалі існуючі тріщини стабілізувалися й відбувалося руйнування першої шпонки за цілим перерізом, близьким до вертикалі, потім при граничному навантаженні руйнувалися спочатку середні, а потім і верхні шпонки.

Армовані зразки руйнувалися при більшому значенні навантаження, ніж неармовані. Напруження в арматурі більш напружених шпонок досягли межі текучості. Зразки після випробування представлені на рис. 4.18. Дані про характеристики міцності бетону та граничне навантаження багатошпонкових стиків наведені в табл. 4.3.

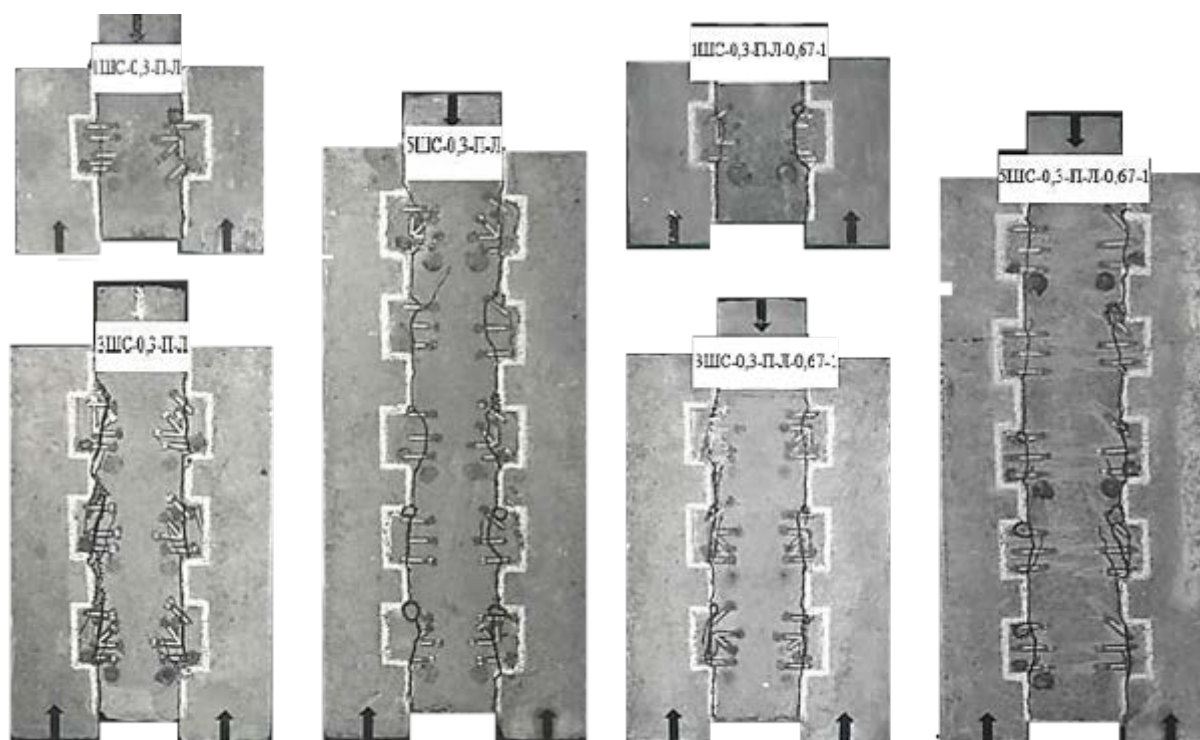


Рисунок 4.18 – Бетонні (а) та залізобетонні (б) багатошпонкові контактні стики після випробування

Руйнування зразків додаткової серії представлено на рис. 4.19.

Величина граничного навантаження дослідних зразків наведена в табл. 4.4.

Картина руйнування підтверджує нерівномірність роботи шпонок за довжиною (висотою) стику: спочатку зруйнувалися найбільш навантажені

нижні шпонки, потім розташовані в середній частині, і тільки після цього верхні – на останній стадії роботи стику при максимальному значенні навантаження.

Таблиця 4.3 – Експериментальні дані для багатошпонкових стиків із різною кількістю шпонок

№ з/п	Шифр зразків	Характеристики міцності бетону			$\frac{l_s}{h}$	ρ_{sv} , %	Граничне навантаження, V_{li} , кН	f_{sh}^{lim} , МПа	$\frac{f_{sh}^{lim}}{f_c}$
		$f_{c,cube}$, МПа	f_{c^*} , МПа	f_{ct^*} , МПа					
1	1ШС-0,3-П-Л	25	22,5	1,8	1/3	–	92	3,4	0,15
2	3ШС-0,3-П-Л				1/3	–	212	2,62	0,12
3	5ШС-0,3-П-Л				1/3	–	265	1,96	0,09
4	1Ш-0,3-П-Л-0,67-1	25	22,5	1,8	1/3	0,67	137	5,07	0,23
5	3Ш-0,3-П-Л-0,67-1				1/3	0,67	305	3,77	0,17
6	5Ш-0,3-П-Л-0,67-1				1/3	0,67	370	2,74	0,12

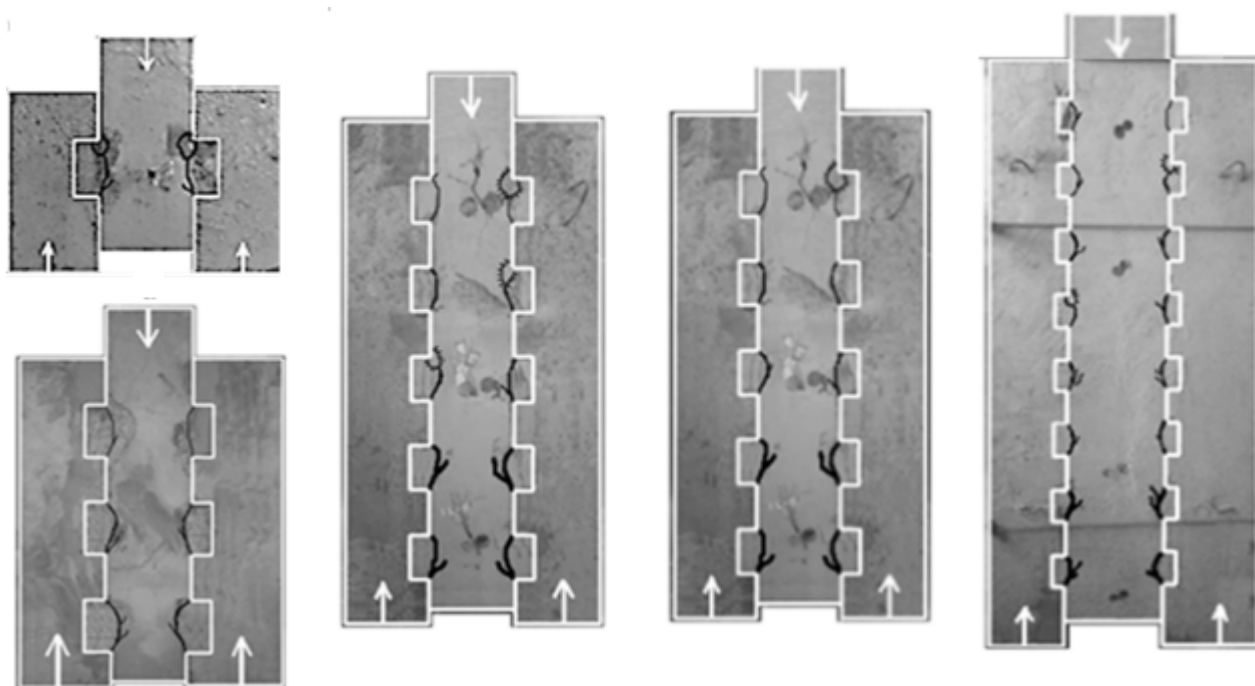


Рисунок 4.19 – Картина руйнування дослідних зразків із залізобетонними шпонками:

а – 1ШС-0,3-П-В-0,7-1; б – 3ШС-0,3-П-В-0,7-1; в – 5ШС-0,3-П-В-0,7-1; г – 5ШС-0,3-П-В;
д – 8ШС-0,3-П-В

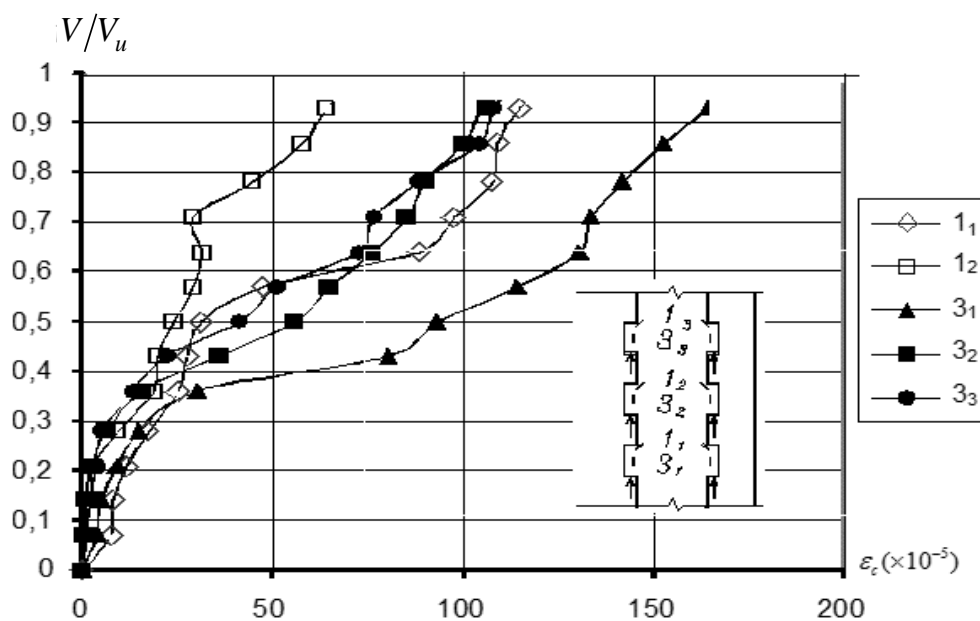
Таблиця 4.4 – Результати експериментальних досліджень залізобетонних стиків із різною кількістю шпонок

№ з/п	Шифр зразка	Характеристики міцності бетону		Площина зрізу A_{sh} , см^2	Межа текучості арматури σ_y , МПа	Граничне навантаження, V_u , кН	$f_{sh}^{test} = \frac{V_u}{A_{sh}}$ МПа
		$f_{c,prizm}$ МПа	f_{ct} МПа				
1	1ШС-0,3-П-В-0,7-1	11,2	1,5	2×13500	801	210	7,78
2	3ШС-0,3-П-В-0,7-1			2×13500	247	362	13,4
3	5ШС-0,3-П-В-0,7-1			2×13500	801	817	30,3
4	5ШС-0,3-П-В	26,1	2,31	2×13500	–	360	13,3
5	8ШС-0,3-П-В			2×18000		849	23,6

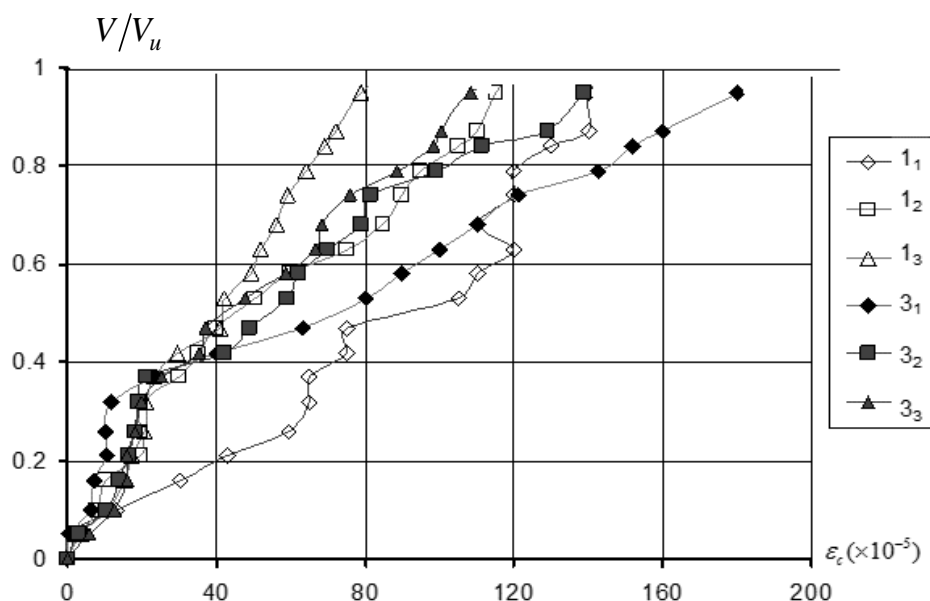
Армування прогнозовано підвищує несучу здатність з'єднання: значення граничного навантаження п'ятишпонкового армованого стику із відсотком армування $\rho_{sw} = 0,67\%$ у 2,3 рази більше ніж неармованого. Тобто, результати випробування свідчать про можливість урахування при визначенні несучої здатності стиків до 5 шпонок у з'єднанні. Залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для бетону одношпонкових зразків у зонах розтягу і стиску зображені на рис. А.16. При навантаженні, близькому до руйнівного, деформації стиску бетону в зоні 1 досягали величини $(110 - 130) \times 10^{-5}$ (аналогічно окремим бетонним шпонкам і одношпонковим контактним стикам попередніх серій).

Для трьохшпонкового стику (зразок 3ШС-0,3-П-Л) спостерігалася нерівномірність розвитку деформацій бетону в зонах 1 (рис. 4.20, а) окремих шпонок за довжиною з'єднання. В більш напруженій нижній шпонці розвиток деформацій відбувається інтенсивніше, ніж у верхній, менш напруженій. При цьому спостерігається і значна відмінність в абсолютних величинах деформацій при навантаженні близькому до руйнівного. Така ж картина, тільки більш виражена, мала місце для деформацій бетону в зоні 3.

При навантаженні, близькому до граничного, відмічений наступний розподіл деформацій за шпонками стику: 1 шпонка – 171×10^{-5} ; 2 – 125×10^{-5} і 3 – 112×10^{-5} (деформації крайніх шпонок відрізняються приблизно на 30 %).



а



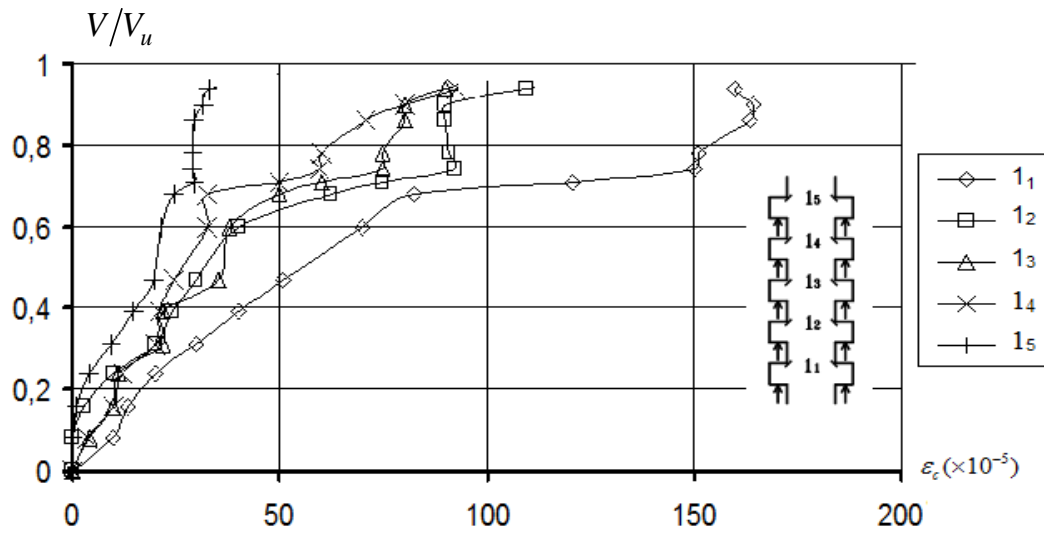
б

Рисунок 4.20 – Графіки залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для бетону зразка в зонах 1 і 3:

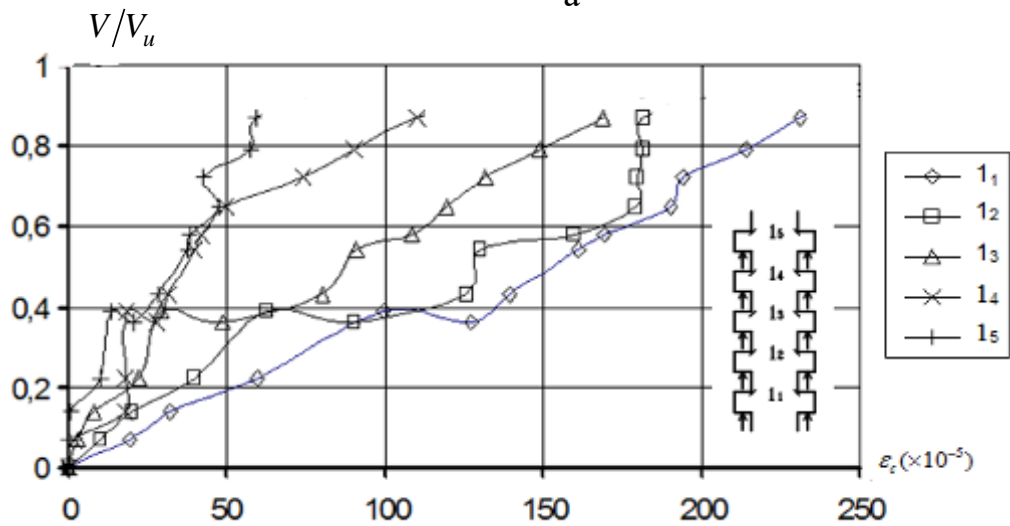
а – 3ШС-0,3-П-Л; б – 3ШС-0,3-П-В-0,67-1

Аналогічні дані зафіксовані для зразку 3ШС-0,3-П-В-0,67-1 (рис. 4.20, б).

При збільшенні кількості шпонок до п'яти (рис. 4.21) величина деформацій бетону в зоні 1 досягала значення 170×10^{-5} в найбільш напружених нижніх шпонках для неармованого зразка і 250×10^{-5} для армованих.



а



б

Рисунок 4.21– Графіки залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для бетону п'ятишпонкових стиків в зоні 1 для зразків:

а – 5ШС-0,3-П-Л; б – 5ШС-0,3-П-В-0,67-1

В зоні 1 верхніх, найменш напружених шпонок, зафіксовані значення деформації бетону в 2,5 – 3 рази менше. Це свідчить про перерозподіл напружень у межах багатошпонкового стику під навантаженням. Вказана нерівномірність деформацій бетону за довжиною стику на стадії руйнування зменшується.

Розподіл деформацій бетону в зоні 3 за довжиною стику в зразку 3ШС-0,3-П-В-0,67-1 показано на рис. 4.22.

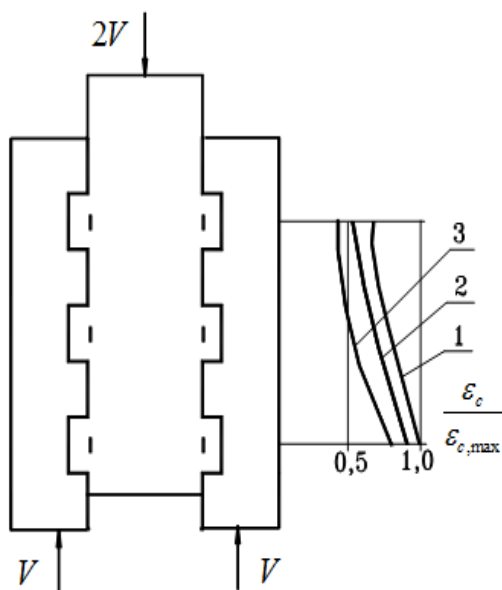


Рисунок 4.22 – Розподіл деформації бетону за довжиною стику в зразку

ЗШС-0,3-П-В-0,67-1 при рівнях навантаження:

1 – $V/V_u = 1$; 2 – $V/V_u = 0,87$; 3 – $V/V_u = 0,79$

Загальна тенденція розвитку відносної деформації бетону для додаткових зразків серії зберігається, про засвідчено на рис. 4.23 та рис. А.17 – А.20.

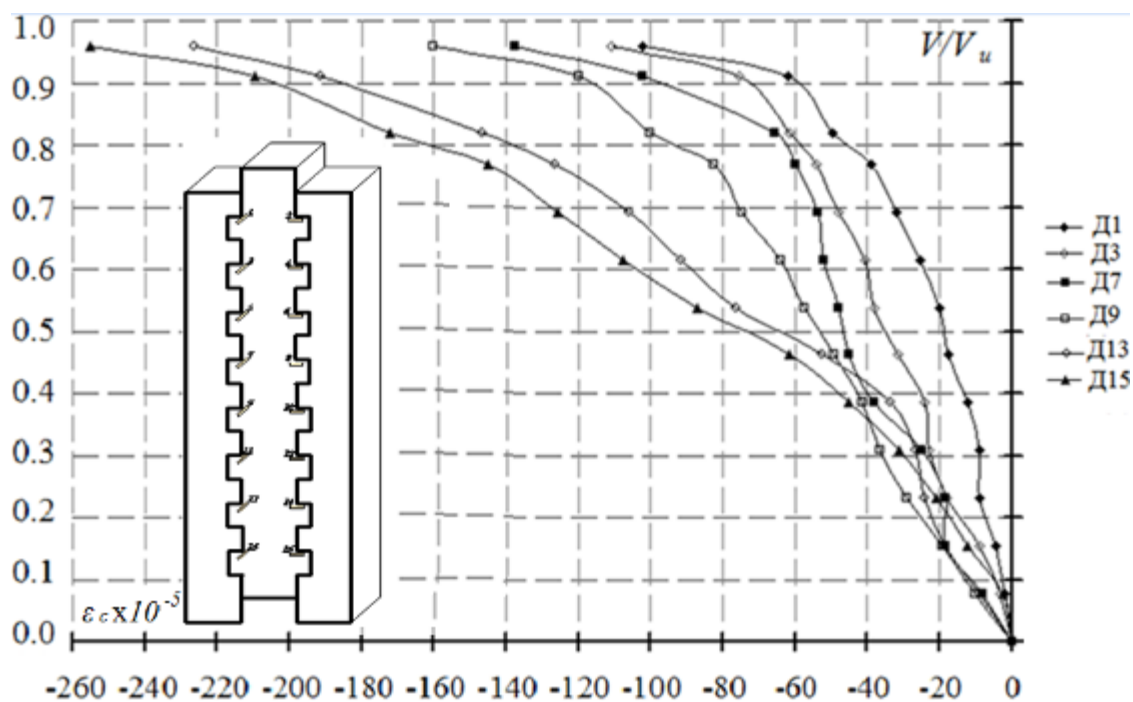


Рисунок 4.23 – Залежність « $\epsilon_c - V/V_u$ » для дослідного зразка 8ШС-0,3-П-В

До появи першої тріщини (приблизно при рівні навантаження $(0,5 - 0,7)V_u$ для армованих шпонок та $(0,7 - 0,8)V_u$ для неармованих) зразки працюють як малодеформовані конструкції. Після появи перших тріщин спостерігається суттєвий приріст деформацій, з'являється їх непружна складова. При цьому рівень деформацій стиску в нижніх (найбільш навантажених) шпонках випереджає рівень деформацій у середній та верхніх шпонках до 50 %.

Так, деформації бетону в стиснутій зоні нижньої шпонки досягають значень $\varepsilon_c = 200 \times 10^{-5}$, а верхньої складають лише $\varepsilon_c = (80 - 110) \times 10^{-5}$. На передостанніх та останній ступенях прикладання навантаження відбувається суттєве зростання деформацій бетону. Нерівномірність їх розподілу за довжиною стику відображена на рис. 4.24 – 4.20.

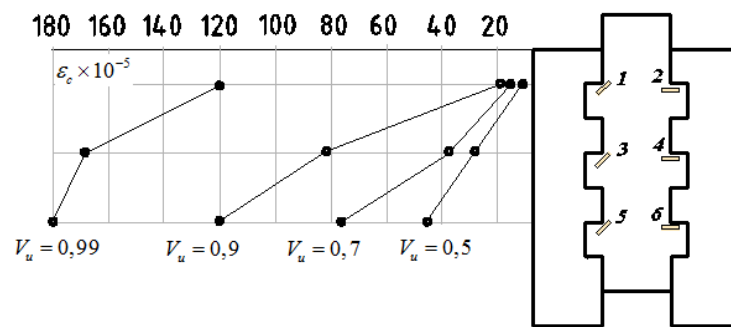


Рисунок 4.24 – Нерівномірність розподілу деформацій бетону для дослідного зразка 3ШС-0,3-П-В-0,67-1

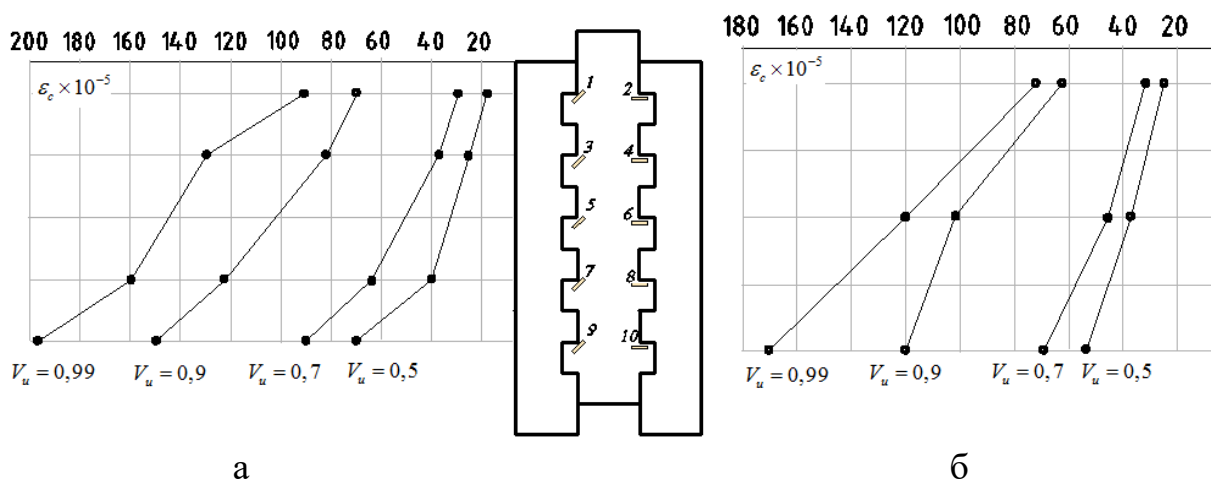


Рисунок 4.25– Нерівномірність розподілу деформацій бетону для дослідного зразка 5ШС-0,3-П-В-0,67-1 (а) і 5ШС-0,3-П-В (б)

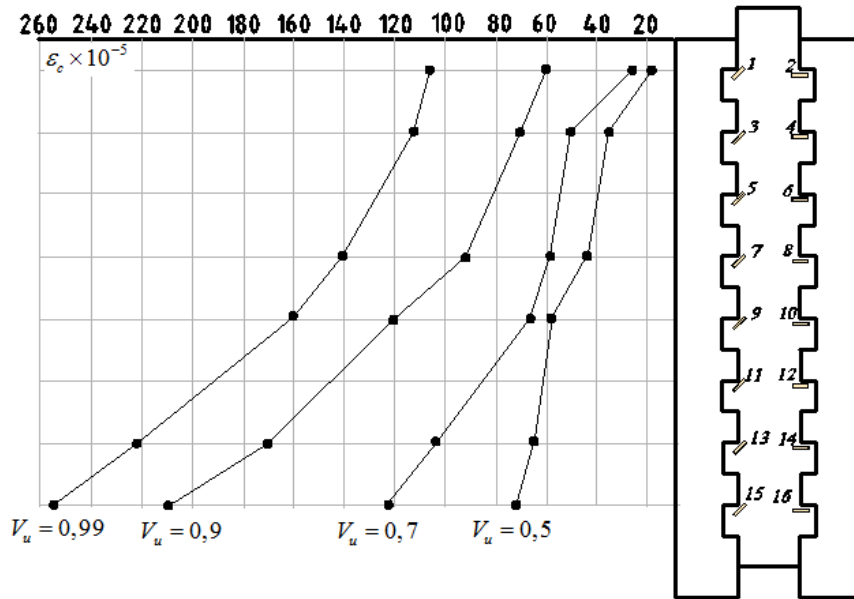


Рисунок 4.26 – Нерівномірність розподілу деформацій бетону для дослідного зразка 8ШС-0,3-П-В

Деформації арматури представлені на рис. 4.27 і рис. 4.28 та А.21 – А.25. В трьох та п'ятишпонкових стиках спостерігається нерівномірність роботи арматури за довжиною стику (аналогічно як і для бетону).

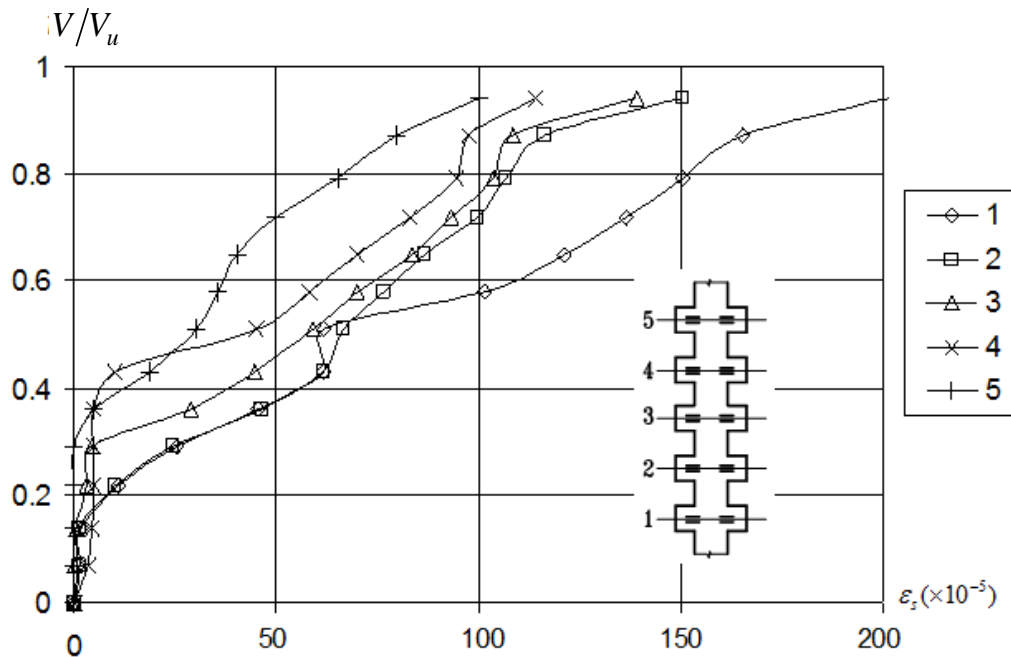


Рисунок 4.27 – Графік залежності « $\epsilon_s - V/V_u$ » за довжиною стику для зразка 5ШС-0,3-П-Л-0,67-1

Напруження в арматурі одношпонкового та трьохшпонкового стиків та

3-х шпонок у п'ятишпонковому стику в стадії руйнування досягають межі текучості.

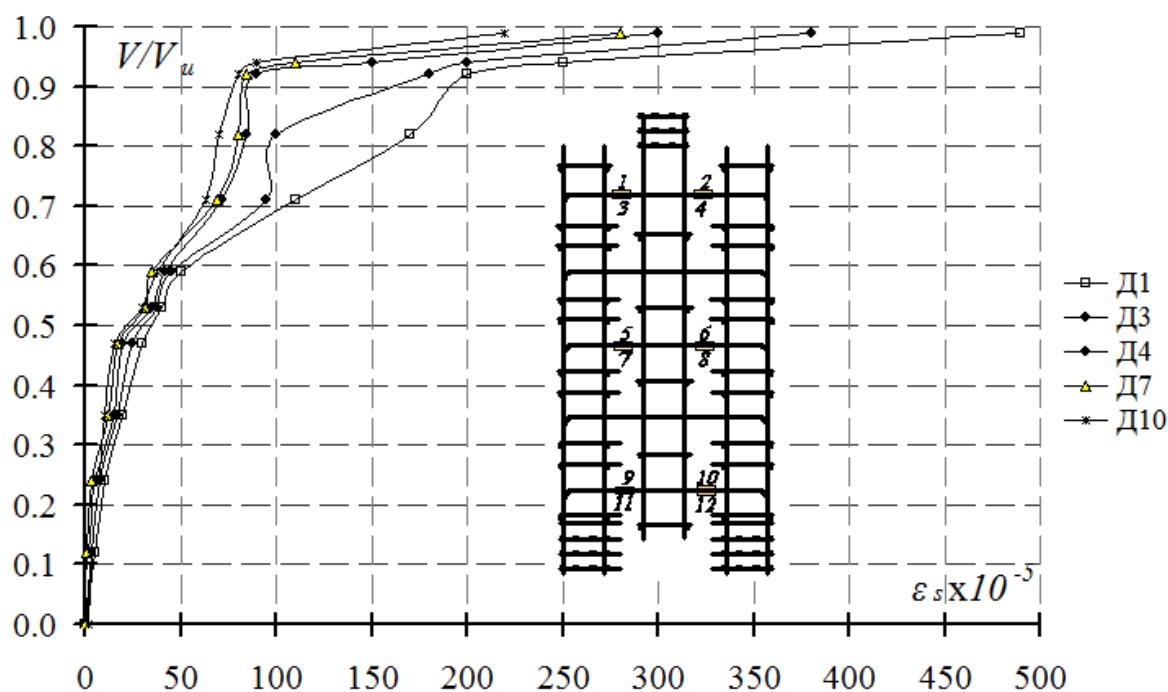


Рисунок 4.28 – Залежність « $\epsilon_s - V/V_u$ » для дослідного зразка 5ШС-0,3-П-В-0,7-1

Характер тріщиноутворення армованих стиків був аналогічний характеру руйнування бетонних. При цьому навантаження тріщиноутворення перевищувало несучу здатність бетонних з'єднань, що засвідчує роботу арматури до появи тріщин за рахунок сумісного деформування з бетоном.

Після появи в армованому стику тріщин, які перетинають усі шпонки, поперечна арматура перешкоджає зміщенню бокових частин відносно центральної та зазнає приріст деформації розтягу. Значних відмінностей у величинах деформацій верхньої і нижньої фібр арматури багатошпонкових з'єднань при моментній схемі навантаження не зафіксовано.

Аналогічна картина спостерігається з параметром зміщення шпонок відносно їх основи, котре при максимальному навантаженні за даними індикаторів, розташованих на навантажених гранях шпонок, досягало значень 0,2 мм і 0,35 мм відповідно для бетонних та армованих шпонок. Слід відмітити збільшення переміщень шпонки відносно стовбура на низхідній гілці

залежності «навантаження – переміщення зсуву» при падіння навантаження на 20 % – переміщення досягають 1 – 1,5 мм.

4.3 Висновки за розділом 4

1. Для трьохшпонкових стиків зі швом в експериментах реалізовувалися наступні форми руйнування:

а) при ширині шва $t_j = 25, 100, 150, 200$ мм:

– зріз двох найбільш завантажених шпонок за перерізом, наближеними до вертикалі, та зріз у похилому перерізі за швом в межах останньої шпонки;

– зріз однієї шпонки та руйнування шва за похилими перерізом в межах двох інших;

б) при $t_j = 200$ мм:

– руйнування однієї шпонки і шва в межах похилої стиснутої смуги, котра утворилася за висотою двох шпонок при трикутному профілі;

в) при $t_j = 300$ мм:

– руйнування за швом.

2. Підтверджено вплив на несучу здатність тьохшпонкових з'єднань ширини шва, виявлений при випробуванні одношпонкових стиків (найбільший вплив спостерігається для прямокутного профілю, найменший для трикутного).

3. Багатошпонкові стики працюють нерівномірно за довжиною, при чому ця нерівномірність збільшується із звуженням шва з'єднання.

4. Несуча здатність контактного шпонкового стику V_u нелінійно залежить від кількості шпонок, зокрема п'ятишпонковий стик міцніше одношпонкового майже в 3 рази.

5. За результатами виконаних експериментальних досліджень систематизовано вплив на несучу здатність шпонкового з'єднання: міцності бетону на стиск і розтяг, розмірів шпонок і їх співвідношення l_k/h_k , обрису шпонок (трикутні, прямокутні, у вигляді трапеції шпонки), обтиску, армування (як кількості, так і місце знаходження арматури) кількості шпонок, розмірів

шва, наявності або відсутності тертя на опорних поверхнях.

6. Зафіксовані в експериментах значні деформації багатошпонкових стисків у зоні руйнування можуть слугувати підтвердженням можливості застосування теорії пластичності бетону до розрахунку їх несучої здатності.

7. Отримані в експериментах схеми руйнування є підґрунтям для створення кінематичних схем для розв'язку задач несучої здатності шпонкових стиків.

РОЗДІЛ 5 ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ВАРІАЦІЙНИМ МЕТОДОМ У ТЕОРІЇ ПЛАСТИЧНОСТІ

Результати аналізу явища зрізу в бетоні та залізобетоні [331] обумовлюють застосування теорії пластичності в якості теоретичної основи методології розрахунку стикових з'єднань. Форми руйнування бетону окреслені їх ознаками, характером, напруженим станом, розподілом деформацій, домінуючим впливом (табл. 5.1) [332 –335].

Послідовність вирішення задач несучої здатності стиків із підвищеним опором зрізу наступна [285, 286, 336 – 346]:

- моделюється характер руйнування для випадку, що розглядається (утворюється кінематично ймовірна розрахункова схема): з використанням геометричних параметрів визначається форма поверхні руйнування, а також задаються напрямки руху (швидкість) окремих блоків, які формуються цією поверхнею; як правило, за геометричні параметри виступають кути нахилу окремих відрізків руйнівної поверхні до площини зрізання, а також швидкості руху жорстких блоків кунематичного механізму;

- знаходяться площі ділянок руйнування та стрибки швидкостей в нормальному та дотичному до них напрямках;

- формується функціонал (1.16) із урахуванням (1.17), виконуються відповідні математичні перетворення;

- функціонал аналізується у стаціонарному стані (прирівнюється до нуля);

- виводиться залежність для обчислення руйнівного навантаження як функція невідомих параметрів;

- дана функція аналізується на екстремум, при цьому в якості додаткових умов зазвичай застосовуються рівняння рівноваги;

- підраховується величина несучої заатності.

Таблиця 5.1 – Форми руйнування бетону

Форма руйнування	Ознаки руйнування	Характер руйнування	Область руйнування; напружений стан	Розподіл деформацій на стадії руйнування	Домінуючий вплив	Теорія розрахунку
Роздроблення	Лещадка у зоні руйнування; руйнування починається з пластинчастого відшарування поверхневих шарів і продовжується шляхом дроблення бетону внутрішніх шарів	Умовно пластичний; руйнування в'язів між окремими частками матеріалу при напруженнях стиску; квазіпластичне	Стиснута зона; двовісне стиснення	Пластична деформація розвивається в зонах руйнування	Нормальних напружень стиску та пластичної деформації в зонах руйнування	Теорія пластичності бетону та залізобетону
Зріз	Зміщення окремих частин уздовж поверхні руйнування (поверхні зсуву); руйнування одночасне за всією товщиною тіла	Лавиноподібний без візуальної фіксації об'ємних деформацій або їх фіксації при контрольованому падінні навантаження; квазікрихке	За цілим перерізом одночасно у зоні стиску та розтягу; змішані напружені стани, наближені до одновісного стиску, осьовий стиск; двовісне нерівномірне стиснення	Пластична деформація локалізується у тонкому шарі на поверхні руйнування; інші навколишні зони залишаються малодеформованими	Дотичних напружень та пластичної деформації в тонкому шарі на поверхні руйнування	Теорія пластичності бетону та залізобетону
Відрив	Наявність магістральної тріщини, зміщення (віддалення) окремих частин у нормального напрямку до поверхні руйнування, яка визначається тріщиною; руйнування одночасне за всією товщиною тіла	Лавиноподібний крихкий	зона розтягу; одновісний та двовісний розтяг, також змішані напружені стани	Зона руйнування залишається малодеформованою	Нормальних напружень	Механіка крихкого руйнування

* - при примиканні до поверхні зсуву (шару інтенсивної спрямованої деформації)

зони пластичної деформації реалізується зріз з подальшим роздробленням

бетону

Першим етапом розроблення методики розрахунку являється створення кінематично можливих схем руйнування елементів і вузлів їх з'єднання, котрі мають враховувати особливості роботи конструкцій та їх елементів у граничному стані та змодельовані за результатами експериментальних досліджень стиків [1, 345].

Згідно норм [142, 157] технологічний шов між бетонами, укладеними в різний час, може бути гладким, шорстким і зазубреним.

5.1 Опір гладкого контактного шва залізобетонних елементів при дії поперечних сил

Експериментально опір гладкого шва традиційно вивчається на зразках Гвоздева [40, 55, 56]. Згідно даних, отриманих під керівництвом автора [286, 345 – 348] кінематично можлива схема руйнування має вигляд, представлений на рис. 5.1.

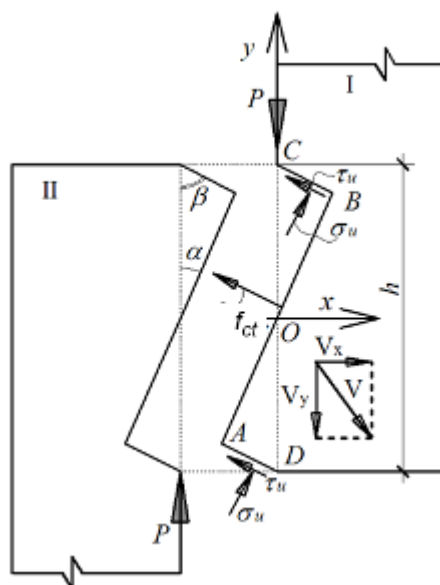


Рисунок 5.1 – Кінематично можлива схема руйнування зразка Гвоздева

Тут поверхня руйнування складається із трьох ділянок: BC і AD, нахилених під кутом β до вертикалі (площини дії поперечних сил), на яких діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, що визначаються згідно умови міцності [79], і AB з кутом нахилу α до вертикалі та головними

напруженнями розтягу $\sigma_u = f_{ct}$. Поверхня руйнування розділяє елемент (в нашому випадку зразок) на два жорсткі диски (спрямована пластична деформація вважається локалізованою на ділянках руйнування ВС і АД), котрі в граничному стані здійснюють взаємний рух зі швидкістю $V(V_x, V_y)$.

Відповідно до загального алгоритму отримання розрахункових залежностей:

- записуються розриви нормальної ΔV_n та дотичної ΔV_t складових швидкості на ділянках поверхні руйнування та знаходяться їх площі (розглядається половина зразка за висотою):

- ділянка ВС:

$$\begin{cases} \Delta V_n^{BC} = V_x \cos \beta - V_y \sin \beta \\ \Delta V_t^{BC} = V_x \sin \beta + V_y \cos \beta \end{cases}, S^{BC} = \frac{hbtg\alpha\sqrt{1+tg^2\beta}}{2(tg\beta+tg\alpha)}; \quad (5.1)$$

- ділянка ОВ:

$$\begin{cases} \Delta V_n^{OB} = V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha \\ \Delta V_t^{OB} = V_y \cos \alpha - V_x \sin \alpha \end{cases}, S^{OB} = \frac{hbtg\beta\sqrt{1+tg^2\alpha}}{2(tg\beta+tg\alpha)}. \quad (5.2)$$

Функціонал методу для плоского напруженого стану записується у вигляді:

$$f_{ct} \frac{tg^2\beta(1+tg^2\alpha)}{2(tg\alpha+tg\beta)^2} + m \left[0,5 \pm \frac{B(k-tg\beta)}{\sqrt{(k-tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta+1)^2}} \right] \frac{tg^2\alpha(1+tg^2\beta)}{(tg\alpha+tg\beta)^2} - \quad (5.3)$$

$$-f_{sh} \left(\frac{tg\alpha tg\beta}{tg\alpha+tg\beta} + \frac{\gamma}{2} \right) = 0,$$

При розв'язанні задачі оперуємо відносними значеннями швидкості $k=V_x/V_y$. Функція граничного навантаження P від невідомих параметрів k, β, α , приймає вигляд:

$$P = \frac{hb}{tg\beta+tg\alpha} \left\{ m \left[2B\sqrt{(k-tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta+1)^2} - (k-tg\beta) \right] tg\alpha + f_{ct} tg\beta(k+tg\alpha) \right\}, \quad (5.4)$$

Для отримання достовірного результату при пошуках мінімуму функції

(5.4) додатково використовується умова рівноваги:

$$\sum X = 0:$$

$$\sum X = \sigma_u S^{BC} \cos \beta - \tau_u S^{BC} \sin \beta - f_{ct} S^{OB} \cos \alpha = 0, \quad (5.5)$$

в якій нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження згідно (1.18) і (1.19) дорівнюють:

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left(0,5 \pm \frac{B \Delta V_n^{BC}}{\sqrt{(\Delta V_n^{BC})^2 + 0,25(\Delta V_t^{BC})^2}} \right); \quad (5.6)$$

$$\frac{\tau_u}{m} = \pm \frac{B \Delta V_t^{BC}}{2 \sqrt{(\Delta V_n^{BC})^2 + 0,25(\Delta V_t^{BC})^2}}. \quad (5.7)$$

Після підстановки відповідних параметрів у (5.5) рівняння рівноваги запишеться у вигляді:

$$\sum X = 0:$$

$$\frac{hb}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} \left\{ 2 \left[0,5 + \frac{B(k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right] \operatorname{tg} \alpha - \frac{B(k \operatorname{tg} \beta + 1) \operatorname{tg} \alpha}{2 \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \operatorname{tg} \beta - \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} \right\} = 0. \quad (5.8)$$

У разі розгляду склеєного зразка Гваздева кінематично можлива схема руйнування [349], зображена на рис. 5.2. Як і для суцільного зразка диски I і II рухаються один відносно одного зі швидкістю $V(V_x, V_y)$. Однак, на відміну від рис. 5.1, поверхня руйнування складається із *трьох* ділянок: LK, ED і СВ, нахилених під кутом β до вертикалі, на яких локалізовані пластичні деформації (ділянки відрізняються довжиною, але мають однаковий кут нахилу) та *трьох* ділянок: KE, DC і ВА, нахилених під кутом α до вертикалі. Невідомими даної задачі виступають: навантаження, кути β і α та відносна швидкість $k = V_x / V_y$.

Розриви швидкостей і їх площі відповідно дорівнюють:

– для BC, DE, KL:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_n &= V_x \cos \beta - V_y \sin \beta \\ \Delta V_t &= V_x \sin \beta + V_y \cos \beta \end{aligned} \right\}, \quad (5.9)$$

$$S^{BC} = \frac{0,2hbtg\alpha\sqrt{1+tg^2\beta}}{tg\beta+tg\alpha}, S^{DE} = \frac{0,3hbtg\alpha\sqrt{1+tg^2\beta}}{tg\beta+tg\alpha}, S^{KL} = \frac{0,5hbtg\alpha\sqrt{1+tg^2\beta}}{tg\beta+tg\alpha}; \quad (5.10)$$

– для АВ, CD, ЕК:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_n &= V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha \\ \Delta V_t &= -V_x \sin \alpha + V_y \cos \alpha \end{aligned} \right\}, \quad (5.11)$$

$$S^{AB} = \frac{0,2hbtg\beta\sqrt{1+tg^2\alpha}}{tg\beta+tg\alpha}, S^{CD} = \frac{0,3hbtg\beta\sqrt{1+tg^2\alpha}}{tg\beta+tg\alpha}, S^{EK} = \frac{0,5hbtg\beta\sqrt{1+tg^2\alpha}}{tg\beta+tg\alpha}. \quad (5.12)$$

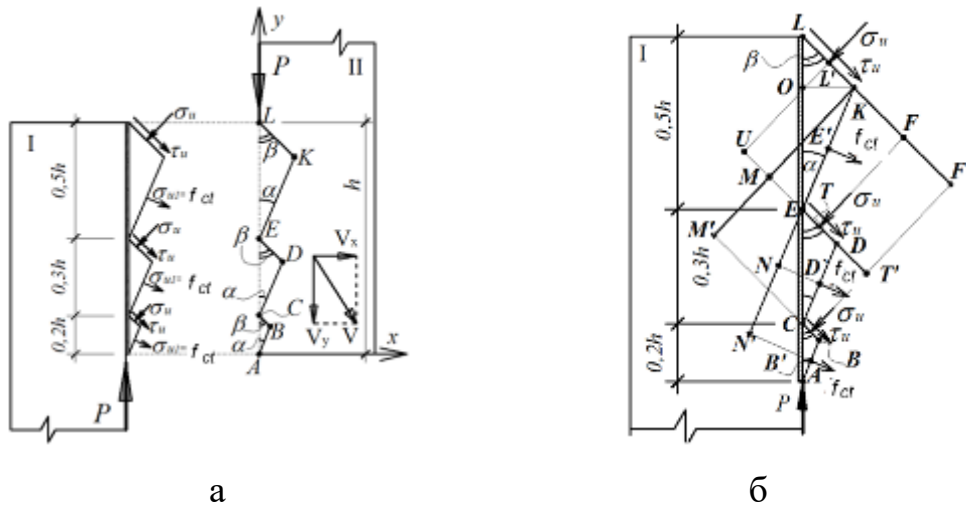


Рисунок 5.2 – Кінематично можлива схема руйнування склеєного зразка Гвоздева (а); до підрахунку відстаней від моментних точок Е і К до ліній дії рівнодійних зусиль на ділянках руйнування

Функціонал записується у вигляді:

$$\begin{aligned} J = & m \left[2B\sqrt{(k-tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta+1)^2} - (k-tg\beta) \right] \frac{0,5hbtg\alpha}{tg\beta+tg\alpha} + \frac{0,5hbf_{ct}tg\beta(k+tg\alpha)}{tg\beta+tg\alpha} + \\ & + m \left[2B\sqrt{(k-tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta+1)^2} - (k-tg\beta) \right] \times \frac{0,3hbtg\alpha}{tg\beta+tg\alpha} + \frac{0,3hbf_{ct}tg\beta(k+tg\alpha)}{tg\beta+tg\alpha} + \\ & + m \left[2B\sqrt{(k-tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta+1)^2} - (k-tg\beta) \right] \times \frac{0,2hbtg\alpha}{tg\beta+tg\alpha} + \\ & + \frac{0,2hbf_{ct}tg\beta(k+tg\alpha)}{tg\beta+tg\alpha} - P = 0 \end{aligned} \quad (5.13)$$

або після певних перетворень:

$$J = m \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \frac{hbtg\alpha}{tg\beta + tg\alpha} + \frac{hb f_{ct} tg\beta (k + tg\alpha)}{tg\beta + tg\alpha} - P = 0, \quad (5.14)$$

що відповідає (5.3).

Отже і граничне навантаження визначається за залежністю (5.4). Однак, у якості додаткових умов при дослідженні функції (5.4) на екстремум використовуються три рівняння рівноваги:

$$\sum M_K = 0:$$

$$P \times OK - \sigma_u \times b \times KL \times KL' - f_{ct} \times b \times KE \times KE' + \sigma_u \times b \times ED \times KF - \tau_u \times b \times ED \times KM - f_{ct} \times b \times CD \times KN + \sigma_u \times b \times CB \times KF' - \tau_u \times b \times CB \times KM' - f_{ct} \times b \times BA \times KN' = 0; \quad (5.15)$$

$$\sum M_E = 0:$$

$$\tau_u \times b \times KL \times KM - \sigma_u \times b \times KL \times EU + f_{ct} \times b \times KE \times EE' + \sigma_u \times b \times ED \times ET - f_{ct} \times b \times CD \times EN + \sigma_u \times b \times CB \times ET' - \tau_u \times b \times CB \times MM' - f_{ct} \times b \times BA \times EN' = 0; \quad (5.16)$$

$$\sum X = 0:$$

$$\tau_u \times b \times KL \times \sin \beta - \sigma_u \times b \times KL \times \cos \beta + f_{ct} \times b \times EK \times \cos \alpha + \tau_u \times b \times ED \times \sin \alpha - \sigma_u \times b \times ED \times \cos \beta + f_{ct} \times b \times CD \times \cos \alpha + \tau_u \times b \times CB \times \sin \beta - \sigma_u \times b \times CB \times \cos \beta + f_{ct} \times b \times BA \times \cos \alpha = 0, \quad (5.17)$$

де ОК, KL', KE', KF, KF', KN, KN', KM, KM', EU, EE', ET, EN, ET', MM', EN' – відстані від моментних точок К і Е до ліній дії рівнодійних на ділянках поверхні руйнування та зовнішнього навантаження, b – ширина зразка.

Для врахування нерівномірності розподілу напружень за контактом пропонується введення емпіричного знижувального коефіцієнту $\omega = 2/3$ до теоретичного значення Опір склеєних зразків підвищується порівняно із суцільними, що відображається змінами в кінематично можливій схемі.

5.2 Класифікація шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів

Шпонкові з'єднання бетонних і залізобетонних елементів пропонується класифікувати [350] за:

- *характером руйнування*: за шпонками (зминання (зріз за похилою площиною); зріз за поверхнею, наближеною до вертикалі; відрив при згинанні; визначається співвідношенням глибини шпонки l_k до її висоти h_k); за швом (залежить від співвідношення між h_k і товщиною шва t_j); змішане руйнування (за шпонками і швом) реалізується для багатошпонкових стиків зі швом;

- *формою поперечного перерізу шпонки* (квадратна, прямокутна витягнута в ширину або висоту, кругла (в стиках монолітних ригелів із круглопустотними плитами, в тому числі безопалубного армування, збірно-монолітних конструктивних систем багатоповерхових будівель), овальна (наприклад, при застосуванні плит типу Тенсиланд) або іншої складної форми;

- *формою шпонкового профілю* (прямокутний, трапецієподібний, трикутний, коловий, складної форми);

- *наявністю обтиснення й армування* (бетонні, обтиснуті й армовані стики);

- *характером розташування арматури за висотою шпонки* (в один рівень – по середині висоти шпонки, в два рівня за висотою із симетричним та несиметричним армуванням, у три рівні;

- *видом та класом бетону* (перспективним можна вважати застосування дисперсно армованого бетону із підвищеним опором розтягу та керамзитобетону);

- *кількістю шпонок у стіку*;

- *наявністю та шириною шва* (розрізняють контактні стики, коли два елемента стикаються безпосередньо, та із певною шириною шва, коли між двома елементами наявний вкладиш певної ширини).

5.3 Несуча здатність контактних з'єднань

5.3.1 Опір одношпонкових бетонних швів із прямокутним профілем при зрізі

Кінематично можлива схема руйнування прямокутної бетонної шпонки при зрізі за перерізом наближеним до вертикалі включає два жорсткі диски I і II (рис. 5.3), розмежовані поверхнею руйнування ABC, які в граничному стані здійснюють взаємний рух зі швидкістю $V(V_x, V_y)$. Площадка BC характеризується дією граничних нормальних σ_u та дотичних τ_u напружень, а площадка AB – головних напружень розтягу $\sigma_u = f_{ct}$ [351].

Невідомими даної задачі є граничне рівномірно розподілене за опорною гранню навантаження q_u , кути нахилу ділянок руйнування до вертикалі: α для площадки AB і β для площадки BC, відношення швидкостей $k = V_x/V_y$.

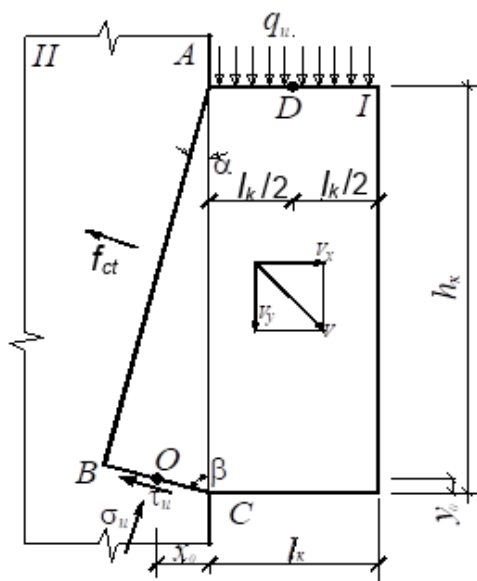


Рисунок 5.3 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних бетонних шпонок при зрізі

На окремих ділянках руйнівної поверхні розриви швидкостей та їх площі (рис. 5.4):

$$\text{- для площадки BC: } \begin{cases} \Delta V_n^{BC} = V_x \cos \beta - V_y \sin \beta \\ \Delta V_t^{BC} = V_x \sin \beta + V_y \cos \beta \end{cases}, \text{ що відповідає стрибкам}$$

швидкості, котрі визначені в (5.1);

$$S^{BC} = h_k \frac{b_k \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} \operatorname{tg} \alpha; \quad (5.18)$$

- для площадки АВ: $\begin{cases} \Delta V_n^{AB} = V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha \\ \Delta V_t^{AB} = V_y \cos \alpha - V_x \sin \alpha \end{cases}$, що відповідає стрибкам

швидкості на головній площадці згідно (5.2);

$$S^{AB} = h_k \frac{b_k \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} \operatorname{tg} \beta. \quad (5.19)$$

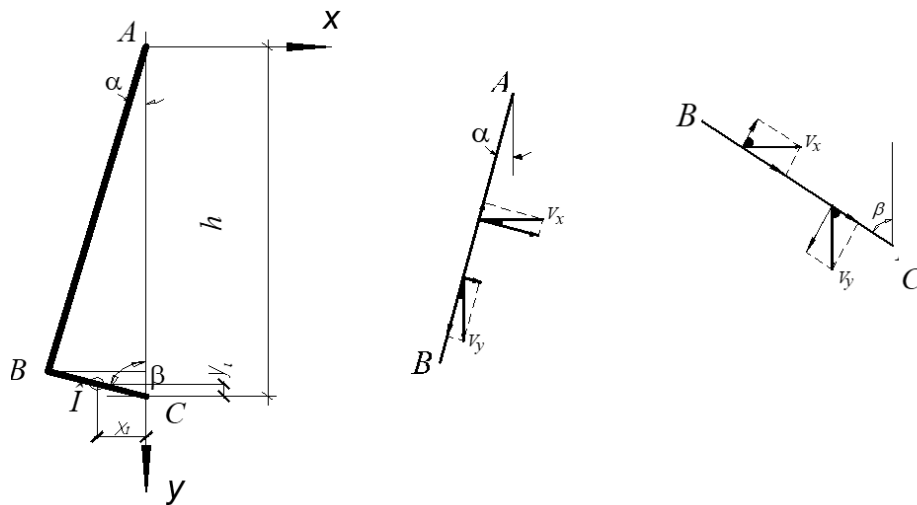


Рисунок 5.4 – До визначення стрибків швидкостей на ділянках поверхні руйнування та площ останніх

Для кожної ділянки поверхні розриву швидкостей записуються частини виразу функціоналу:

- на ділянці ВС:

$$J_{BC} = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_x \cos \beta - V_y \sin \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (V_x \cos \beta - V_y \sin \beta) h_k \times \\ \times \frac{b_k \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} \operatorname{tg} \alpha = m b_k h_k \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y; \quad (5.20)$$

- на ділянці АВ:

$$I_{AB} = F_{AB} V_n = f_{ct} b_k h_k \frac{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \operatorname{tg} \beta (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha), \quad (5.21)$$

тут рівнодійна сила розтягу:

$$F_{AB} = \sigma_{AB} S^{AB} b_k = f_{ct} b_k h_k \frac{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \operatorname{tg} \beta. \quad (5.22)$$

Загальний функціонал виглядає як:

$$J = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y + \quad (5.23)$$

$$+ f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y - q_u l_k V_y$$

або:

$$J = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \quad (5.24)$$

$$+ f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - q_u \gamma,$$

тут $\gamma = l_k / h_k$.

В результаті дослідження функціоналу на стаціонарний стан отримано функцію для граничного навантаження у вигляді:

$$q_u = \left\{ m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \right. \quad (5.25)$$

$$\left. + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right\} \frac{1}{\gamma}.$$

Для врахування ймовірності обертання в кінематичному механізмі шпонки в стадії руйнування [352] додаються умови у формі рівнянь рівноваги, зокрема моментів сил. Ці сили діють на частину шпонки, яка відокремлена руйнівною поверхнею.

Вигляд залежностей для обчислення нормальних та дотичних напружень на площадці ВС, поданий через розриви швидкостей, представлений нижче:

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left[0,5 \pm \frac{B(k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right] \text{ та } \frac{\tau_u}{m} = \pm \frac{B(k \operatorname{tg} \beta + 1)}{2\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}}. \quad (5.26)$$

Рівняння рівноваги приймають вигляд:

$$\sum M_B = 0:$$

$$f_{ct} \frac{tg^2 \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2 (tg \alpha + tg \beta)^2} + m \left[0,5 \pm \frac{B (k - tg \beta)}{\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25 (ktg \beta + 1)^2}} \right] \frac{tg^2 \alpha (1 + tg^2 \beta)}{(tg \alpha + tg \beta)^2} - f_{sh} \left(\frac{tg \alpha tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) = 0, \quad (5.27)$$

$$\text{тут } f_{sh} = q_u l_k / h_k = q_u \gamma;$$

$$\sum M_o = 0:$$

$$f_{sh} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg \alpha tg \beta}{2 (tg \alpha + tg \beta)} \right) - f_{ct} \frac{tg \beta}{2 (tg \alpha + tg \beta)} = 0; \quad (5.28)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$-\frac{tg \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)} \left[-\tau_u \left(tg \beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma_u \left(1 - \frac{\gamma}{2} tg \beta - \frac{tg \alpha (1 + tg^2 \beta)}{2 (tg \alpha + tg \beta)} \right) \right] + f_{ct} \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} \left[\frac{tg \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2 (tg \alpha + tg \beta)} + \frac{\gamma}{2} tg \alpha \right] = 0. \quad (5.29)$$

Рис. 5.5 демонструє зміни в геометрії кінематичної схеми руйнування при постійному параметрі $l_k / h_k = 0,25$ (що відповідає максимальному опору шпонки) при зростанні класу бетону.

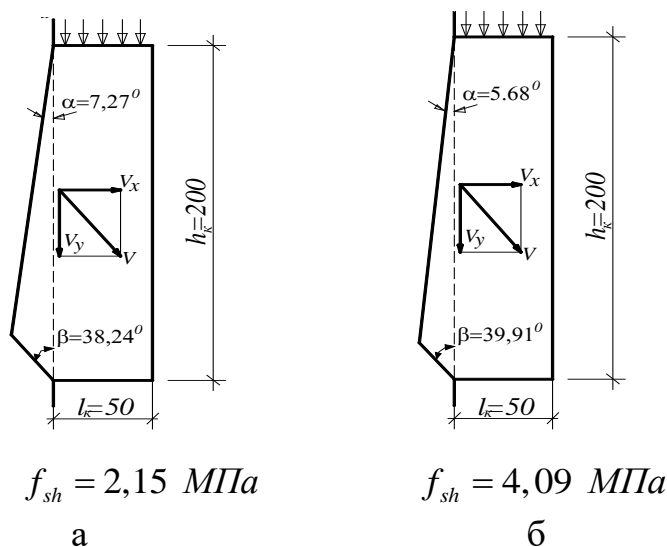


Рисунок 5.5 – Параметри кінематичної схеми руйнування бетонної шпонки для бетону класу:

а – С16/20; б – С40/50

Зі зростанням класу бетону кут нахилу розтягнутої ділянки α зменшується \approx на 30%, а кут нахилу стиснутої β збільшується на 5% при підвищенні опору зрізу на 90%. Залежність f_{sh} від класу бетону представлена на рис. 5.6.

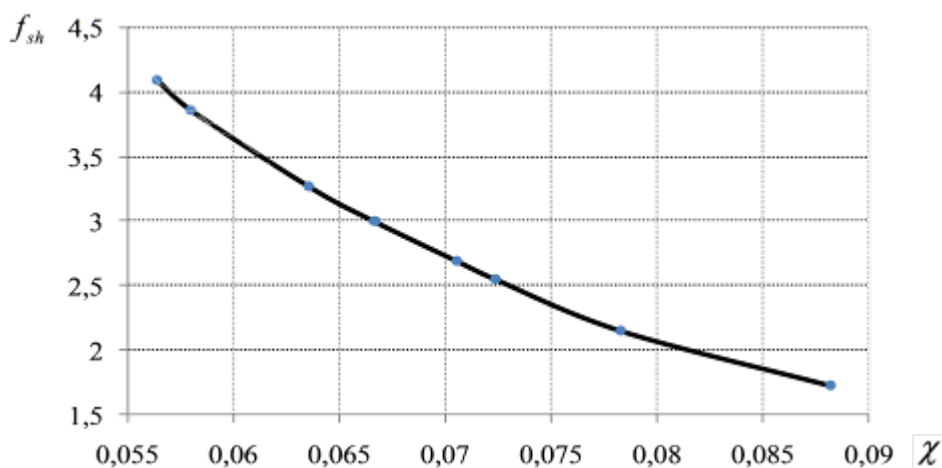


Рисунок 5.6 – Залежність f_{sh} від параметру $\chi = f_{ct} / f_c$ для шпонки з $l_k / h_k = 0,25$

При постійному класі бетону С16/20 і зростанні параметра $l_k / h_k = 0,2 \div 0,6$: кут α зменшується \approx на 60%, а кут β – \approx на 40% зі зменшенням f_{sh} на 48% (рис. 5.6). Отже, основним визначальним фактором опору бетонних шпонок виступає співвідношення їх геометричних параметрів.

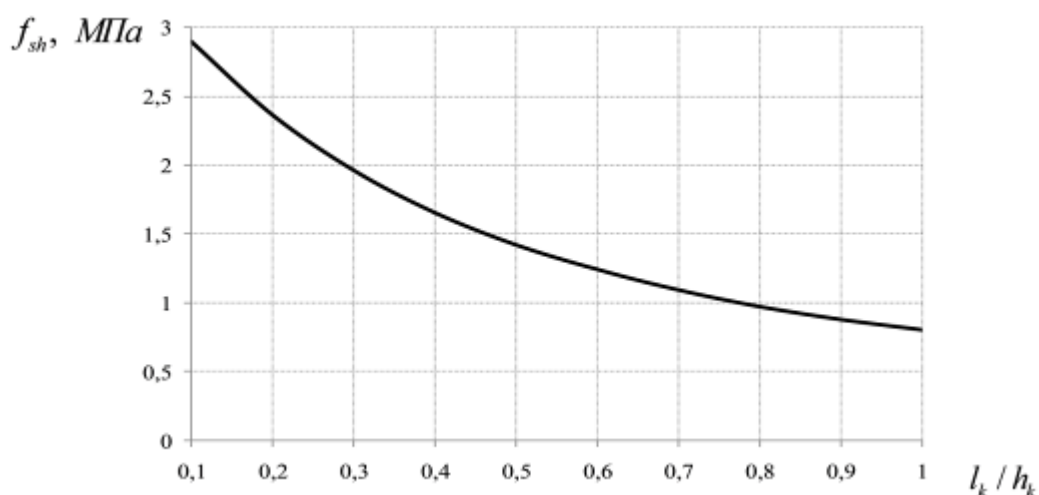


Рисунок 5.7 – Залежність f_{sh} від величини співвідношення l_k / h_k для бетону С16/20

Аналіз отриманих теоретичних результатів дозволяє стверджувати, що

можливо в якості додаткових умов при розв'язанні задачі несучої здатності стику (опору шпонки) використовувати такі додаткові умови:

$\sum M_B = 0$ (для часткового врахування повороту в кінематиці руху шпонки);

$\sum X = 0$ (як більш просте, ніж рівняння моментів):

$$\frac{f_{ct}}{m} \cos \alpha S^{AB} + \frac{\tau_u}{m} \sin \beta S^{BC} - \frac{\sigma_u}{m} \cos \beta S^{BC} = 0; \quad (5.30)$$

$$k = \operatorname{tg} \beta. \quad (5.31)$$

Остання умова відповідає досягненню на площадці зрізу дотичними напруженнями максимальних значень.

Враховуючи останнє обмеження формула для визначення граничного навантаження й умови $\sum M_B = 0$ і $\sum X = 0$ відповідно приймуть вигляд:

$$\frac{q_u}{m} = \left[\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} \right] \frac{1}{\gamma}; \quad (5.32)$$

$$\frac{f_{ct}}{m} \frac{\operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + \frac{0,5 \operatorname{tg}^2 \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - \frac{q_u \gamma}{m} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) = 0; \quad (5.33)$$

$$\frac{f_{ct}}{m} \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{B \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} = 0. \quad (5.34)$$

5.3.2 Урахування обтиснення при визначенні опору прямокутної шпонки

Обтиснення враховується як зовнішнє рівномірно розподілене навантаження за площею поперечного перерізу шпонки. Відповідна кінематична схема представлена на рис. 5.8 [301, 302].

Компонента функціоналу, котра відповідає впливу обтиснення, запишеться як:

$$I_\sigma = \sigma h_k b_k V_x, \quad (5.35)$$

а сам функціонал прийме вигляд:

$$m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times$$

$$\times \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - q_u \gamma + \sigma k = 0. \quad (5.36)$$

Відповідно граничне навантаження:

$$q_u = (m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} +$$

$$+ f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \sigma k) \frac{1}{\gamma}. \quad (5.37)$$

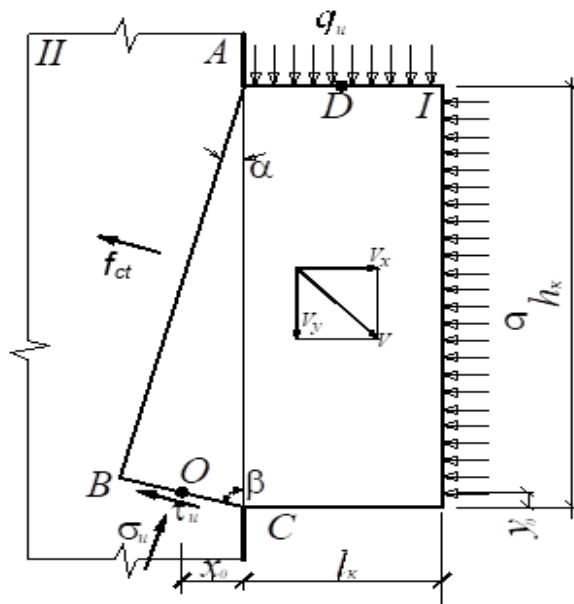


Рисунок 5.8 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних бетонних обтиснутих шпонок при зрізі

Додаткові умови (5.27) – (5.29) зміняться таким чином:

$$\sum M_B = 0:$$

$$f_{ct} \frac{\operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{2 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + m \left(0,5 + \frac{B (k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right) \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} -$$

$$(5.38)$$

$$- f_{sh} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma \left(\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{1}{2} \right) = 0;$$

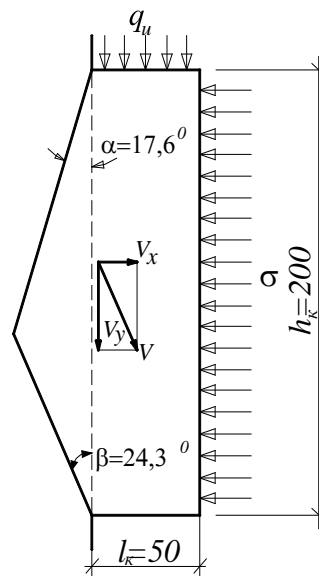
$$\sum M_O = 0:$$

$$f_{sh} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) - f_{ct} \frac{tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{\sigma}{2} \left(1 - \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) = 0; \quad (5.39)$$

$$\sum M_D = 0$$

$$-\frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \left\{ -\tau_u \left(tg\beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma_u \left[1 - \frac{\gamma}{2} tg\beta - \frac{tg\alpha(1 + tg^2\beta)}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right] \right\} + f_{ct} \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} \left[\frac{tg\beta(1 + tg^2\alpha)}{2(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{\gamma}{2} tg\alpha \right] + \frac{\sigma}{2} = 0. \quad (5.40)$$

На рис. 5.9 представлена геометрія кінематичної схеми обтиснутої прямокутної шпонки: тут спостерігається збільшення кута α і зменшення кута β , порівняно із шпонкою без обтиснення (рис. 5.5), що призводить до суттєвого зростання граничного навантаження. Отримане рішення реалізується до рівня обтиснення $\sigma / f_c \leq 0,6$.



$$f_{sh} = 4,58 \text{ МПа}$$

Рисунок 5.9 – Кінематична схема руйнування прямокутної бетонної обтиснутої шпонки із бетону класу С16/20, $l_k / h_k = 0,25$ і $\sigma / f_{cd} = 0,23$

Для розрахунку також можливо використання спрощених залежностей (аналогічно до (5.32) - (5.34)) для:

- граничного навантаження:

$$\frac{q_u}{m} = \left[\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma \operatorname{tg} \beta}{m} \right] \frac{1}{\gamma}; \quad (5.41)$$

- додаткових умов:

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{ct} \operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{m 2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + \frac{0,5 \operatorname{tg}^2 \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - \frac{q_u \gamma}{m} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) - \frac{\sigma}{m} \left(0,5 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) = 0; \quad (5.42)$$

$$\sum X = 0:$$

$$\frac{f_{ct}}{m} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{B \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\sigma}{m} = 0. \quad (5.43)$$

Теоретична залежність відносного опору зрізу бетонної шпонки від величини обтиснення представлена на рис. 5.10 (при $l_k/h_k = 1$ зріз реалізується при $\sigma/f_{cd} \geq 0,25$).

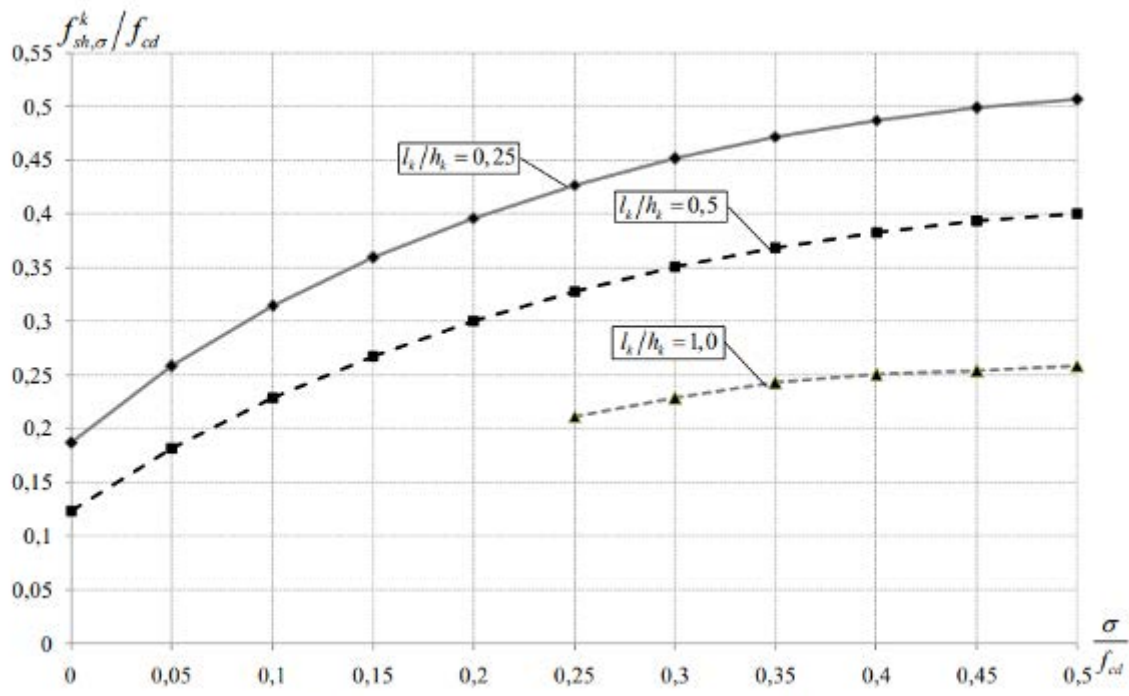


Рисунок 5.10 – Залежність відносного опору бетонної прямокутної шпонки від величини обтиснення для бетону С16/20 [302]

5.3.3 Врахування армування при розрахунках опору прямокутних шпонок

5.3.3.1 Армуатура розташована по середині висоти шпонки

Кінематично можлива схема руйнування залізобетонної прямокутної шпонки представлена на рис. 5.11 [305, 306].

Врахування роботи армури в граничному стані відбувається шляхом прикладання зосередженого зовнішнього навантаження, котре дорівнює зусиллю в ній.

Компонента функціоналу, що враховує зусилля в армури (у разі непереармованих залізобетонних елементів), запишеться у вигляді:

$$J_{sw} = \sigma_y A_{sw} V_x. \quad (5.44)$$

Функціонал приймає вигляд:

$$m \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \frac{h_k tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} + f_{ct} (k + tg\alpha) \times \\ \times \frac{h_k tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - q_u h_k \gamma + \frac{\sigma_y A_{sw} k}{b_k} = 0. \quad (5.45)$$

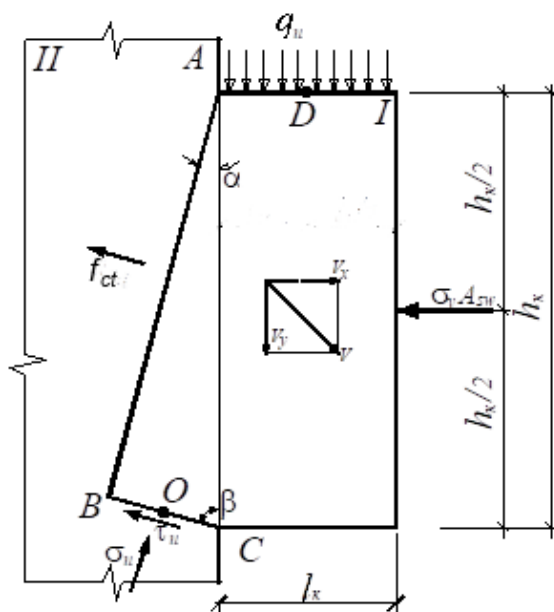


Рисунок 5.11 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних залізобетонних шпонок шляхом зрізу при розташуванні армури в один ярус посередині висоти шпонки

Граничне навантаження:

$$q_u = \left\{ m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + f_{\alpha} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\sigma_y A_s k}{b_k h_k} \right\} \frac{1}{\gamma}. \quad (5.46)$$

Відносний опір зрізу f_{sh} / f_c :

$$\frac{f_{sh}}{f_c} = q_u / f_c b_k h_k = \frac{m}{f_c} \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times \times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \chi (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \gamma_1 \rho_{sw} k, \quad (5.47)$$

де: $\gamma_1 = \sigma_y / f_c$, $\rho_{sw} = A_{sw} / b_k h_k$.

Рівняння рівноваги мають вигляд:

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) - \frac{m}{2f_c} \left[1 \pm \frac{2B(k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right] \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} \operatorname{tg}^2 \alpha - \frac{\chi}{2} \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} \operatorname{tg}^2 \beta - \gamma_1 \rho_{sw} \left(0,5 - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) = 0; \quad (5.48)$$

$$\sum M_O = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left[\frac{\gamma}{2} + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right] - \frac{\chi}{2} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{\gamma_1 \rho_{sw}}{2} \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) = 0; \quad (5.49)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$-\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \left\{ -\frac{\tau_u}{f_c} \left(\operatorname{tg} \beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_u}{f_c} \left[1 - \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg} \beta - \frac{\operatorname{tg} \alpha (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right] \right\} + \chi \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \left[\frac{\operatorname{tg} \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{2 \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg} \alpha \right] + \frac{1}{2} \gamma_1 \rho_{sw} = 0. \quad (5.50)$$

Параметри кінематичної схеми при $\rho_{sw} = 0,0076$ і $\sigma_y = 250$ МПа набувають вигляду, наведеному на рис. 5.12, а. Аналогічно обтисненню тут збільшується кут α , а кут β зменшується порівняно із бетонною шпонкою.

Залежність опору залізобетонних шпонок від відсотку армування

Спрощений варіант розрахункових залежностей виглядає як [313]:

$$\frac{q_u}{m} = \left(\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right) \frac{1}{\gamma}; \quad (5.51)$$

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{ct} \operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{m 2 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + \frac{0,5 \operatorname{tg}^2 \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - \frac{q_u \gamma}{m} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) - \frac{\sigma_y A_{sw}}{m b_k h_k} \left(0,5 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) = 0; \quad (5.52)$$

$$\sum X = 0$$

$$\frac{f_{ct}}{m} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{B \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\sigma_y A_{sw}}{m b_k h_k} = 0. \quad (5.53)$$

Результати розрахунку опору залізобетонної шпонки, армованої в середині її висоти, представлені в табл. 5.2.

Таблиця 5.2 – Результати розрахунку опору залізобетонної шпонки, армованої по середині її висоти

ρ_{sw}	σ_y , МПа	f_c , МПа	f_{ct} , МПа	$\frac{l_k}{h_k}$	$k = \frac{V_x}{V_y}$	β^0	α^0	$N_s = \sigma_y A_{sw}$, кН	$\frac{N_s}{f_c b_k h_k}$	$\frac{f_{sh}}{f_c}$
0,001	280	11,5	0,9	0,25	0,736	36,35	8,79	8,4	0,024	0,224
0,005					0,579	30,08	13,63	42,0	0,122	0,335
0,01					0,439	23,68	18,0	84,0	0,244	0,423
0,015					0,325	18,03	21,03	126,0	0,365	0,477
0,02					0,226	12,74	22,41	168,0	0,487	0,505
0,025					0,132	7,53	20,76	210,0	0,609	0,510
0,03					0,040	2,30	10,89	252,0	0,730	0,494

5.3.3.2 Арматура розташована у два яруси за висотою шпонки

Кінематично можлива схема руйнування залізобетонної шпонки із двоярусним армуванням представлена на рис. 5.14 [305 – 307].

Компонента функціоналу, котра враховує вплив арматури, виглядає як:

$$J_s = \sigma_y A_s V_x + \sigma_y A'_s V'_x \quad (5.54)$$

Загальний вигляд функціоналу:

$$J = m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times$$

$$\times \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - q_u h_k \gamma + \frac{\sigma_y A_s k}{b_k} + \frac{\sigma_y A'_s k}{b_k} = 0. \quad (5.55)$$

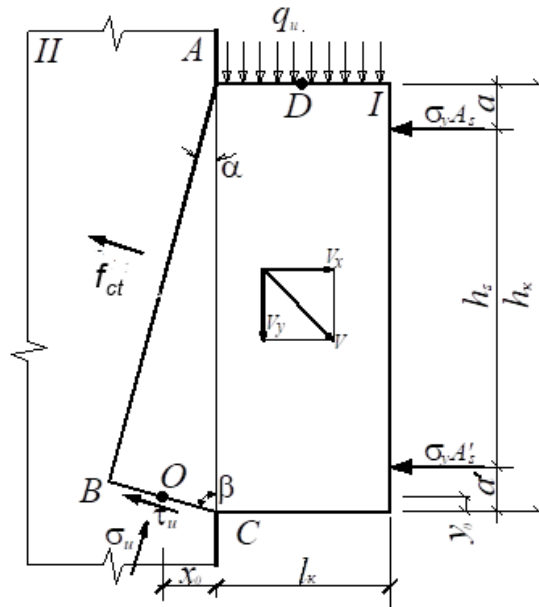


Рисунок 5.14 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних залізобетонних шпонок при зрізі із двоярусним розташуванням арматури

Граничне навантаження:

$$q_u = \left\{ m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right.$$

$$\left. + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\sigma_y (A_s + A'_s) k}{b_k h_k} \right\} \frac{1}{\gamma} \quad (5.56)$$

або

$$\frac{f_{sh}}{f_c} = \frac{m}{f_c} \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times$$

$$\times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \chi (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \gamma_1 (\rho_s + \rho'_s) k \quad (5.57)$$

де: $\rho_s = A_s / b_k h_k$, $\rho'_s = A'_s / b_k h_k$.

Додаткові умови зміняться на:

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{ct} \operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{m \cdot 2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + \frac{0,5 \operatorname{tg}^2 \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - \frac{q_u \gamma}{m} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) - \frac{\sigma_y A_{sw}}{m b_k h_k} \left(0,5 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) = 0; \quad (5.58)$$

$$\sum M_o = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left[\frac{\gamma}{2} + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right] - \frac{\chi}{2} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \gamma_1 \left(\rho_s \left(1 - \frac{a}{h_k} \right) + \rho_s' \frac{a'}{h_k} - \frac{\rho_s + \rho_s'}{2} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) = 0; \quad (5.59)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$-\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \left\{ -\frac{\tau_u}{f_c} \left(\operatorname{tg} \beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_u}{f_c} \left[1 - \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg} \beta - \frac{\operatorname{tg} \alpha (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right] \right\} + \chi \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \left(\frac{\operatorname{tg} \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg} \alpha \right) + \gamma_1 \left(\rho_s \frac{a}{h_k} + \rho_s' \left(1 - \frac{a'}{h_k} \right) \right) = 0. \quad (5.60)$$

Теоретичний опір залізобетонних шпонок не змінюється при рознесенні арматури у два яруси за висотою шпонки (у разі симетричного армування) порівняно з її одноярусним розташуванням (рис. 5.13, б).

5.3.3.3 Врахування нагельного ефекту в арматурі, розташованій у стиснутій зоні при її двоярусному розташуванні

Кінематично можлива схема руйнування залізобетонної шпонки при двоярусному розташуванні арматури й урахуванні нагельного ефекту в арматурі, розташованій в стиснутій зоні, представлено на рис. 5.15 [305].

Приймається така кількість арматури у шпонці, що на момент руйнування бетону досягається її граничний стан, котрий визначається характером її напруженого стану поблизу точки перетину арматури поверхнею руйнування

бетону, в якій арматура, крім поздовжньої сили N_s сприймає певну поперечну силу V_s .

Згідно [353, 354]:

$$N_s = \frac{\sigma_y A_s'}{2k_e} \frac{V_x}{V_y}; \quad (5.61)$$

$$V_s' = k_e \sigma_y A_s' \left[1 - \left(\frac{V_x}{2k_e V_y} \right)^2 \right], \quad (5.62)$$

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

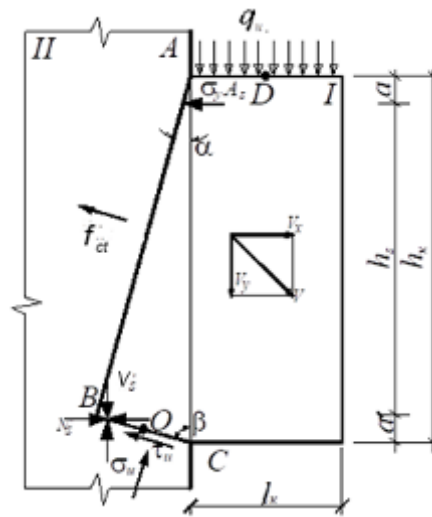


Рисунок 5.15 – Кінематичний механізм залізобетонних прямокутних шпонок при зрізанні у разі розташування арматури в два яруси та врахуванні нагельного ефекту в стержнях, котрі розташовані у стиснутій зоні

Компонента функціоналу, котрий враховує вклад арматури, виглядає як:

$$J_s = \sigma_y A_s V_x + N_s' V_x + V_s' V_y, \quad (5.63)$$

або:

$$J_s = \sigma_y A_s V_x + \frac{\sigma_y A_s'}{2k_e} k V_x + \left[1 - \left(\frac{k}{2k_e} \right)^2 \right] k_e \sigma_y A_s' V_y. \quad (5.64)$$

Загальний вигляд функціоналу при цьому:

$$J = mb_k h_k \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} +$$

$$+ f_{cr} b_k h_k (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \sigma_y A_s k + \sigma_y A'_s k_s \left(1 + \frac{k^2}{4k_s^2} \right) - q_u b_k l_k. \quad (5.65)$$

Граничне навантаження:

$$q_u = (m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} +$$

$$+ f_{cr} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\sigma_y A_s k}{b_k h_k} + \frac{\sigma_y A'_s k_s}{b_k h_k} \left(1 + \frac{k^2}{4k_s^2} \right)) \frac{1}{\gamma}, \quad (5.66)$$

відповідно:

$$\frac{f_{sh}}{f_c} = \frac{m}{f_c} \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times$$

$$\times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \chi (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \gamma_1 \rho_s k + k_s \gamma_1 \rho'_s \left(1 + \frac{k^2}{4k_s^2} \right). \quad (5.67)$$

Додаткові умови при пошуках екстремуму функції (5.66), в яких враховуємо момент сил V_s' , зміняться наступним чином:

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} \operatorname{tg}^2 \beta -$$

$$- \frac{m}{2f_c} \left(1 \pm \frac{2B(k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right) \times$$

$$\times \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} \operatorname{tg}^2 \alpha - \gamma_1 \rho_s \left(1 - \frac{a}{h_k} - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) +$$

$$+ \frac{\gamma_1 \rho'_s}{2k_s} \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{a'}{h_k} \right) k -$$

$$- k_s \gamma_1 \rho'_s \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{a'}{h_k} \right) \operatorname{tg} \beta \left(1 - \frac{k^2}{4k_s^2} \right) = 0; \quad (5.68)$$

$$\sum M_o = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} -$$

$$\begin{aligned}
& -\gamma_1 \rho_s \left(1 - \frac{a}{h_k} - \frac{1}{2} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) - \frac{\gamma_1 \rho_s'}{2k_6} \left(\frac{a'}{h_k} - \frac{1}{2} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) k + \\
& + k_6 \gamma_1 \rho_s' \left(\frac{a'}{h_k} - \frac{1}{2} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) \operatorname{tg} \beta \left(1 - \frac{k^2}{4k_6^2} \right) = 0;
\end{aligned} \tag{5.69}$$

$$\sum M_D = 0$$

$$\begin{aligned}
& -\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \left\{ \left[-\tau_u \left(\operatorname{tg} \beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma_u \left(1 - \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg} \beta - \frac{\operatorname{tg} \alpha (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) \right] \right\} + \\
& + \chi \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \left[\frac{(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{2 \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \operatorname{tg} \beta + \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg} \alpha \right] + \gamma_1 \rho_z \frac{a}{h_k} + \\
& + \frac{\gamma_1 \rho_z'}{2k_6} \left(1 - \frac{d}{h_k} \right) k + k_6 \gamma_1 \rho_z' \left(\frac{d}{h_k} \operatorname{tg} \beta + \frac{\gamma}{2} \right) \left(1 - \frac{k^2}{4k_6^2} \right) = 0.
\end{aligned} \tag{5.70}$$

Геометрія кінематичної схеми представлена на рис. 5.16.

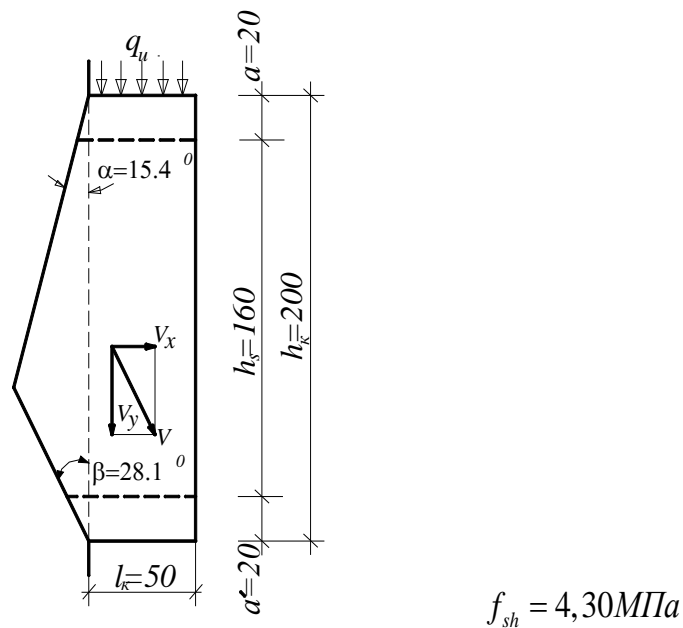


Рисунок 5.16 – Геометричні параметри кінематичної схеми руйнування залізобетонної шпонки із розташуванням арматури у два яруси та врахуванні нагельного ефекту в арматурі, котра розташована у стиснутій зоні:

$$\sigma_y = 250 \text{ МПа}; \rho_s = \rho_s' = 0,0038; N_s = 28,50 \text{ кН}; N_s' = 26,87 \text{ кН}; V_s' = 0,90 \text{ кН}$$

Врахування нагельного ефекту в арматурі, котра розташована в стиснутій зоні, призводить до збільшення опору залізобетонної шпонки до 8% при

$\rho_s' = 0,014$ (рис. 5.17).

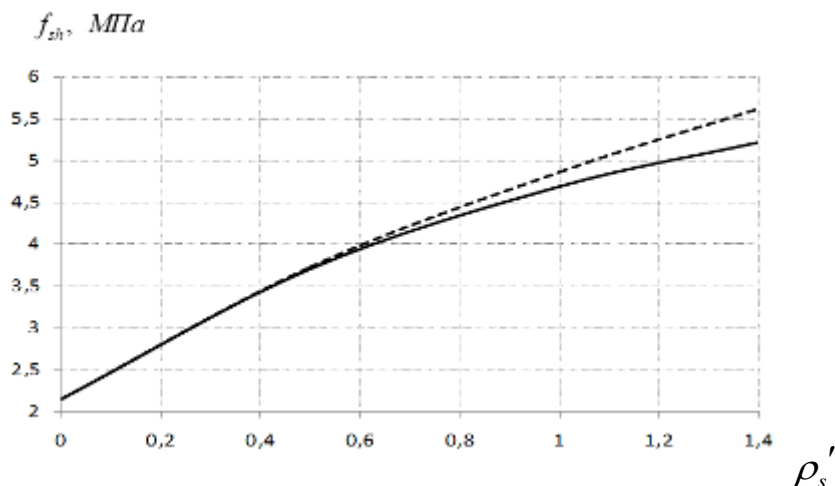


Рисунок 5.17 – Залежність f_{sh} залізобетонної шпонки від відсотку армування

$$\rho_s'$$

----- при врахуванні нагельного ефекту в арматурі, котра розташована у стиснутій зоні; —
без його врахування

5.3.3.4 Врахування нагельного ефекту в усій арматурі при армуванні в двох рівнях

Кінематично можлива схема руйнування представлена на рис. 5.18.

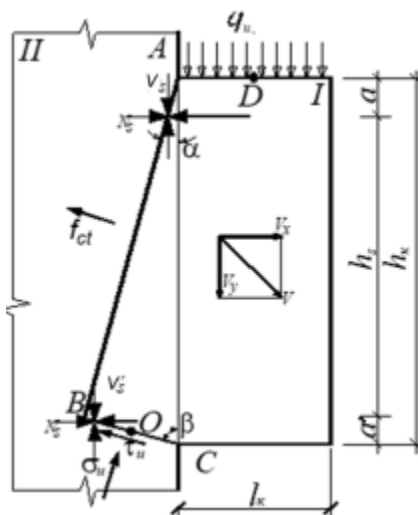


Рисунок 5.18 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних залізобетонних шпонок при зрізі у разі розташування арматури в два яруси і врахуванні нагельного ефекту в усій арматурі

Вона свідчить, що в шпонці арматура верхнього ярусу A_s буде завжди розтягнута силою N_s , чого не можна сказати відносно арматури нижнього ярусу A_s' , у якій може бути $N_s' > 0$, $N_s' < 0$ або $N_s' = 0$, але згин присутній завжди. В розрахунку розглядається випадок симетричного армування: $A_s = A_s'$.

Складова функціоналу, котра відповідає за роботу арматури:

$$J_{sw} = 2 \frac{\sigma_y A_s}{2k_e} \frac{V_x^2}{V_y} + 2k_e \sigma_y A_s \left[1 - \left(\frac{V_x}{2k_e V_y} \right)^2 \right] V_y. \quad (5.71)$$

В загальному вигляді функціонал з урахуванням потужності бетону, арматури й зовнішнього навантаження q_u приймає вигляд:

$$J = J_c + J_{sw} - q_u l_k b_k V_y = m b_k h_k \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y + \\ + f_{ct} b_k h_k (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y + 2 \frac{\sigma_y A_s}{2k_e} \frac{V_x^2}{V_y} + 2k_e \sigma_y A_s \left[1 - \left(\frac{V_x}{2k_e V_y} \right)^2 \right] V_y - q_u l_k b_k V_y, \quad (5.72)$$

або:

$$J = m b_k h_k \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \\ + f_{ct} b_k h_k (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\sigma_y A_s}{2k_e} (k^2 + 4k_e^2) - q_u b_k l_k. \quad (5.73)$$

Залежність граничного навантаження від параметрів k , $\operatorname{tg} \alpha$, $\operatorname{tg} \beta$:

$$q_u = \left(m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \right. \\ \left. + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\sigma_y A_s (k^2 + 4k_e^2)}{2k_e b_k h_k} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (5.74)$$

відповідно:

$$\frac{f_{sh}}{f_c} = \frac{m}{f_c} \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25 (k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times \\ \times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \chi (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + 2k_e \gamma_1 \rho_s \left(1 + \frac{k^2}{4k_e^2} \right), \quad (5.75)$$

де: $\rho_s = \rho_s'$.

Додаткові умови, в яких враховано момент сил V_s, V_s' :

$\sum M_B = 0$:

$$\begin{aligned} & \frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{1 + tg^2\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)^2} tg^2\beta - \\ & - \frac{m}{2f_c} \left[\pm \frac{2B(k - tg\beta)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right] \times \\ & \times \frac{1 + tg^2\beta}{(tg\alpha + tg\beta)^2} tg^2\alpha - \frac{\gamma_1 \rho_s}{2k_e} \left(1 - \frac{2tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) k - \\ & - k_e \gamma_1 \rho_s \left(\frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{a}{h_k} + \frac{D_B}{tg\alpha} \right) \left(1 - \frac{k^2}{4k_e^2} \right) tg\alpha = 0, \end{aligned} \quad (5.76)$$

де: $D_{B1} = \left(\frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{a'}{h_k} \right) tg\beta$ – для першого випадку, коли арматура A_s'

перетинає площадку BC;

$$D_{B2} = \left(\frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \left(1 - \frac{a}{h_k} \right) \right) tg\alpha$$
 – для другого випадку, коли арматура A_s'

перетинає площадку AB.

$\sum M_O = 0$:

$$\begin{aligned} & \frac{f_{sh}}{f_c} \left[\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right] - \frac{\chi}{2} \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{\gamma_1 \rho_s}{2k_e} \left(1 - \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) k - \\ & - k_e \gamma_1 \rho_s \left(\frac{tg\alpha tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - D_O \right) \left(1 - \frac{k^2}{4k_e^2} \right) = 0, \end{aligned} \quad (5.77)$$

де $D_{O1} = \frac{a}{h_k} (tg\alpha + tg\beta)$ – для першого випадку, коли арматура A_s'

перетинає площадку BC;

$D_{O2} = tg\alpha$ – для другого випадку, коли арматура A_s' перетинає площадку

AB.

$\sum M_D = 0$:

$$\begin{aligned}
& -\frac{tg\alpha}{(tg\alpha+tg\beta)} \left\{ -\frac{\tau_u}{f_c} \left(tg\beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_u}{f_c} \left[1 - \frac{\gamma}{2} tg\beta - \frac{tg\alpha(1+tg^2\beta)}{2(tg\alpha+tg\beta)} \right] \right\} + \\
& + \chi \frac{tg\beta}{tg\alpha+tg\beta} \left(\frac{1+tg^2\alpha}{2tg\alpha+tg\beta} tg\beta + \frac{\gamma}{2} tg\alpha \right) + \frac{\gamma_1 \rho_s}{2k_a} k + \\
& + k_a \gamma_1 \rho_s \left(\frac{a}{h_k} tg\alpha + \frac{\gamma}{2} + D_D \right) \left(1 - \frac{k^2}{4k_a^2} \right) = 0,
\end{aligned} \tag{5.78}$$

де $D_{D1} = \frac{a'}{h_k} tg\beta + \frac{\gamma}{2}$ – для першого випадку, коли арматура A_s' перетинає площадку ВС;

$D_{D2} = \left(1 - \frac{a}{h_k} \right) tg\alpha + \frac{\gamma}{2}$ – для другого випадку, коли арматура A_s' перетинає площадку АВ.

В результаті розрахунку отримано, що арматура A_s' буде перетинати площадку ВС.

Розрахункова кінематична схема при заданих вихідних умовах набуде вигляду рис. 5.19, при цьому $\sigma_y = 250 \text{ МПа}$, $\rho_s = \rho'_s = 0,0038$, $q_u = 2532 \text{ кН/м}$, $V_s = 1,82 \text{ кН}$, $N_s = 53,21 \text{ кН}$.

Порівнюючи отримані результати з даними розділу 5.3.3.2, можна стверджувати, що теоретична опір шпонок із урахуванням нагельного ефекту для $\rho_s + \rho'_s = 0,0076$ буде меншим порівняно із опором шпонки, за умови наявності в арматурі лише поздовжнього зусилля, однак геометрія поверхні руйнування при цьому залишається без змін. Це свідчить про те, що зусилля зсуву арматури V_s здатне зменшувати граничне поздовжнє зусилля N_s , що, в свою чергу, призводить до зменшення граничного навантаження.

Аналіз результатів розрахунку впливу врахування нагельного ефекту в усій арматурі на опір шпонки залежно від коефіцієнта армування свідчить (табл. 5.3), що для $\rho_{sw} = 0 - 0,015$ при врахуванні V_s поздовжнє зусилля $N_s \leq \sigma_y A_{sw}$ та відбувається зменшення опору шпонки порівняно з опором, визначеним без врахування нагельного ефекту до 4%; для $\rho_{sw} = 0,015 - 0,020$ – зменшення

складає до 0,3%; а для $\rho_{sw} = 0,020 - 0,025$ навпаки міцність шпонки збільшується до 6%.

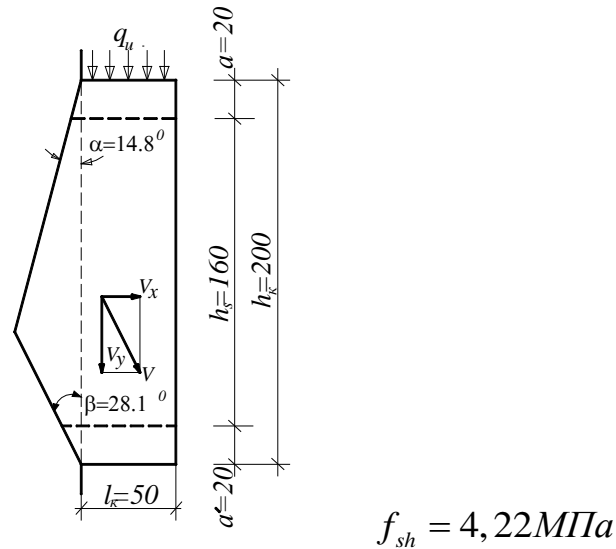


Рисунок 5.19 – Параметри кінематичної схеми руйнування залізобетонної шпонки із розміщенням арматури у два яруси при врахуванні нагельного ефекту в арматурі обох рівнів

Таблиця 5.3 – Результати розрахунку опору залізобетонних шпонок із врахуванням нагельного ефекту в усій арматурі

ρ_{sw}	σ_y , МПа	$\frac{f_c}{f_{ct}}$, МПа	$\frac{l_k}{h_k}$	k	β^0	α^0	N_s , кН	V_s , кН	$\frac{f_{sh}^{calc}}{f_c}$
0,002	280	11,5/ 0,9	0,25	0,69	34,0	10,7	10,0	0,02	0,2689
0,004				0,62	32,0	12,6	15,5	0,84	0,3132
0,006				0,57	29,9	14,7	21,4	2,36	0,3617
0,008				0,53	28,1	16,7	26,6	4,24	0,4048
0,01				0,50	26,6	18,6	31,1	6,39	0,4440
0,012				0,47	25,3	20,5	35,2	8,74	0,4800
0,014				0,44	24,0	22,4	38,8	11,23	0,5135

5.3.4 Врахування форми поперечного перерізу шпонки

Кінематична форма руйнування круглої обтиснутої шпонки наведена на рис. 5.20. Форма поперечного перерізу шпонки враховується шляхом зміни в

площі ділянок руйнування і закону прикладання зовнішнього навантаження.

Площі ділянок руйнування підраховуються як:

$$S^{BC} = \frac{4}{3} \times BC \times r, \quad S^{AB} = \frac{4}{3} \times AB \times r, \quad (5.79)$$

де $AB = d \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)}, \quad BC = d \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$.

Остаточно отримано:

$$S^{BC} = \frac{4}{3} d \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} r, \quad S^{AB} = \frac{4}{3} d \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r. \quad (5.80)$$

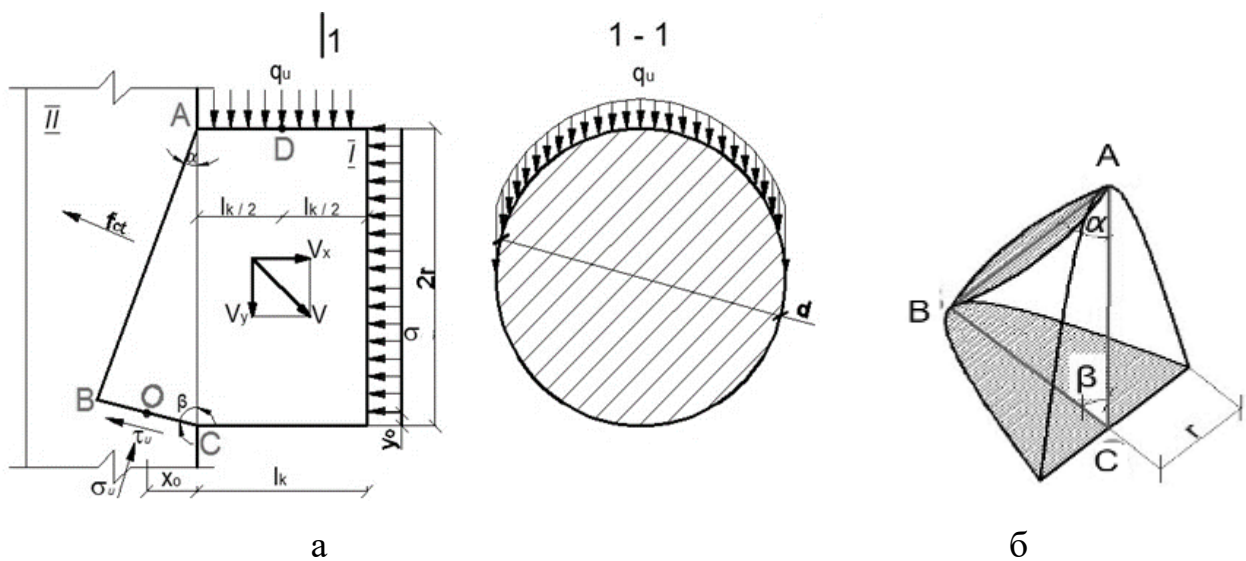


Рисунок 5.20 – Кінематична схема руйнування круглих бетонних шпонок при зрізі (а) і ділянки поверхні руйнування, окресленої параболою (б) [355]

Частини виразу функціоналу, що відповідають поверхням розриву швидкостей у бетоні, записуються як:

- на площадці АВ:

$$\begin{aligned} I_C^{AB} &= F^{AB} V_n^{AB} = \frac{4}{3} f_{ct} \times 2r \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) = \\ &= \frac{8}{3} f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) r^2 \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \end{aligned} \quad (5.81)$$

тут рівнодійна сила розтягу:

$$F^{AB} = \sigma_{AB} S^{AB} = \frac{4}{3} f_{ct} \times 2r \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r, \quad \sigma_{AB} = f_{ct}; \quad (5.82)$$

- на площадці BC:

$$I_{BC} = m \left\{ 2B \left[1 + \frac{1}{4} \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_x \cos \beta - V_y \sin \beta} \right)^2 \right]^{0.5} - 1 \right\} (V_x \cos \beta - V_y \sin \beta) \times \frac{4}{3} \times 2r \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r V_y. \quad (5.83)$$

Із врахуванням обчислення функціонал виглядає як:

$$I = m \left\{ 2B \left[1 + \frac{1}{4} \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2 \right]^{0.5} - 1 \right\} (k - \operatorname{tg} \beta) \times \frac{8}{3} r^2 \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{8}{3} r^2 \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} - q_u l_k \times 2r + \sigma \pi r^2 k. \quad (5.84)$$

Після введення позначення $\frac{1}{\gamma} = 2r / l_k$, маємо:

$$I = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \times \frac{4}{3} \frac{1}{\gamma} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{4}{3} \frac{1}{\gamma} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} - q_u + \frac{\pi \sigma k}{4} \frac{1}{\gamma}. \quad (5.85)$$

Граничне навантаження:

$$q_u = m \left\{ 2B \left[1 + \frac{1}{4} \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2 \right]^{0.5} - 1 \right\} \times \frac{2}{3} \frac{1}{\gamma} (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{2}{3} \frac{1}{\gamma} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} + \frac{\pi \sigma k}{4} \frac{1}{\gamma}. \quad (5.86)$$

Для спрощення розв'язку задачі використовуємо замість трьох рівнянь моментів (див. п. 3.2) суму моментів відносно осі, котра проходить через точку В, суму проєкцій усіх сил на вісь ОХ і обмеження $k = \operatorname{tg} \beta$.

Додаткові умови записуються у вигляді:

$$\sum M_B = 0:$$

$$f_{ct} S^{AB} \frac{AB}{2} + \sigma_u S^{BC} \frac{BC}{2} - q_u l_k \times 2r (BC \sin \alpha + \frac{l_k}{2}) + \sigma \pi r^2 (AB \cos \alpha - \frac{2r}{2}) = 0, \quad (5.87)$$

після відповідних перетворень (5.87) буде мати вигляд:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3} f_{ct} \frac{tg^2 \beta (1 + tg^2 \alpha)^2}{(tg \alpha + tg \beta)^2} + \frac{2}{3} m \left(0,5 + \frac{B(k - tg \beta)}{\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}} \right) \times \\ & \times \frac{tg^2 \alpha (1 + tg^2 \beta)^2}{(tg \alpha + tg \beta)^2} - f_{sh} \left(\frac{tg \alpha tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{1}{2\gamma} \right) + \frac{\pi}{4} \sigma \left(\frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} - \frac{1}{2} \right) = 0; \end{aligned} \quad (5.88)$$

$$\Sigma X = 0:$$

$$f_{ct} S^{AB} \cos \alpha + \tau_u S^{BC} \sin \beta - \sigma_u S^{BC} \cos \beta + \sigma \pi r^2 = 0, \quad (5.89)$$

після відповідних перетворень:

$$\begin{aligned} & \frac{2}{3} f_{ct} \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{1}{3} m \left(\frac{B(ktg \beta + 1)}{2\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}} \right) \frac{tg \alpha tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} - \\ & - \frac{4}{3} m \times \left(0,5 + \frac{B(k - tg \beta)}{\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}} \right) \frac{tg \alpha}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{\pi \sigma}{4} = 0; \end{aligned} \quad (5.90)$$

$$k = tg \beta.$$

Остаточно маємо:

$$\frac{q_u}{m} = \left(\frac{2Btg \alpha (tg^2 \beta + 1)}{3(tg \alpha + tg \beta)} + \frac{2f_{ct}tg \beta}{3m} + \frac{\pi \sigma tg \beta}{4m} \right) \frac{1}{\gamma}; \quad (5.91)$$

$$\Sigma M_B = 0:$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3} \frac{f_{ct} tg^2 \beta (1 + tg^2 \alpha)}{m 2(tg \alpha + tg \beta)^2} + \frac{2}{3} \frac{0,5tg^2 \alpha (tg^2 \beta + 1)}{(tg \alpha + tg \beta)^2} - \frac{q_u \gamma}{m} \left(\frac{tg \alpha tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) - \\ & - \frac{\pi \sigma}{4} \left(0,5 - \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} \right) = 0; \end{aligned} \quad (5.92)$$

$$\Sigma X = 0:$$

$$\frac{2}{3} \frac{f_{ct}}{m} \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{1}{3} \frac{Btg \beta tg \alpha}{tg \alpha + tg \beta} - \frac{4}{3} \frac{tg \alpha}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{\pi \sigma}{4} \frac{\sigma}{m} = 0. \quad (5.93)$$

5.3.5 Врахування форми шпонкового профілю

Найчастіше в стикових залізобетонних з'єднаннях застосовуються трапецієподібні шпонки, котрі характеризуються більш простою технологією улаштування порівняно із прямокутними. Такі шпонки мають більший опір, що

підтверджується експериментальними дослідженнями. На нашу думку несуча здатність стиків в даному випадку зростає завдяки виникненню горизонтальної складової $q_u l_k b_k \sin \theta$, яка утворюється через відхилення зовнішнього навантаження від вертикальної осі на певний кут θ (рис. 5.21), і може бути врахована залежністю « $\theta - \psi$ » [309, 310].

Для використання пропонується лінійна залежність (в градусах) між кутами θ та ψ :

$$\theta = \psi / 15. \quad (5.94)$$

Граничне навантаження для трапецієподібної залізобетонної шпонки з арматурою, розташованою по середині висоти, відповідає залежності:

$$\frac{q_u^\psi}{m} = \left[\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right] \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)}. \quad (5.95)$$

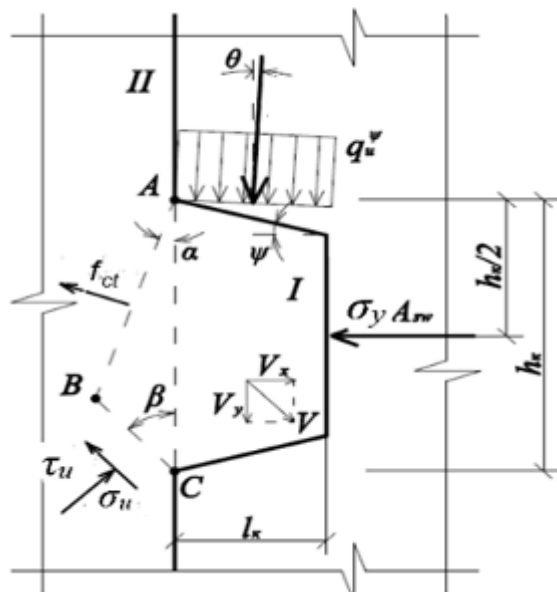


Рисунок 5.21 – Кінематично можлива схема руйнування трапецієподібних залізобетонних шпонкових стиків при руйнуванні «за шпонкою»

Додаткові умови приймають вигляд:

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{ct}}{m} \frac{tg^2 \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2 (tg \alpha + tg \beta)^2} + \frac{0,5 tg^2 \alpha (1 + tg^2 \beta)}{(tg \alpha + tg \beta)^2} - \frac{q_u^\psi \gamma \cos \theta}{m} \left(\frac{tg \alpha tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{q_u^\psi \gamma \sin \theta}{m} \left(\frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} - \frac{\gamma tg \psi}{2} \right) + \frac{\sigma_y A_{sw}}{h_k b_k m} \left(0,5 - \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} \right) = 0; \quad (5.96)$$

$\sum X = 0$:

$$\frac{f_{ct}}{m} \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{B tg \beta tg \alpha}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{q_u^\psi \gamma \sin \theta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw}}{m b_k h_k} = 0; \quad (5.97)$$

В табл. 5.4 продемонстровано вплив кута нахилу опорної поверхні шпонки на опір залізобетонних шпонок для $\gamma = l_k/h_k = 0,25$, $\chi = f_{ct}/f_c = 0,08 - 0,15$ і $\psi = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$.

Виділені чарунки таблиці показують обмеження застосування запропонованих залежностей.

Приріст опору шпонок прямопропорційний куту нахилу опорних поверхонь (рис. 5.22), найбільший вплив спостерігається при $\rho_{sw} = (0,7-1,0)\%$.

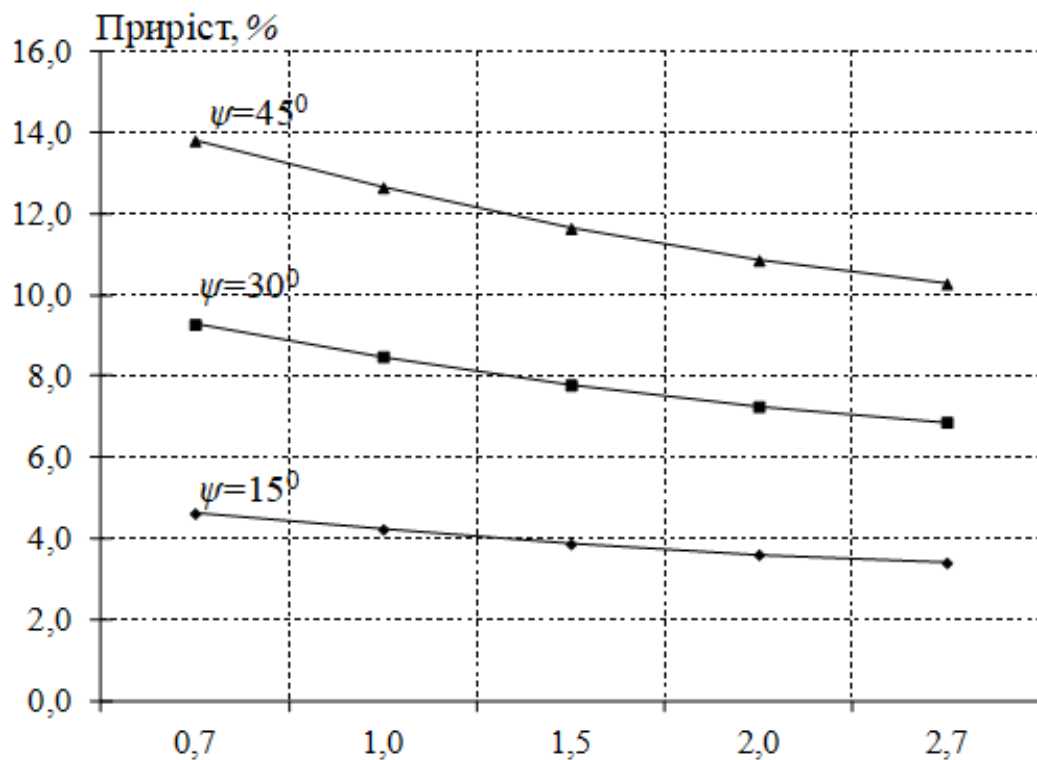


Рисунок 5.22 – Середні значення приросту відносного граничного опору залізобетонних шпонок при різних кутах нахилу опорних поверхонь

Таблиця 5.4 – Відносний опір залізобетонних шпонок f_{sh}/m

$\psi = 15^\circ, \theta = 1^\circ$						
Вихідні параметри		$\rho_{sv}, \%$				
$\gamma = l_w/h_k$	$\chi = f_c/f_c$	0,7	1,0	1,5	2,0	2,7
0,25	0,08	0,410	0,472	0,526	0,563	0,575
	0,09	0,422	0,483	0,535	0,570	0,580
	0,1	0,435	0,494	0,544	0,577	0,585
	0,11	0,448	0,505	0,554	0,584	0,589
	0,12	0,461	0,516	0,563	0,591	0,593
	0,13	0,474	0,527	0,572	0,598	0,598
	0,14	0,486	0,538	0,581	0,605	0,602
	0,15	0,499	0,549	0,590	0,612	0,606
$\psi = 30^\circ, \theta = 2^\circ$						
0,25	0,08	0,432	0,496	0,549	0,586	0,597
	0,09	0,445	0,507	0,559	0,593	0,602
	0,1	0,458	0,518	0,568	0,600	0,606
	0,11	0,471	0,529	0,577	0,607	0,611
	0,12	0,484	0,540	0,586	0,614	0,615
	0,13	0,497	0,551	0,596	0,621	0,620
	0,14	0,510	0,562	0,605	0,628	0,624
	0,15	0,523	0,574	0,614	0,635	0,628
$\psi = 45^\circ, \theta = 3^\circ$						
0,25	0,08	0,456	0,520	0,574	0,611	0,621
	0,09	0,469	0,532	0,584	0,618	0,625
	0,1	0,483	0,543	0,593	0,625	0,630
	0,11	0,496	0,554	0,603	0,632	0,634
	0,12	0,509	0,566	0,612	0,639	0,639
	0,13	0,523	0,577	0,621	0,646	0,643
	0,14	0,536	0,588	0,630	0,653	0,647
	0,15	0,549	0,600	0,640	0,660	0,651

5.4 Несуча здатність одношпонкових з'єднань зі швом

5.4.1 Опір шва

Кінематично можлива схема руйнування шва в межах одношпонкового стику з арматурою розміщеною в один ярус по середині висоти шпонки зображена на рис. 5.23.

Граничне навантаження q_u^j/m , виражене через невідомі параметри, записується у вигляді:

$$\frac{q_u^j}{m} = \left\{ \left[2B \sqrt{(tg\beta_1 - k)^2 + 0,25(ktg\beta_1 + 1)^2} - (k - tg\beta_1) \right] \times \frac{tg\alpha_1 - t_j / h_k}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} + \frac{f_{ct}}{m} (k + tg\alpha_1) \times \frac{(tg\beta_1 + t_j / h_k)}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} + \frac{\sigma_y A_{sw} k}{mh_k b_k} \right\} \frac{1}{\gamma}, \quad (5.98)$$

де t_j – ширина стику.

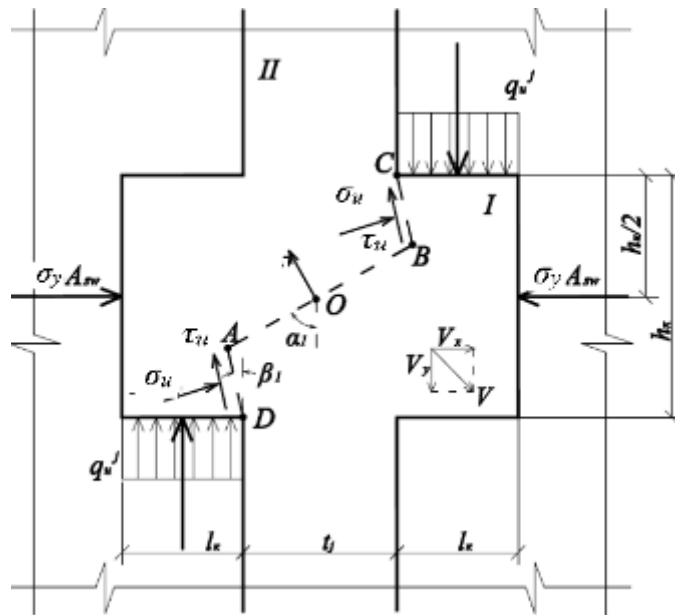


Рисунок 5.23 – Кінематично можлива схема руйнування шва одношпонкових залізобетонних стиків з прямокутними шпонками при розташуванні арматури в один рівень

Пропонується використовувати такі додаткові умови:

$$\sum X = 0:$$

$$2 \left[0,5 \pm \frac{B(k - tg\beta_1)}{\sqrt{(k - tg\beta_1)^2 + 0,25(ktg\beta_1 + 1)^2}} \right] \frac{tg\alpha_1 - t_j / h_k}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} - \frac{0,5B(ktg\beta_1 + 1)}{\sqrt{(k - tg\beta_1)^2 + 0,25(ktg\beta_1 + 1)^2}} \frac{tg\beta_1(tg\alpha_1 - t_j / h_k)}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} - \frac{f_{ct}}{m} \times \frac{(tg\beta_1 + t_j / h_k)}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} = 0 \quad (5.99)$$

$$-\frac{\sigma_y A_{sw}}{mb_k h_k} = 0;$$

$$\arctg k + \alpha_1 \geq 45^\circ. \quad (5.100)$$

Залежність опору стику від міцнісних характеристик бетону, ширини шва та відсотку армування представлена в табличній формі (табл. 5.5).

Таблиця 5.5 – Відносний опір зрізу шва f_{sh}^j / m

Вихідні параметри		$\rho_{sv}, \%$				
t_j/h_k	$\chi=f_{ct}/f_c$	0,7	1,0	1,5	2,0	2,7
0,25	0,08	0,291	0,344	0,389	0,418	-
	0,09	0,303	0,354	0,397	0,424	
	0,1	0,315	0,364	0,405	0,430	
	0,11	0,326	0,374	0,413	0,436	
	0,12	0,338	0,383	0,421	0,442	
	0,13	0,349	0,393	0,429	0,447	
	0,14	0,361	0,403	0,437	0,453	
	0,15	0,372	0,413	0,461	-	
0,5	0,08	0,234	0,275	0,309	0,329	0,326
	0,09	0,247	0,286	0,318	0,336	0,331
	0,1	0,260	0,297	0,328	0,343	0,336
	0,11	0,272	0,308	0,337	0,351	0,340
	0,12	0,285	0,319	0,346	0,358	0,344
	0,13	0,297	0,331	0,356	0,365	0,349
	0,14	0,310	0,342	0,365	0,372	-
	0,15	0,323	0,353	0,374	0,379	-
1,0	0,08	0,189	0,211	0,227	0,231	0,217
	0,09	0,205	0,225	0,240	0,242	0,225
	0,1	0,220	0,239	0,253	0,253	0,234
	0,11	0,236	0,254	0,266	0,265	0,242
	0,12	0,251	0,269	0,279	0,276	0,251
	0,13	0,267	0,283	0,292	0,287	0,259
	0,14	0,283	0,298	0,305	0,298	0,268
	0,15	0,300	0,313	0,319	0,310	0,276
1,25	0,08	0,185	0,200	0,209	0,208	0,190
	0,09	0,202	0,216	0,224	0,222	0,201
	0,1	0,219	0,232	0,240	0,235	0,212
	0,11	0,237	0,249	0,255	0,248	0,223
	0,12	0,255	0,266	0,270	0,262	0,234
	0,13	0,273	0,283	0,286	0,276	0,245
	0,14	0,291	0,300	0,302	0,289	0,256
	0,15	0,310	0,318	0,318	0,303	0,267

Найбільший опір отримано для стиків з $t_j/h_k = 0,25$. Із збільшенням відносної ширини шва його опір зменшується. Армування підвищує значення f_{sh}^j / m .

На рис. 5.24 зображені схеми руйнування при максимальному та мінімальному ρ_{sw} для різної ширини шва, побудовані за результатами теоретичного розрахунку.

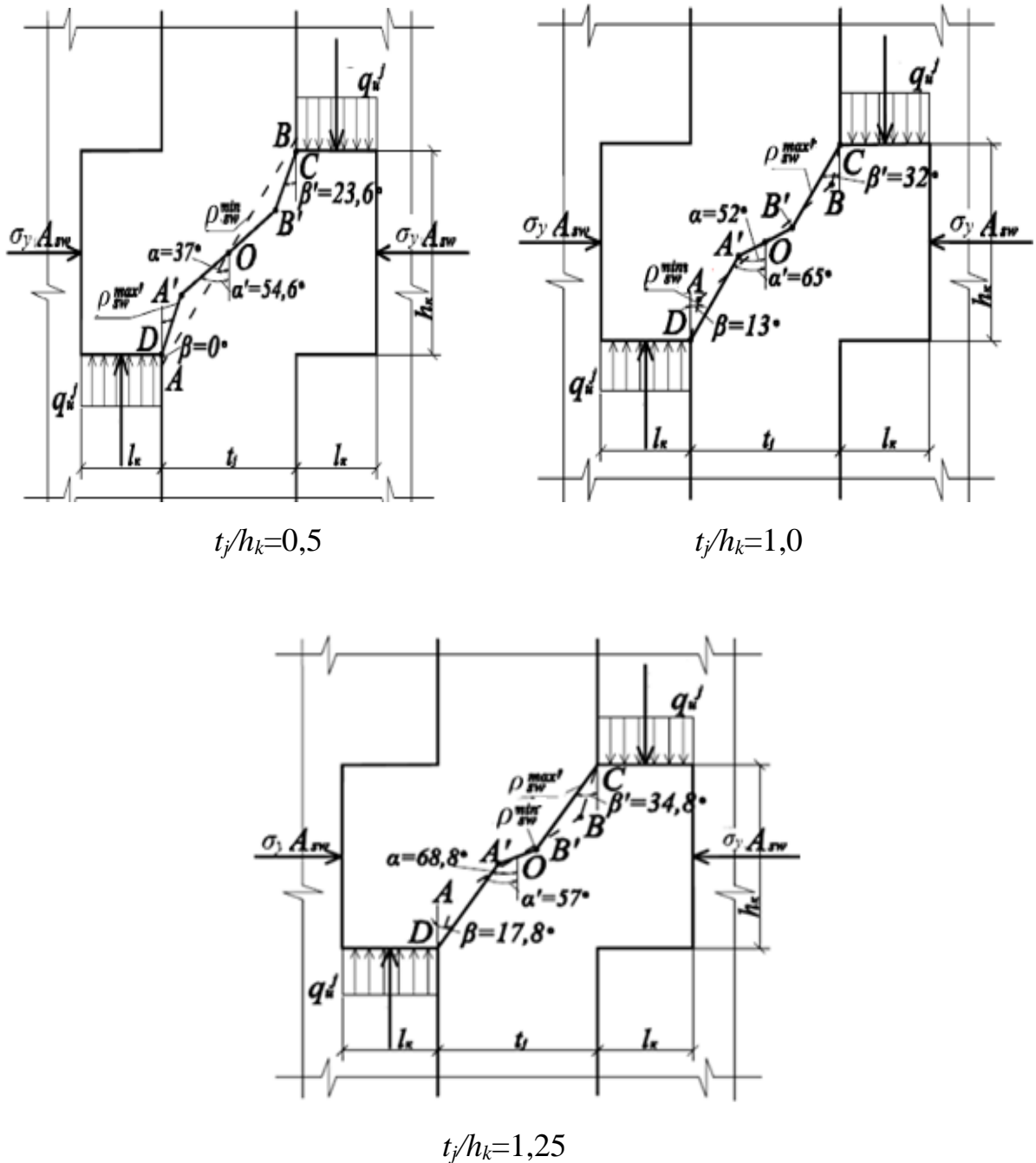


Рисунок 5.24 – Зміни в геометрії кінематичних механізмів при руйнуванні шва

При розв'язанні задачі опору виявилось, що кут β набуває від'ємне значення стосовно прийнятої кінематично можливої схеми, що відповідає картині

руйнування, отриманій в дослідях. Зі збільшенням ширини шва та мінімальному відсотку армування кути α і β зростають, також стають більшими розміри площадки стиску.

Спроба використання запропонованої кінематичної схеми (рис. 5.23) для розрахунку опору шва в стиках з $t_j/h_k > 1,25$ не була успішною, так як теоретична величина граничного опору суттєво перевищувала експериментальне значення.

У разі рознесення арматури у два рівня за висотою шпонки і врахуванні нагельного ефекту в усій арматурі кінематично можлива схема приймає вигляд, представлений на рис. 5.25.

Зусилля N'_s і V'_s підраховуються за (5.61), (5.62), і формула для визначення граничного навантаження записується у вигляді:

$$\frac{q_u^j}{m} = \left\{ \left[2B \sqrt{(tg\beta_1 - k)^2 + 0,25(ktg\beta_1 + 1)^2} - (k - tg\beta_1) \right] \times \frac{tg\alpha_1 - t_j/h_k}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} + \frac{f_{ct}}{m} (k + tg\alpha_1) \times \frac{tg\beta_1 + t_j/h_k}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} + \frac{f_y A'_{sw} (k^2 + 4k_a^2)}{2k_a m h_k b_k} \right\} \frac{1}{\gamma}, \quad (5.101)$$

Додаткові умови відповідно:

$$\sum X = 0$$

$$2 \left(0,5 \pm \frac{B(k - tg\beta_1)}{\sqrt{(k - tg\beta_1)^2 + 0,25(ktg\beta_1 + 1)^2}} \right) \times \frac{tg\alpha_1 - t_j/h_k}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} - \frac{0,5B(ktg\beta_1 + 1)}{\sqrt{(k - tg\beta_1)^2 + 0,25(ktg\beta_1 + 1)^2}} \times \frac{tg\beta_1(tg\alpha_1 - t_j/h_k)}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} - \frac{f_{ct}}{m} \times \frac{(tg\beta_1 + t_j/h_k)}{tg\alpha_1 + tg\beta_1} - \frac{\sigma_y A'_{sw} k}{k_a m b_k h_k} = 0; \quad (5.102)$$

і (5.100).

Теоретичний опір стику виявилася більшим до 10 %, порівняно із випадком, коли нагельний ефект в арматурі не враховано.

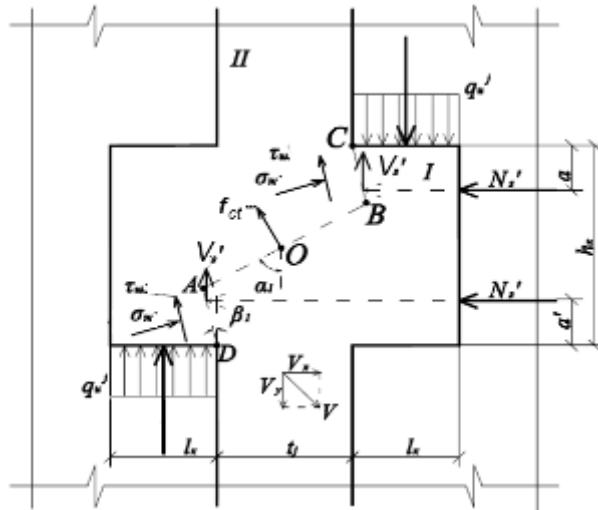


Рисунок 5.25 – Кінематично можлива схема руйнування шва в одношпонкових стиках із прямокутними шпонками при розташуванні арматури у два яруси і врахуванні нагельного ефекту в усій арматурі

5.4.2 Вибір випадку руйнування одношпонкового стику

Для одношпонкового стику можливе руйнування як за шпонкою так і за швом. На рис. 5.26 зображено залежності несучої здатності фібробетонних і із важкого бетону класу С12/15 армованих стиків ($f_c = 12$ МПа, $f_{ct} = 1,48$ МПа та $f_c = 11$ МПа, $f_{ct} = 1,15$ МПа відповідно) від їх ширини (при $\rho_s = 0,67\%$ і $l_k / h_k = 0,5$).

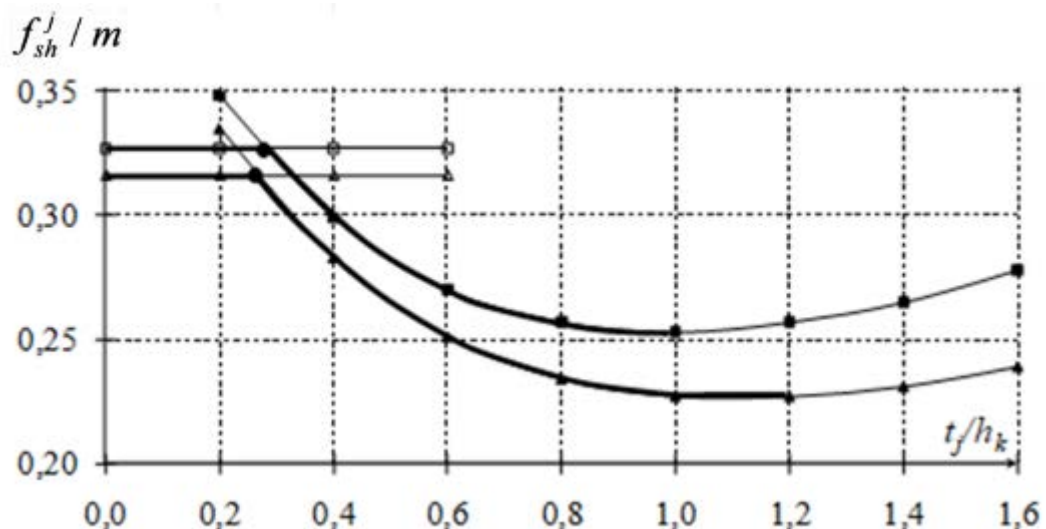


Рисунок 5.26 – Графіки « $f_{sh}^j / m - t_j / h_k$ » при $\gamma = l_k / h_k = 0,5$:

▲, △ – для бетону класу С12/15; ■, □ – для дрібнозернистого фібробетону С12/15; ▲, □ – значення при руйнуванні стику за шпонкою; △, ■ – значення при руйнуванні стику за швом

Горизонтальні лінії відповідають руйнуванню шпонки, криві – стику. Згідно з рис. при $t_j/h_k = 0-0,25$ (вузькі стики) для важкого бетону руйнування відбуватиметься шляхом зрізу шпонок, а при $t_j/h_k = 0,25-1,0$ (середня ширина стику) зруйнується шов (реалізується той випадок руйнування, при якому несуча здатність стику буде мінімальною). Подальше збільшення співвідношення t_j/h_k (широкі стики) супроводжується зростанням теоретичної несучої здатності, що протирічить дослідним даним. Тому введено обмеження на реалізацію запропонованої кінематичної схеми шириною шва t_j , котра дорівнює h_k . У разі $t_j > h_k$ зростає вплив згинального моменту та відбувається руйнування шву шляхом відриву.

Аналогічні залежності при $\gamma = l_k/h_k = 0,25$ представлені на рис. 5.27.

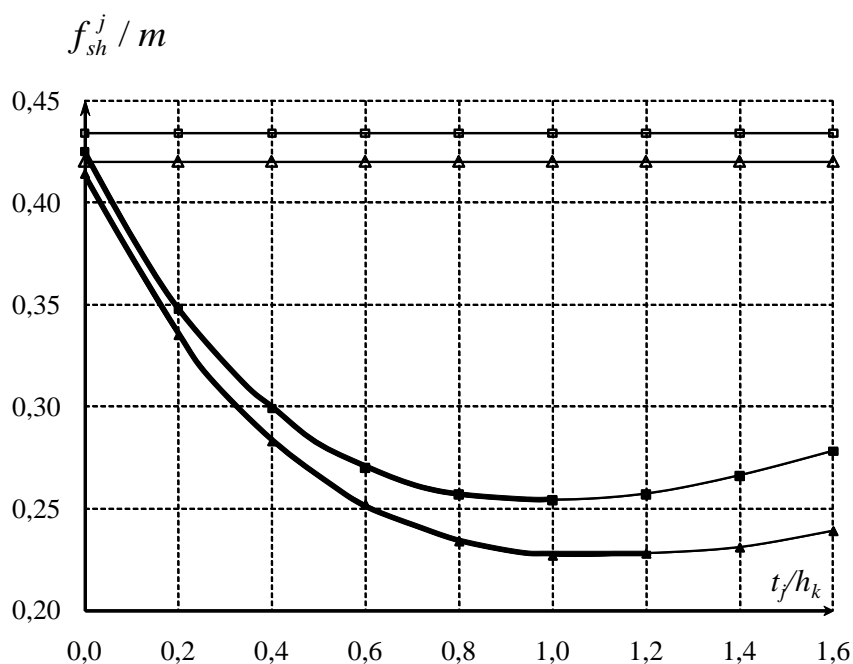


Рисунок 5.27 – Графік « $f_{sh}^j / m - t_j / h_k$ » при $\gamma = l_k / h_k = 0,25$

Аналіз рис. 5.26 і 5.27 засвідчує підвищення відносного опору стику для фібробетону порівняно із звичайним бетоном такого ж класу, оскільки для першого $\chi = 0,12$, а для другого – $\chi = 0,1$. Крім того, при $\gamma = l_k/h_k = 0,25$ залежності, котрі відповідають руйнуванню шпонки і шва не перетинаються,

тобто для таких геометричних розмірів стику він завжди руйнується за швом, що підтверджується даними експериментальних досліджень одношпонкових керамзитобетонних стиків.

Значення f_{sh}^j / m в функції від t_j / h_k при $\chi = 0,08$ і $\chi = 0,15$ для $\gamma = 0,25$ і $\gamma = 0,5$ представлені на рис. 5.28 і рис. 5.29.

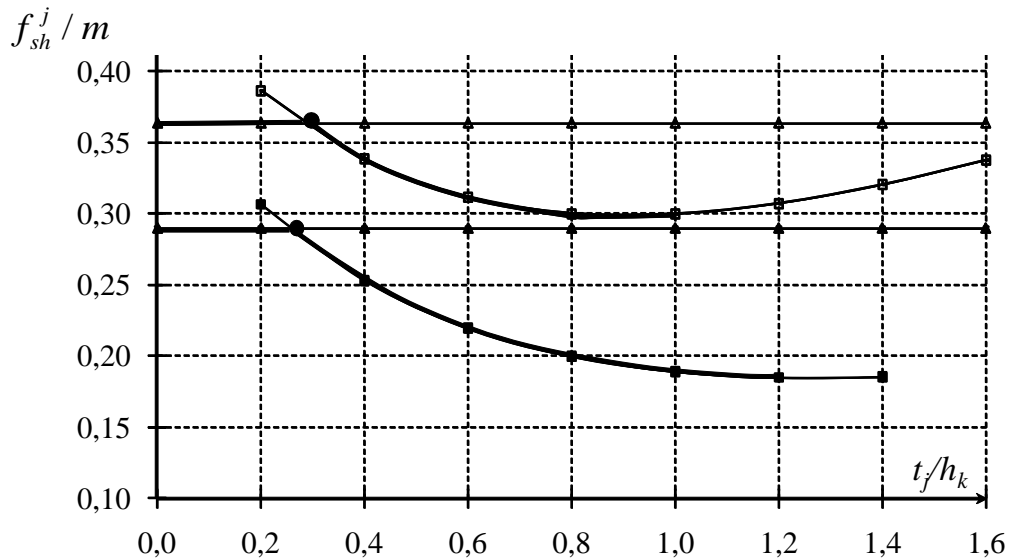


Рисунок 5.28 – Графік залежності « $f_{sh}^j / m - t_j / h_k$ » при $\gamma = l_k / h_k = 0,5$:

—, — — $\chi = 0,08$ —, — — $\chi = 0,15$; ▲ ▲ — теоретичні значення при руйнуванні стику за шпонкою; — — — — теоретичні значення при руйнуванні стику за швом

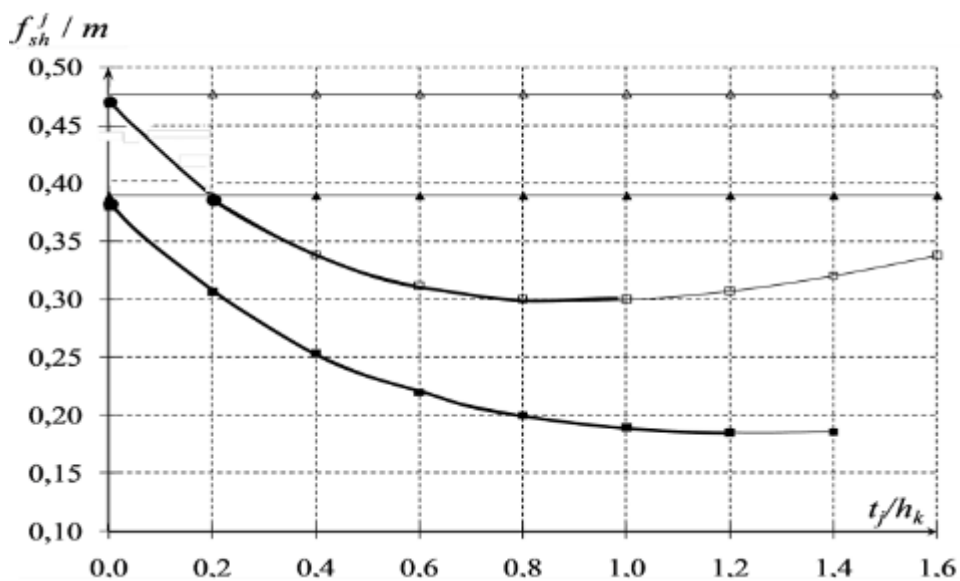


Рисунок 5.29 – Графік залежності « $f_{sh}^j / m - t_j / h_k$ » при $\gamma = l_k / h_k = 0,25$

Аналіз рис. 5.26 – 5.29 дозволяє зробити наступні висновки:

- при $\gamma = 0,5$ для бетону з $\chi = 0,15$ і геометричними параметрами $t_j/h_k \leq 0,3$ відбувається руйнування шпонки, а при $t_j/h_k \geq 1,0$ – шва; цей випадок реалізовується і при $0,3 < t_j/h_k \leq 1,2$ для бетону з $\chi = 0,08$.

- опір шпонки при $\gamma = 0,25$ завжди вищий ніж при $\gamma = 0,5$ за будь-якого значення χ і руйнування шпонкових з'єднань не залежно від ширини шва завжди буде відбуватися тільки за швом.

5.4.3 Запропонована залежність для розрахунку стиків

Згідно зі структурою нормативної розрахункової залежності (5.1) [157], запропоновано виконувати обчислення несучої здатності контактного стику [356, 357] за допомогою формули:

- (5.25), коли застосовується бетонна шпонка з прямокутними профілем і перерізом, враховано як міцність бетону на стиск f_c і розтяг f_{ct} , так і відношення вильоту шпонки до її висоти $\gamma = l_k/h_k$:

$$q_u = (m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta}) \frac{1}{\gamma};$$

- з урахуванням стискання в площині, перпендикулярній до площини зрізання, до залежності (5.25) включається складова:

$$\frac{\sigma k}{\gamma}; \quad (5.103)$$

- у разі використання залізобетонних шпонок з одиничним і подвійним армуванням (коли нагельний ефект не враховується) в (5.25) виникають додаткові члени (для одноярусного або двоярусного армування відповідно):

$$\frac{\sigma_y A_{sw} k}{b_k h_k} \frac{1}{\gamma} \text{ або } \frac{\sigma_y (A_s + A'_s) k}{b_k h_k} \frac{1}{\gamma}; \quad (5.104)$$

- коли передбачено врахування зсувного зусилля в арматурі, яка знаходиться в стиснутій зоні залізобетонних шпонок, замість (5.104) в (5.25) вноситься складова:

$$\left[\frac{\sigma_y A_s k}{b_k h_k} + \frac{\sigma_y A'_s k_g}{b_k h_k} \left(1 + \frac{k^2}{4k_g^2} \right) \right] \frac{1}{\gamma}; \quad (5.105)$$

- коловий переріз шпонки береться до уваги шляхом застосування коефіцієнта 2/3 до (5.25) і коефіцієнта $\pi/2$ до (5.103) – (5.105);

- кут нахилу шпонкового профілю враховується шляхом введення додаткового коефіцієнта до (5.103) – (5.105):

$$\frac{1}{\cos \theta - k \sin \theta}, \quad (5.106)$$

рекомендується приймати зв'язок між кутами θ та ψ у вигляді:

$$\theta = \psi / 15. \quad (5.107)$$

Передбачена можливість оцінити несучу здатність стику, якщо він руйнується за швом. Тут у разі, якщо маємо бетонний стик у (5.25) перший доданок замість $tg \alpha$, а другий замість $tg \beta$ множаться відповідно на:

$$tg \alpha_1 - t_j / h_k, \quad (5.108)$$

$$tg \beta_1 + t_j / h_k. \quad (5.109)$$

При залізобетонному з'єднанні, якщо нагельний ефект в арматурі не враховується, використовується формула (5.104), в іншому випадку замість додаткової складової (5.105) вводиться (5.110):

$$\frac{\sigma_y A'_s (k^2 + 4k_g^2)}{2k_g h_k b_k}. \quad (5.110)$$

Шпонковий профіль і поперечний переріз береться до уваги так само, як і при руйнуванні за шпонкою. Виконані дослідження дозволяють використовувати і більш просту залежність для підрахування несучої здатності одношпонкового контактного шва:

$$\frac{q_u}{m} = \left\{ a_1 \frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + a_1 \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + a_2 \left[\frac{\sigma \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} + \frac{\sigma_y (A_s + A_s') \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right] \right\} \frac{1}{\gamma a_3}, \quad (5.111)$$

тут a_1, a_2 – коефіцієнти, які враховують форму поперечного перерізу шпонок, a_1 дорівнює 1 для прямокутного поперечного перерізу і $2/3$ для колового; a_2 дорівнює 1 для прямокутного поперечного перерізу і $\pi/2$ для колового; a_3 – враховує форму шпонкового профілю і дорівнює $(\cos \theta - \operatorname{tg} \beta \sin \theta)$.

Пошуки мінімуму функції (5.111) здійснюються за виконання умов: $\Sigma M_B = 0$ і $\Sigma X = 0$.

Наприклад, для залізобетонних, армованих у одному рівні, обтиснутих шпонок рівняння рівноваги мають вигляд:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\begin{aligned} & a_4 f_{ct} \frac{\operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)^2}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + a_1 m \left(0,5 + \frac{B(k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right) \times \\ & \times \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)^2}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - a_3 f_{sh} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{1}{2\gamma} \right) + a_4 \sigma \left(\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{1}{2} \right) - \\ & - a_5 \sigma_y \rho_{sw} \left(0,5 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) = 0, \end{aligned} \quad (5.112)$$

де $a_4 = 1$ для прямокутного поперечного перерізу і $1/3$ для колового; a_5 дорівнює 1 для прямокутного поперечного перерізу і $\pi/4$ для колового;

$$\Sigma X = 0:$$

$$\begin{aligned} & a_1 f_{ct} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + a_4 m \left(\frac{B(k \operatorname{tg} \beta + 1)}{2\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right) \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \\ & - a_6 m \left(0,5 + \frac{B(k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + a_5 (\sigma + \sigma_y \rho_{sw}) = 0, \end{aligned} \quad (5.113)$$

a_6 дорівнює 1 для прямокутного поперечного перерізу і $4/3$ для колового перерізу [356, 357].

5.4.4 Розрахунок за похилою стиснутою смугою в межах шва

Для шпонкових з'єднань із трапецієвидним і трикутним профілями в дослідах спостерігається руйнування через діагональне розколювання нахиленої стиснутої смуги в межах шва (рис. 5.30), що потребує розрахунку опору даного елемента.

В загальному випадку в теоретичній моделі в граничному стані смуга розділена на 4 жорсткі блоки (рис. 5.30, б): трикутні під опорними ділянками, (вигляд і розміри областей обумовлені розмірами шпонкового стику), та виділені боковими гранями трикутників і ділянкою, котра розташована між їх вершинами та приймається за головну із напруженнями розтягу.

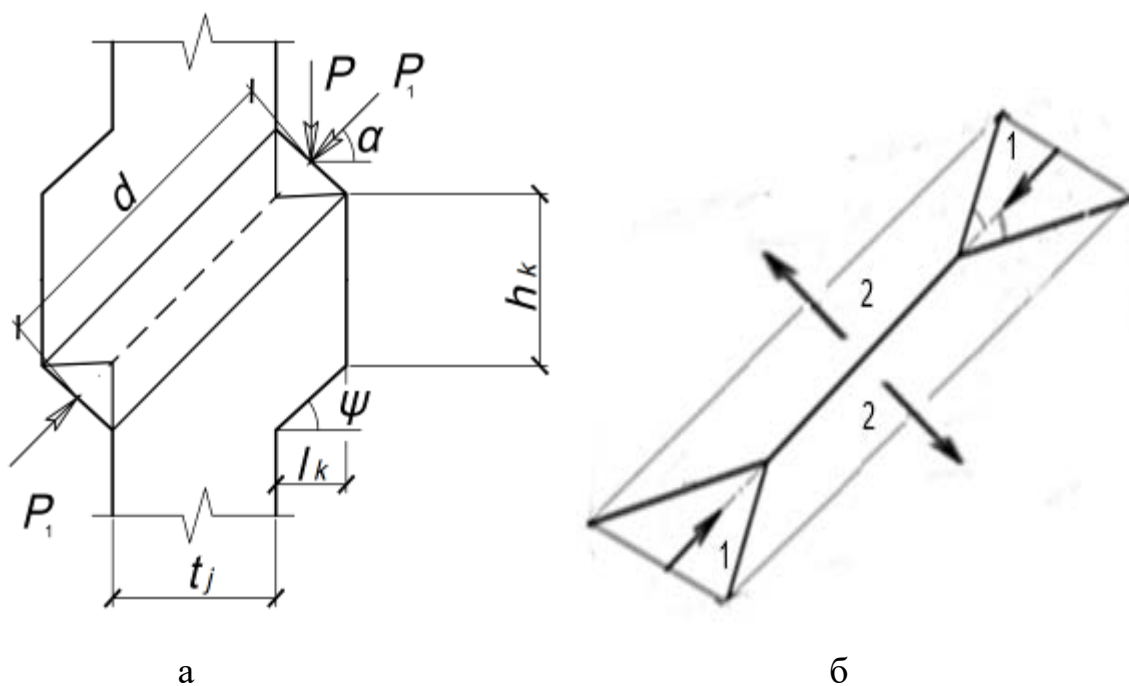


Рисунок 5.30 – Руйнування шпонкового шва (а); кінематичний механізм (б)

Трикутні жорсткі блоки при дії навантаження наближаються один до одного, ініціюючи рух інших жорстких блоків, які віддаляються між собою у напрямку перпендикулярному ділянці розтягу. При розв'язку задачі невідомими будуть: кути нахилу сторін трикутників до лінії дії зовнішнього навантаження $P_1 - (\gamma_1, \gamma_2)$, відносна швидкість руху блоків на розрахунковій схемі $k = V_1 / V_2$ та руйнівне навантаження P_1 .

Для розв'язку задачі опору смуги використовується розрахункова схема, представлена на рис. 5.31 [290, 357 – 363].

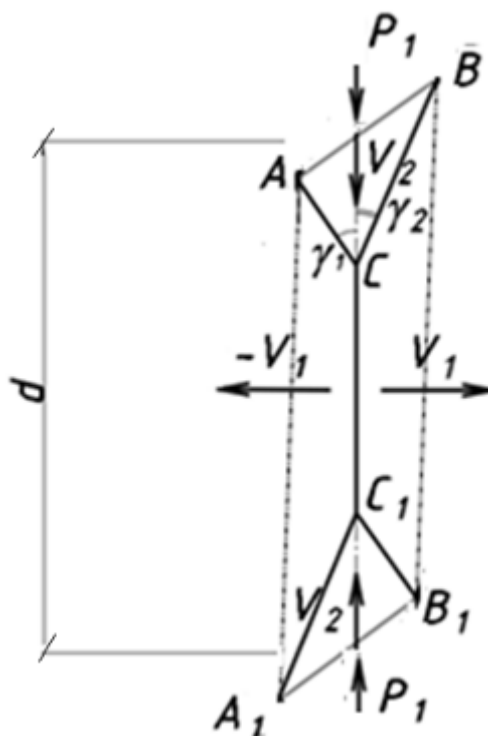


Рисунок 5.31 – Кінематичний механізм руйнування при розколюванні смуги

За наведеним вище алгоритмом застосування варіаційного методу у теорії пластичності до вирішення задач несучої здатності стиків (опору їх елементів) після моделювання кінематичного механізму на наступному етапі вирішується питання визначення змін нормальної (дотичної) компонент швидкостей на відрізках руйнівної поверхні та їх площі:

- на відрізках AC і BC маємо:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_{n1} &= V_1 \cos \gamma_1 - V_2 \sin \gamma_1 \\ \Delta V_{t1} &= V_1 \sin \gamma_1 + V_2 \cos \gamma_1 \end{aligned} \right\}; \quad (5.114)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_{n2} &= V_1 \cos \gamma_2 - V_2 \sin \gamma_2 \\ \Delta V_{t2} &= V_1 \sin \gamma_2 + V_2 \cos \gamma_2 \end{aligned} \right\}, \quad (5.115)$$

тут γ_1 та γ_2 – кути нахилу сторін AC та BC трикутного блоку до площини дії навантаження;

- площі відповідно:

$$S^{AC} = \frac{l_k}{2 \sin \gamma_1} b; \quad (5.116)$$

$$S^{BC} = \frac{l_k}{2 \sin \gamma_2} b, \quad (5.117)$$

де b – товщина стику;

- для відрізка CC_1 :

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_n &= 2V_1 \\ \Delta V_t &= 0 \end{aligned} \right\}, \quad (5.118)$$

а його довжина підраховується за (рис. 5.32):

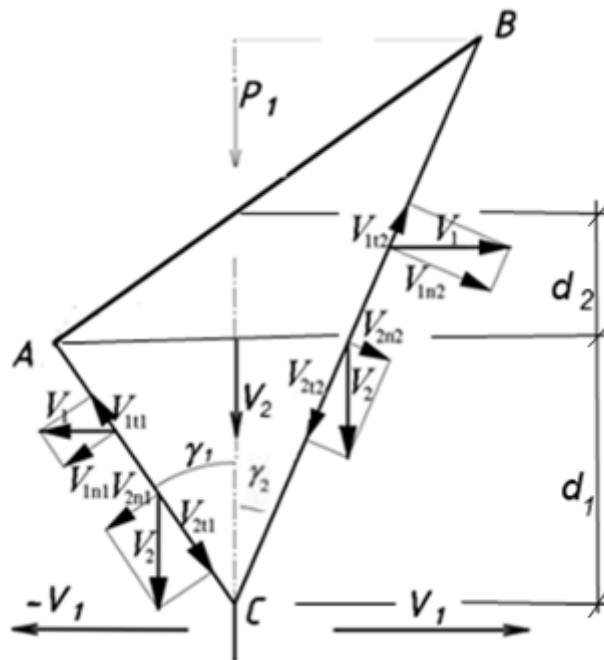


Рисунок 5.32 – Для підрахування змін швидкості на ділянці СВ

$$CC_1 = d / 2 - (d_1 + d_2), \quad (5.119)$$

тут $d = \sqrt{(h_k - l_k \operatorname{tg} \psi)^2 + (t_j + l_k)^2}$, ψ – кут нахилу навантаженої ділянки

шпонки, $d_1 = \frac{l_k}{2 \operatorname{tg} \gamma_1}$, $d_2 = \frac{l_k \operatorname{tg} \psi}{2}$.

$$S^{CC_1} = \left(d / 2 - l_k \frac{1 + \operatorname{tg} \gamma_1 \operatorname{tg} \psi}{2 \operatorname{tg} \gamma_1} \right) b. \quad (5.120)$$

Нижче наведені складові функціоналу методу для окремих ділянок

руйнівної поверхні:

- AC:

$$\begin{aligned}
 J_{AC} &= m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_{t1}}{\Delta V_{n1}} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_{n1} S^{AC} = \\
 &= m \left[2B \sqrt{(k - tg \gamma_1)^2 + 0,25 (ktg \gamma_1 + 1)} - (k - tg \gamma_2) \right] \frac{l_k}{2tg \gamma_1} b;
 \end{aligned}
 \tag{5.121}$$

- CB:

$$\begin{aligned}
 J_{CB} &= m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_{t2}}{\Delta V_{n2}} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_{n2} S^{CB} = \\
 &= m \left[2B \sqrt{(k - tg \gamma_2)^2 + 0,25 (ktg \gamma_2 + 1)} - (k - tg \gamma_2) \right] \frac{l_k}{2tg \gamma_2} b;
 \end{aligned}
 \tag{5.122}$$

- CC₁:

$$J_{CC_1} = 2f_{ct} V_1 S^{CC_1} = f_{ct} k \left(d - l_k \frac{1 + tg \gamma_1 tg \psi}{tg \gamma_1} \right) b;
 \tag{5.123}$$

- зовнішнього навантаження:

$$J_{P_1} = P_1.
 \tag{5.124}$$

При поєднанні усіх складових маємо:

$$\begin{aligned}
 J &= m \left[2B \sqrt{(k - tg \gamma_1)^2 + 0,25 (ktg \gamma_1 + 1)} - (k - tg \gamma_2) \right] \frac{l_k}{2tg \gamma_1} + \\
 &+ m \left[2B \sqrt{(k - tg \gamma_2)^2 + 0,25 (ktg \gamma_2 + 1)} - (k - tg \gamma_2) \right] \frac{l_k}{2tg \gamma_2} + \\
 &+ f_{ct} \left(d - l_k \frac{1 + tg \gamma_1 tg \psi}{tg \gamma_1} \right) + \frac{P_1}{b}.
 \end{aligned}
 \tag{5.125}$$

Після проведення нескладних математичних операцій за прирівнювання функціоналу (5.125) до 0, формула для підрахунку руйнівного навантаження приймає вигляд (у цьому випадку потужність непружної деформації на руйнівній поверхні мінімальна):

$$\begin{aligned} \frac{P_1}{mb} = & \left[2B\sqrt{(k - tg\gamma_1)^2 + 0,25(ktg\gamma_1 + 1)^2} - (k - tg\gamma_1) \right] \frac{l_k}{2tg\gamma_1} + \\ & + \left[2B\sqrt{(k - tg\gamma_2)^2 + 0,25(ktg\gamma_2 + 1)^2} - (k - tg\gamma_2) \right] \frac{l_k}{2tg\gamma_2} + \\ & + \frac{f_{ct}}{m} \left(d - l_k \frac{1 + tg\gamma_1 tg\psi}{tg\gamma_1} \right). \end{aligned} \quad (5.126)$$

Зв'язок між кутами нахилу γ_1 та γ_2 відповідних ділянок руйнування до до площини дії навантаження:

$$\frac{l_k}{2tg\gamma_2} = l_k tg\psi + \frac{l_k}{2tg\gamma_1}. \quad (5.127)$$

Отже:

$$tg\gamma_2 = \frac{tg\gamma_1}{2tg\psi tg\gamma_1 + 1}. \quad (5.128)$$

Вертикальне навантаження, розподілене рівномірно за опорною гранню шпонки, обчислюється за залежністю:

$$\begin{aligned} \frac{q_u}{m} = \frac{P_1 \sin \alpha}{ml_k b} = \frac{P}{ml_k b} = \\ \left\{ \left[2B\sqrt{(k - tg\gamma_1)^2 + 0,25(ktg\gamma_1 + 1)^2} - (k - tg\gamma_1) \right] \frac{1}{2tg\gamma_1} + \right. \\ \left. + \left[2B\sqrt{(k - tg\gamma_2)^2 + 0,25(ktg\gamma_2 + 1)^2} - (k - tg\gamma_2) \right] \frac{1}{2tg\gamma_2} + \right. \\ \left. + \frac{f_{ct}}{m} \left(\frac{d}{l_k} - \frac{1 + tg\gamma_1 tg\psi}{tg\gamma_1} \right) \right\} \sin \alpha, \end{aligned} \quad (5.129)$$

тут α – кут нахилу стиснутої смуги до горизонталі; $tg\alpha = \frac{h_k - l_k tg\psi}{t_j + l_k}$;

$$\sin \alpha = \sqrt{\frac{tg^2 \alpha}{1 + tg^2 \alpha}}; \quad \frac{d}{l_k} = \sqrt{\left(\frac{h_k - l_k}{l_k} tg\psi \right)^2 + \left(\frac{t_j + l_k}{l_k} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1}{\gamma} - tg\psi \right)^2 + \left(\frac{t_j}{l_k} + 1 \right)^2},$$

де P – зсувне зусилля в стику.

Після отримання залежності (5.129), вона досліджується на безумовний екстремум. При наявності армування стику, котре локалізовано по середині

висоти шпонки, в (5.129) вводиться член, котрий враховує внесок арматури

$$\frac{\sigma_y A_{sw} k}{b_k h_k} \frac{1}{\gamma} \cos \alpha.$$

5.5 Несуча здатність багатошпонкових з'єднань

5.5.1 Контактні стики

Несучу здатність багатошпонкових стиків як функцію від кількості шпонок пропонується описувати на основі даних [35, 123 – 125] за однією із емпіричних залежностей (5.130) – (5.133), котрі представлені на рис. 5.34, при цьому кількість шпонок обмежити 5-ма.

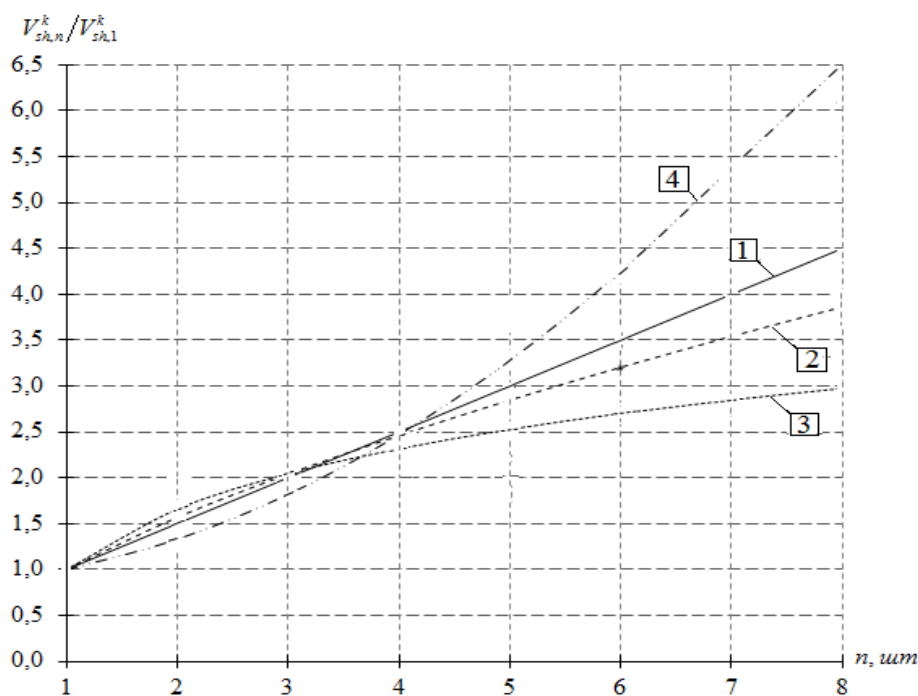


Рисунок 5.33 – Залежності відносної міцності багатошпонкових контактних стиків $V_{sh,n}^k / V_{sh,1}^k$ від кількості шпонок n_k :

номери залежностей відповідають формулам (5.130) – (5.133)

$$V_{sh,n}^k = V_{sh,1}^k (0,5n_k - 0,5), \quad (5.130)$$

де $V_{sh,1}^k$ – граничне навантаження шпонки; n_k – кількість шпонок у стикі;

$$V_{sh,n}^k = V_{sh,1}^k n_k^{0,65}; \quad (5.131)$$

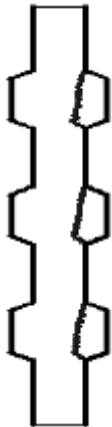
$$V_{sh,n}^k = V_{sh,1}^k (1 + 0,95 \ln n_k); \quad (5.132)$$

$$V_{sh,n}^k = V_{sh,1}^k (0,075 n_k^2 + 0,125 n_k + 0,8). \quad (5.133)$$

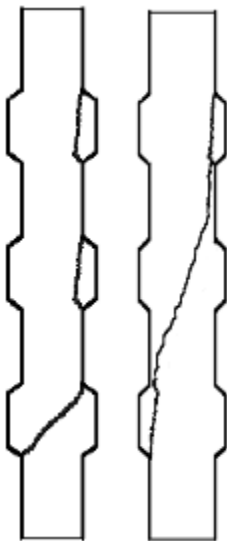
5.5.2 З'єднання зі швом

Розглядаються чотири можливі форми руйнування тришпонкового стику [310].

При руйнуванні шляхом зрізу трьох шпонок залізобетонного з'єднання трапецієподібного профілю із арматурою, розташованою по середині висоти шпонки, його несуча здатність визначається за (5.134). У разі руйнування двох шпонок і шва, в межах третьої, несуча здатність підраховується за (5.135).



$$\frac{q_u^1}{m} = 3 \left[\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{f_{cl} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right] \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)}, \quad (5.134)$$



$$\begin{aligned} \frac{q_u^2}{m} = & 2 \left(\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{f_{cl} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right) \times \\ & \times \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)} + \\ & + \left\{ \left[2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta_1 - k)^2 + 0,25 (k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta_1) \right] \times \right. \\ & \times \left. \frac{(\operatorname{tg} \alpha_1 - t_j)}{\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1} + \frac{f_{cl}}{m} (k + \operatorname{tg} \alpha_1) \frac{(\operatorname{tg} \beta_1 + t_j)}{\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1} + \frac{\sigma_y A_{sw} k}{m h_k b_k} \right\} \times \\ & \times \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)}. \end{aligned} \quad (5.135)$$

Треба мати на увазі, що можуть зрізатися дві поряд розташовані шпонки і шов у межах третьої, або перша і третя шпонки, а шов руйнується в межах

середньої.

Для третього випадку можлива схема руйнування включає руйнування однієї шпонки та стику в межах двох останніх.

Граничне навантаження $\frac{q_u}{m}$ на стикове з'єднання підраховується за формулою (5.136).



$$\begin{aligned} \frac{q_u^3}{m} = & \left[\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right] \times \\ & \times \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)} + \\ & + \left\{ \left[2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta_2 - k)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_2 + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta_2) \right] \times \right. \\ & \times \left. \frac{(\operatorname{tg} \alpha_2 - t_j)}{\operatorname{tg} \alpha_2 + \operatorname{tg} \beta_2} + \frac{f_{ct}}{m} (k + \operatorname{tg} \alpha_2) \frac{(\operatorname{tg} \beta_2 + t_j)}{\operatorname{tg} \alpha_2 + \operatorname{tg} \beta_2} + \frac{2\sigma_y A_{sw} k}{m H_k b_k} \right\} \times \\ & \times \frac{1}{\gamma_1 (\cos \theta - k \sin \theta)}, \end{aligned} \quad (5.136)$$

де $\gamma_1 = \frac{H_k}{l_k}$, (H_k – див. рис. 5.34, а)



$$\begin{aligned} \frac{q_u^4}{m} = & \left\{ \left[2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta_3 - k)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_3 + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta_3) \right] \times \right. \\ & \times \left. \frac{(\operatorname{tg} \alpha_3 - t_j)}{\operatorname{tg} \alpha_3 + \operatorname{tg} \beta_3} + \frac{f_{ct}}{m} (k + \operatorname{tg} \alpha_3) \frac{(\operatorname{tg} \beta_3 + t_j)}{\operatorname{tg} \alpha_3 + \operatorname{tg} \beta_3} + \frac{3\sigma_y A_{sw} k}{m H_k b_k} \right\} \times \\ & \times \frac{1}{\gamma_2 (\cos \theta - k \sin \theta)} \\ \gamma_2 = & \frac{H_k'}{l_k} \quad (H_k \text{ див. рис. 5.34}) \end{aligned} \quad (5.137)$$

У разі руйнування лише за швом використовується кінематично можлива схема, представлена на рис. 5.34 і формула (5.137).

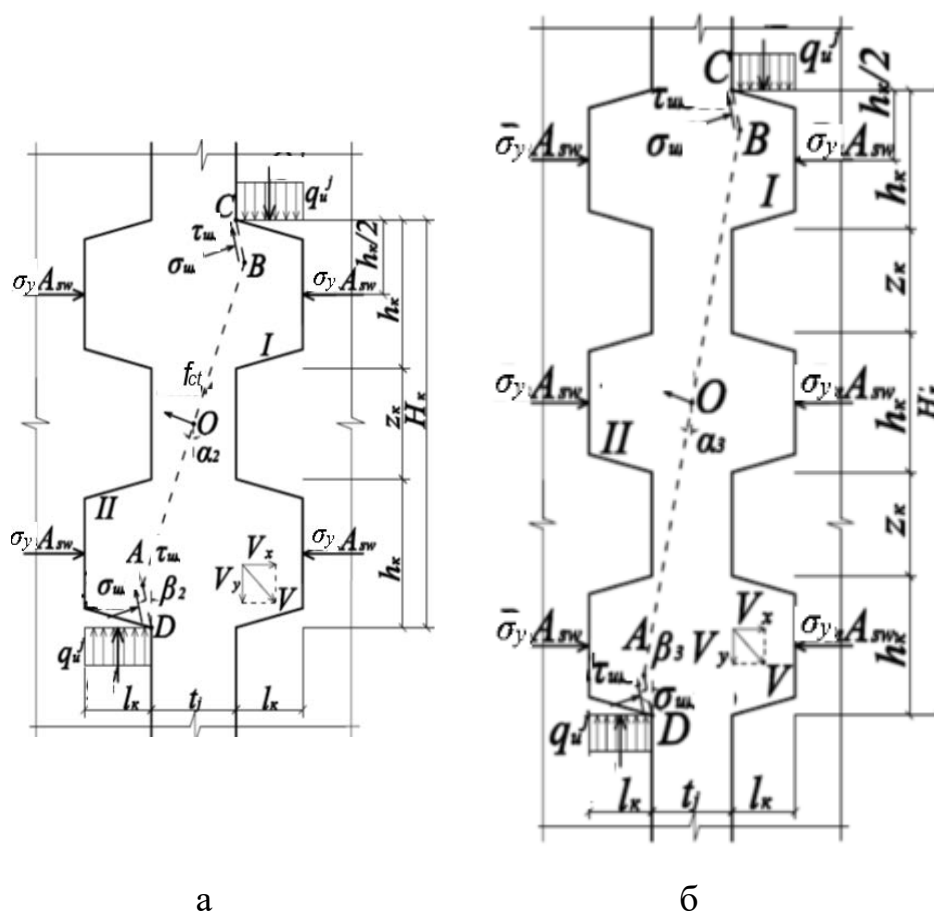


Рисунок 5.34 – Кінематично можлива схема руйнування двохшпонкових (а) та трьохшпонкових (б) залізобетонних стиків з трапецієподібним профілем у межах шва

Вибір випадків розрахунку (руйнування) для трьохшпонкових стиків здійснюється із умов: при $t_j / h_k \leq 0,3$: у разі $0,25 \leq l_k / h_k < 0,35$ – руйнування шва, а при $0,35 \leq l_k / h_k \leq 0,5$ – руйнування шпонок; за виконання умов $0,25 \leq l_k / h_k \leq 0,5$: $0,3 < t_j / h_k < 3,0$ – реалізується змішаний варіант руйнування за шпонками та швом (за розрахункове приймається мінімальне значення граничного навантаження), коли $t_j / h_k \geq 3,0$ – руйнується шов.

При застосування п'ятишпонкового стику кількість можливих випадків руйнування збільшується (рис. 5.35).

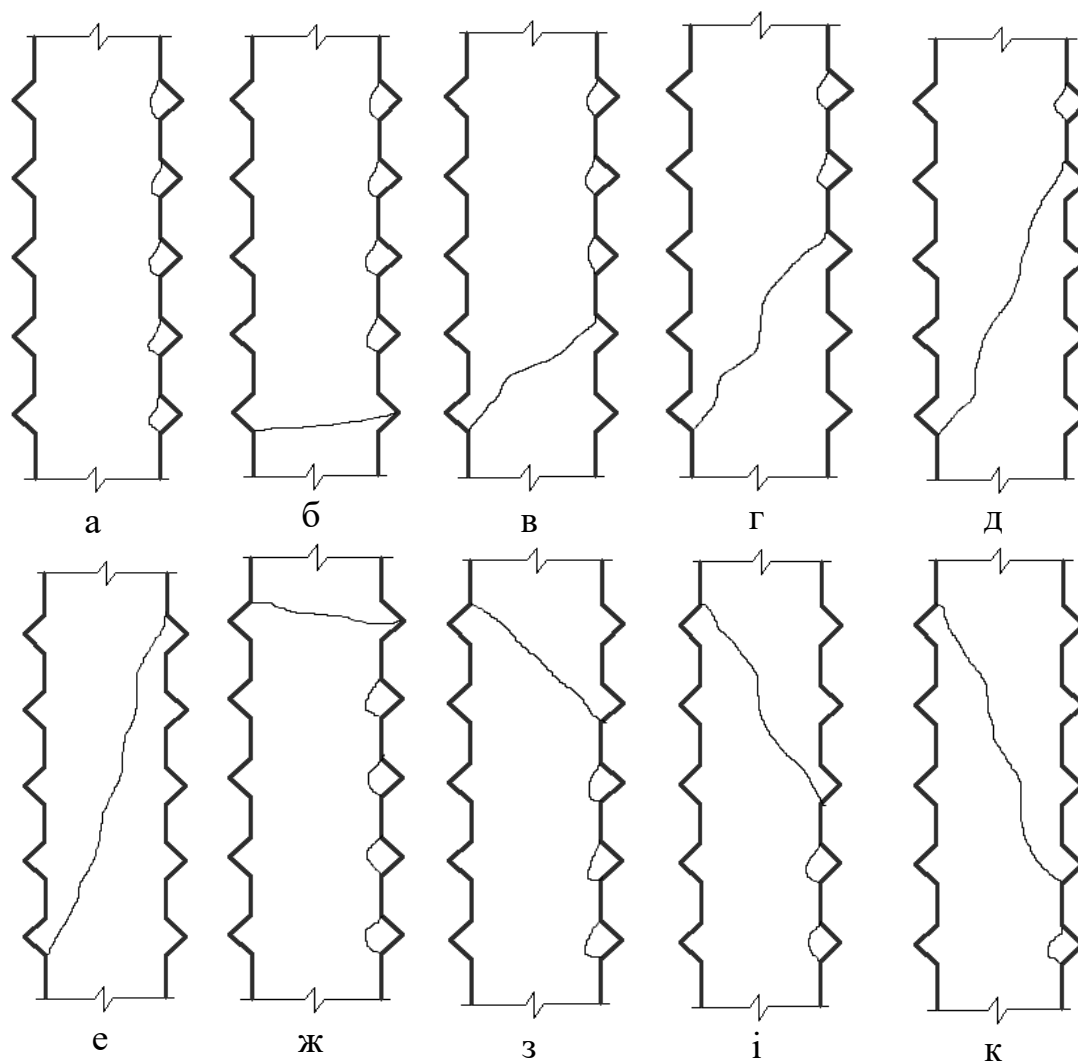


Рисунок 5.35 – Можливі випадки руйнування п'ятишпонкового стику:

а – за шпонками; б, ж – за чотирма шпонками і швом у межах однієї шпонки; в, з – за трьома шпонками і швом у межах двох шпонок; г, і – за двома шпонками і швом у межах трьох шпонок; д, к – за шпонкою і швом у межах чотирьох шпонок; е – за швом

5.6 Висновки за розділом 5

1. У якості загальної теоретичної основи для побудови методології розрахунку несучої здатності шпонкових стиків, які характеризуються підвищеним опором зрізу, використано варіаційний метод у теорії пластичності бетону, розроблений у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка».

2. Теоретичні розробки дозволили запропонувати структуровану до нормативної залежність, котра враховує:

- міцнісні характеристики бетону на розтяг і стиск;
- співвідношення розмірів шпонки, котре обумовлює руйнування шляхом зминання, зрізу та згинання (максимальний опір отримано на межі реалізації зминання та зрізу, котрий відповідає $l_k / h_k = 0,25$);
- форму поперечного перерізу (опір шпонки із круглим поперечним перерізом виявся меншим порівняно із еквівалентним квадратним);
- форму шпонкового профіля (шпонки із нахиленою гранню мають вищий опір порівняно із шпонкою з прямокутним профілем);
- обтиснення шпонок у площині, перпендикулярній площині зрізу (обтиснення суттєво збільшує опір шпонок, змінює геометрію поверхні руйнування, при цьому збільшуються розміри стиснутої зони; опір із збільшенням рівня обтиснення змінюється нелінійно);
- арматура шпонок (її кількість, місце розміщення, наявність нагельного ефекту в арматурі, розташованій у стиснутій зоні шпонки) впливає на опір аналогічно обтисненню;
- випадки руйнування шва, якщо він є.

3. Встановлені обмеження на запропоновані розрахункові схеми та залежності: при обтисненні $\sigma / f_c \leq 0,5$; для армованих шпонок при ρ_{sw} в межах від 0 – 2,5% врахування нагельного ефекту в розтягнутій арматурі визнано недоцільним; можливе врахування нагельного ефекту в арматурі, розташованій у стиснутій зоні, як при руйнуванні за шпонкою так і за швом, в цьому випадку збільшення опору не перевищує 10%; руйнування шва одношпонкового з'єднання обмежується його шириною t_j , котра дорівнює висоті шпонки h_k .

4. Запропоновані рекомендації для визначення випадку руйнування одношпонового стику: $t_j / h_k = 0 - 0,25$ (вузькі стики) руйнування відбуватиметься шляхом зрізу шпонок, а при $t_j / h_k = 0,25 - 1$ (середня ширина стику) руйнується шов (реалізується той випадок руйнування, при якому несуча здатність стику буде мінімальною). При подальшому збільшенні

співвідношення $t_j / h_k \geq 1$ (широкі стики) зростає вплив згинального моменту та відбувається руйнування шляхом відриву.

5. Запропонована залежність для визначення граничного навантаження при руйнуванні шва шляхом розколювання похилої стиснутої смуги, котра утворюється у межах висоти шпонок із трапецієподібним і трикутним профілем.

6. При проектуванні багатошпонкових з'єднань пропонується ширину шва обмежувати потрійною висотою шпонки $t_j \leq 3h_k$.

7. При проектуванні контактних стиків передбачено врахування 5-ти шпонок.

8. У стиках зі швом необхідно досліджувати всі випадки, які можуть реалізовуватися при руйнуванні: $n+1$, де n – кількість шпонок у стикі (4 для трьохшпонкових стиків і 6 для п'ятишпонкових), для розрахунків приймається мінімальне значення несучої здатності з отриманих результатів.

9. Вибір випадків розрахунку (руйнування) для трьохшпонкових стиків здійснюється із умов: при $t_j / h_k \leq 0,3$: у разі $0,25 \leq l_k / h_k < 0,35$ – руйнування шва, а при $0,35 \leq l_k / h_k \leq 0,5$ – руйнування шпонок; за виконання умов $0,25 \leq l_k / h_k \leq 0,5$: $0,3 < t_j / h_k < 3,0$ – реалізується варіант, який поєднує руйнування як шпонок так і шва (для розрахунків використовується мінімальне значення несучої здатності), коли $t_j / h_k \geq 3,0$ – руйнується шов.

РОЗДІЛ 6 ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТЕОРЕТИЧНОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ (ОПОРУ) ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ ІЗ ДОСЛІДНОЮ

Для підтвердження достовірності запропонованих залежностей виконаний порівняльний аналіз теоретичної несучої здатності (опору) шпонкових з'єднань із дослідною (отриманою як за участю автора так і іншими дослідниками). Для наочності переваги щодо точності запропонованої методики розрахунку розглядається порівняння дослідів і з іншими наявними пропозиціями щодо розрахунку стиків. Порівняння здійснювалося за величиною відношення теоретичної несучої здатності (опору), підрахованої за запропонованою методикою, із дослідною із визначенням таких статистичних показників, як середнє арифметичне зазначеного відношення, середнє квадратичне та коефіцієнт варіації. Застосовано також методику статистичного аналізу збіжності методів розрахунку з даними експериментів, яка дозволяє комплексно оцінити як рівень надійності розрахункового методу, так і його ефективність, забезпечену мінімумом надлишкових запасів несучої здатності.

6.1 Опір бетонної шпонки

На рис. 6.1 представлено залежність $f_{sh,c}^k$ бетонної прямокутної шпонки із розмірами $l_k = 50$ мм, $h_k = 200$ мм та $b_k = 150$ мм ($l_k/h_k = 0,25$) при зрізі від класу бетону, котрий асоційовано із параметром $\chi = f_{ctd}/f_{cd}$, для відображених залежностей спостерігається його нелінійне підвищення, підтверджене отриманими експериментальними результатами (див. п. 3.3).

Рис. 6.2 ілюструє вплив на $f_{sh,c}^k$ співвідношення розмірів шпонки l_k/h_k для елементів, виготовлених із важкого бетону класу С16/20. Більшість методик не пов'язує між собою зазначені параметри, однак у дослідях спостерігається суттєве зниження $f_{sh,c}^k$ при зрізі зі зменшенням співвідношення розмірів шпонки (див. п. 3.1), що і відображає запропонована теоретична залежність (5.25). Вибрані для аналізу методики відповідають наведеним у табл. 1.2.

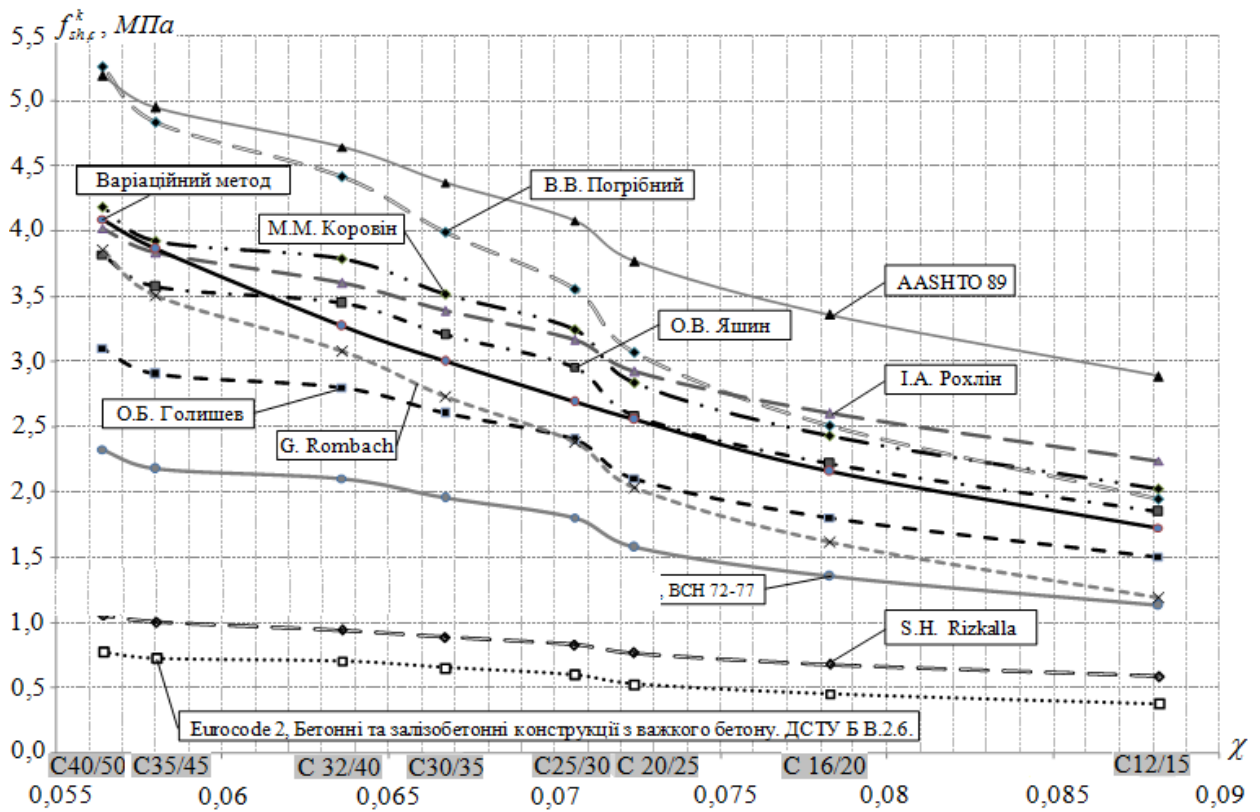


Рисунок 6.1 – Залежність $f_{sh,c}^k$ бетонної шпонки від класу бетону

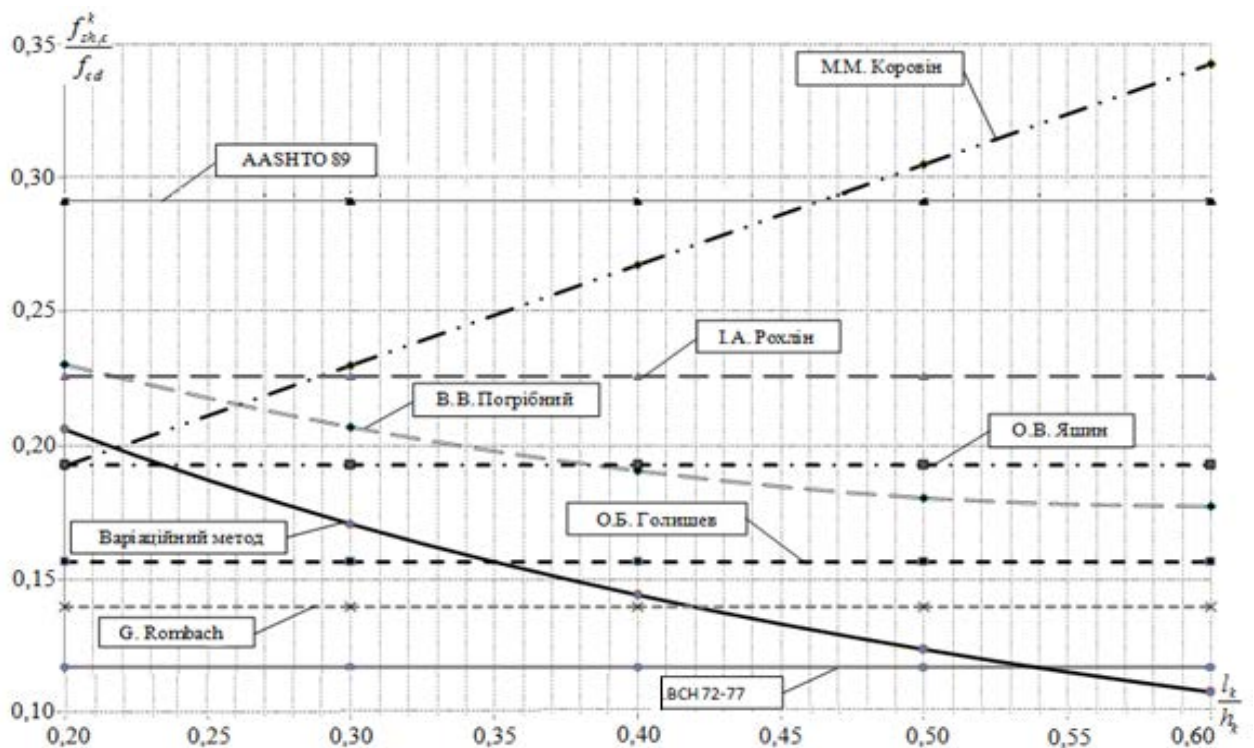


Рисунок 6.2 – Залежність $f_{sh,c}^k / f_{cd} - l_k / h_k$ згідно різних методик розрахунку

Великий розкид результатів на рис. 6.1 пояснюється розбіжностями у коефіцієнті внеску опору бетону розтягу, котрий варіюється у межах 0,5 – 2.

Збільшення $f_{sh,c}^k$ бетонної шпонки при зростанні параметра l_k/h_k , запропоноване в емпіричній залежності М.М. Коровіна і відображене на рис. 6.2 можна пояснити тим, що при бетонуванні шпонок відбувалося їх обтиснення, котре не враховане.

Рис. 6.3 ілюструє ступінь збіжності відносного теоретичного опору, отриманого за варіаційним методом при $\chi = 0,1$, з дослідним.

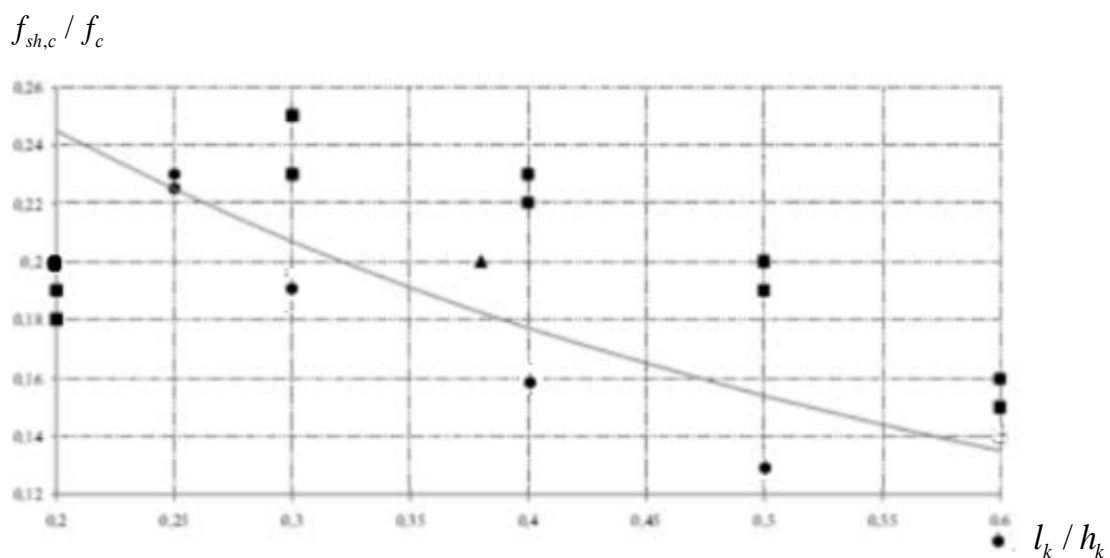
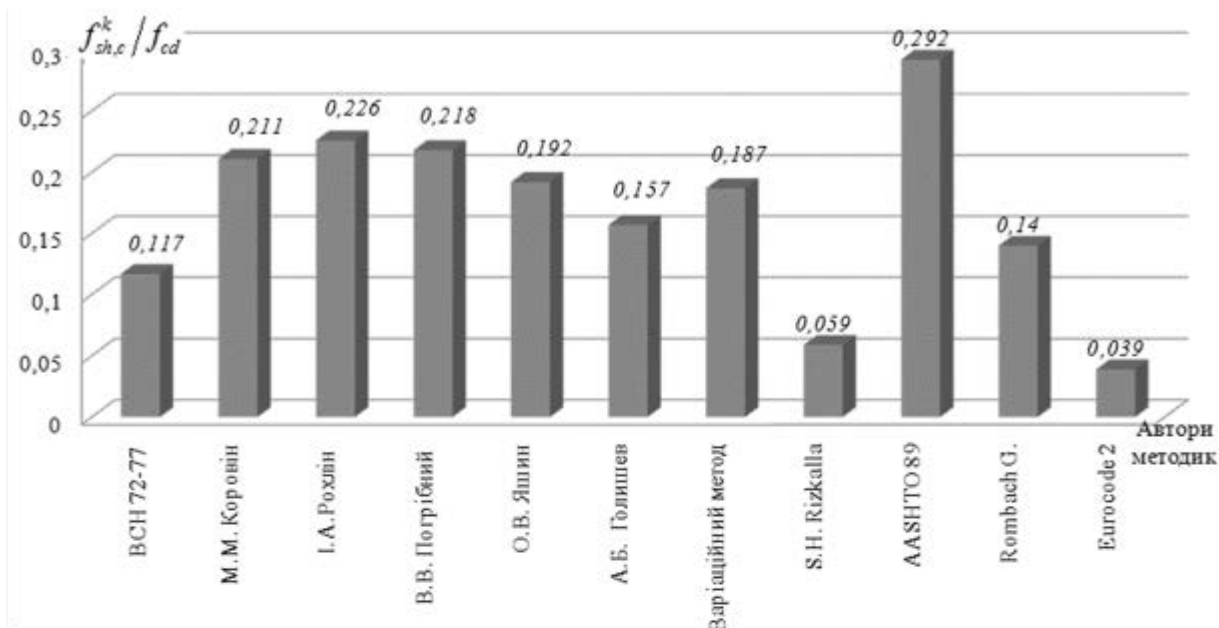


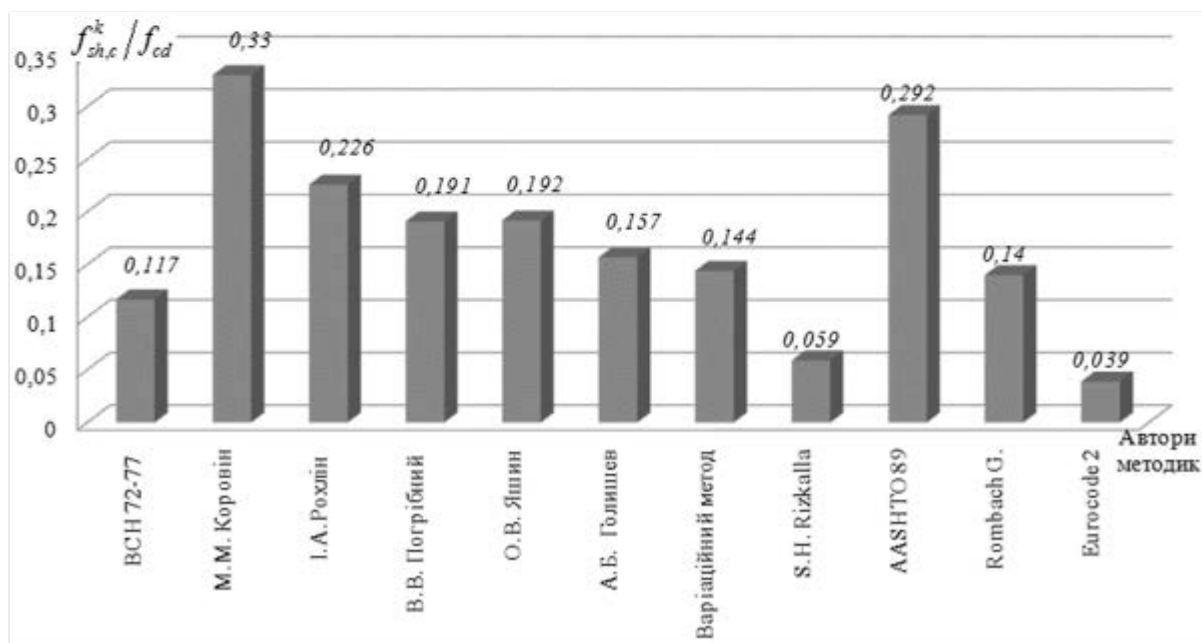
Рисунок 6.3 – Залежність відносного опору бетонної шпонки від l_k / h_k : експериментальні дані: ■, ● – отримані за участю автора; ▲ – [115]

Існуючі методики приводять до результатів, котрі суттєво відрізняються чисельно. На рис. 6.4 представлені діаграми відносного опору зрізу бетонних шпонок для $l_k/h_k = 0,25$ (рис. 6.4, а) і $l_k/h_k = 0,4$ (рис. 6.4, б).

В табл. 6.1 наведені результати порівняння теоретичного опору, отриманого за різними методиками, з дослідним для 23 зразків, випробуваних за участю автора, крім №18 [115], для яких використовувався важкий і керамзитобетон із зміною параметра $\chi = 0,05 - 0,12$ і відношення розмірів шпонок $l_k/h_k = 0,2 - 0,6$.



а



б

Рисунок 6.4 – Теоретичний відносний опір зрізу бетонної шпонки $f_{sh,c}^k / f_{cd}$, виготовленої із важкого бетону класу С16/20 при:

$$а - l_k/h_k = 0,25; б - l_k/h_k = 0,4$$

Найкращі статистичні показники отримані для запропонованої методики оцінювання опору на основі використання варіаційного методу у теорії пластичності (номери методик у табл. 6.1 відповідають їх номерам у табл. 1.2): середнє арифметичне відношення теоретичного опору до дослідного складає

$\bar{X} = 0,99$; середнє квадратичне відхилення $\sigma = 0,18$; коефіцієнт варіації $v = 18,26\%$.

Таблиця 6.1 – Порівняння значень теоретичного й дослідного опорів для бетонних прямокутних шпонок [364]

№ з/п	Шифр зразків	$\chi = \frac{f_{c,th}}{f_{c,d}}$	$\frac{l_k}{h_k}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	BM
				$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$	$\frac{f_{th,z}}{f_{d,z}}$
1	Ш-0,2-П-В	0,10	0,2	1,34	0,82	1,40	0,27	1,09	0,93	0,76	0,25	1,21	0,74	1,23	1,09	0,98	1,07
2	Ш-0,2-П-В	0,10	0,2	1,44	0,88	1,51	0,29	1,17	1,01	0,81	0,26	1,31	0,80	1,32	1,17	1,06	1,16
3	Ш-0,3-П-В	0,10	0,3	1,21	0,62	1,06	0,21	0,82	0,70	0,57	0,19	0,92	0,56	0,93	0,82	0,68	0,82
4	Ш-0,3-П-В	0,10	0,3	1,22	0,62	1,07	0,21	0,83	0,71	0,57	0,19	0,92	0,56	0,93	0,83	0,68	0,83
5	Ш-0,3-П-В	0,10	0,3	1,28	0,65	1,12	0,22	0,87	0,75	0,60	0,20	0,97	0,59	0,98	0,87	0,72	0,87
6	Ш-0,4-П-В	0,10	0,4	1,49	0,66	1,13	0,22	0,87	0,75	0,61	0,20	0,98	0,59	0,99	0,87	0,62	0,75
7	Ш-0,4-П-В	0,10	0,4	1,66	0,73	1,25	0,24	0,97	0,83	0,67	0,22	1,08	0,66	1,09	0,97	0,69	0,83
8	Ш-0,5-П-В	0,10	0,5	2,06	0,79	1,36	0,26	1,06	0,91	0,73	0,24	1,18	0,72	1,19	1,06	0,60	0,79
9	Ш-0,5-П-В	0,10	0,5	2,08	0,80	1,38	0,27	1,07	0,91	0,74	0,24	1,19	0,72	1,20	1,07	0,60	0,79
10	Ш-0,6-П-В	0,10	0,6	2,77	0,95	1,63	0,32	1,26	1,08	0,88	0,28	1,41	0,86	1,42	1,26	0,49	0,82
11	Ш-0,6-П-В	0,10	0,6	2,97	1,01	1,75	0,34	1,35	1,16	0,94	0,31	1,51	0,92	1,53	1,35	0,52	0,88
12	Ш-0,2-П-Л	0,08	0,2	0,68	0,30	0,52	0,10	0,40	0,37	0,30	0,11	0,52	0,35	0,53	0,40	0,47	1,04
13	Ш-0,3-П-Л	0,08	0,3	1,46	0,75	1,29	0,25	1,00	0,92	0,74	0,26	1,30	0,87	1,31	1,00	1,06	1,08
14	Ш-0,4-П-Л	0,08	0,4	1,80	0,79	1,36	0,26	1,05	0,97	0,79	0,28	1,37	0,92	1,39	1,05	0,97	0,97
15	Ш-0,5-П-Л	0,08	0,5	2,34	0,90	1,55	0,30	1,20	1,11	0,90	0,32	1,56	1,05	1,58	1,20	0,88	0,94
16	Ш-0,6-П-Л	0,08	0,6	3,34	1,14	1,96	0,38	1,52	1,40	1,13	0,40	1,98	1,33	2,00	1,52	0,76	1,04
17	Ш-0,6-П-Л	0,08	0,6	2,20	0,79	1,36	0,26	1,06	0,97	0,79	0,28	1,38	0,92	1,39	1,06	0,53	0,88
18	Ш-0,25-П-Л-1	0,12	0,25	1,84	1,02	1,75	0,34	1,36	1,38	1,11	0,36	1,78	0,80	1,81	1,36	1,48	1,29
19	Ш-0,25-П-Л-2	0,12	0,25	1,61	0,90	1,54	0,30	1,20	1,21	0,98	0,32	1,57	0,70	1,58	1,20	1,30	1,24
20	Ш-0,25-П-Л-1	0,06	0,25	1,77	0,99	1,71	0,33	1,32	1,62	1,31	0,42	2,10	1,44	2,11	1,32	1,32	1,32
21	Ш-0,25-П-Л-2	0,06	0,25	2,52	1,41	2,43	0,47	1,89	2,31	1,87	0,61	3,00	2,06	2,95	1,89	1,57	1,31
22	Ш-0,25-П-ВП-1	0,05	0,25	1,83	1,02	1,75	0,34	1,36	1,47	1,19	0,39	1,91	2,04	1,80	1,36	1,44	1,17
		\bar{X}		1,88	0,88	1,51	0,29	1,17	1,10	0,89	0,30	1,46	0,94	1,68	1,17	0,94	0,99
		σ_{rel}		0,62	0,20	0,44	0,07	0,36	0,42	0,34	0,11	0,54	0,43	0,59	0,34	0,43	0,18
		v		32,98	22,73	29,14	24,14	30,77	38,18	38,20	36,67	36,99	45,74	35,12	29,06	45,74	18,26

Задовільна збіжність отримана завдяки застосованій кінематичній схемі (рис. 5.3), котра відповідає характеру руйнування шпонки при зрізі (рис. 3.3 і рис. 3.5); врахуванні додаткових факторів впливу, зокрема: відношення розмірів шпонки l_k/h_k та міцності бетону при стискові f_c .

Точність розроблених методів розрахунку оцінювалася шляхом статистичного аналізу відхилень отриманих за ними результатів від експериментальних даних. При цьому порівнювалися середні, а не розрахункові значення опору, що дозволяє оцінити збіжність у середньому, але не гарантує достатнього рівня надійності. Тому надалі застосовано методику статистичного

аналізу збіжності методів розрахунку з даними експериментів, яка дозволяє комплексно оцінити як рівень надійності розрахункового методу, так і його ефективність, забезпечену мінімумом надлишкових запасів несучої здатності [365, 366].

Використано 23 зразки, результати випробування котрих наведені в табл. 6.1 та в [115], що моделюють роботу окремої бетонної прямокутної шпонки, і для яких відомі всі геометричні розміри та характеристики бетону, необхідні для визначення середніх і розрахункових значень опору.

Для порівняльного аналізу вибрано 6 методів розрахунку із табл. 1.2, для яких визначений опір з використанням середньої та розрахункової міцності бетону. Таким чином сформовані вибірки вихідних даних із умовних напружень зрізу шпонки: X_e – експериментальні значення; X_c , X_p – теоретичні середні значення опору (умовні напруження зрізу, обчислені за обраним методом розрахунку із урахуванням середньої та розрахункової міцності бетону відповідно).

За наявними даними для кожного дослідного зразка та кожного із розглянутих методів розрахунку підраховані відносні відхилення від експериментальних як середніх так і розрахункових теоретичних значень: Δ_c ; Δ_p . Було також сформовано вибірки цих відхилень. Позитивні відхилення свідчать про небажану ситуацію, в цьому випадку спостерігається завищення теоретичного опору елемента, отриманого розрахунковим методом, тоді як від'ємні відхилення вказують на наявність запасу надійності. Обробка отриманих вибірок проведена за перевіреною методикою [367] у середовищі Excel. Було виконано обчислення середнього значення, стандартного відхилення: M_{Δ_c} , S_{Δ_c} та побудовано гістограми розподілу даних. Щодо розрахункового методу, то математичне сподівання характеризує його систематичну похибку, а стандарт описує її випадкову складову.

Показник надійності розрахункового методу визначається як ймовірність

того, що відхилення розрахункових значень виявляться від'ємними:

$$P_p = \text{IMOB}\{\Delta_p < 0\}. \quad (6.1)$$

Імовірність визначається або за допомогою таблиць нормального розподілу [367], використовуючи відповідний аргумент: $t_c = M_{\Delta_c} / S_{\Delta_c}$, ($t_p = M_{\Delta_p} / S_{\Delta_p}$), або безпосередньо в Excel через функцію нормального розподілу.

Якщо метод розрахунку не має систематичної похибки, то середні відхилення будуть наближені до нуля ($\Delta_c \approx 0$) із забезпеченістю 0,5 ($P_c \approx 0,5$). Щодо розрахункових відхилень, то їх забезпеченість наближається до 1 ($P_p \rightarrow 1$). Це буде свідченням достатньої надійності обраного способу розрахунку.

Розрахунковий метод може вважатися точним і надійним, якщо він характеризується мінімальною систематичною похибкою, високим рівнем забезпеченості P_p та незначним запасом надійності, що визначається за середнім значенням розрахункових відхилень M_{Δ_p} .

Вибірки експериментальних X_e та теоретичних X_c і X_p значень опору для методу [158], а також обчислених відхилень Δ_c і Δ_p для 23 дослідних зразків наведені в табл. 6.2. На рис. 6.5. зображені гістограми розподілу відхилень Δ_c й Δ_p та апроксимуючі їх криві густини нормального розподілу:

$$f(\Delta) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\Delta - M_\Delta)^2}{2S_\Delta^2}}. \quad (6.2)$$

З рис. 6.5 видно, що крива нормального розподілу (6.2) в цілому відображає характер дослідної гістограми і може використовуватися для наближеного опису випадкових величин відхилень Δ_c і Δ_p .

Середнє значення середніх відхилень $M_{\Delta_c} = -0,255$ вказує на те, що даний метод розрахунку має систематичну похибку в запас $P_p = 1,00$ надійності, тобто занижує несучу здатність шпонок на 25,5%. Середнє значення розрахункових

відхилень становить $M_{\Delta p} = -0,641$, а їх забезпеченість можна вважати навіть дещо завищеною. Даний метод розрахунку забезпечує запас опору 64,1%, що свідчить про значні розходження теорії з результатами експерименту. Рівень забезпеченості $P_p = 1,00$ свідчить про те, що з 1000 зразків ні один не зруйнується.

Таблиця 6.2 Порівняння теоретичних згідно [158] та експериментальних значень опору бетонних шпонок

№	Експериментальні $f_{sh,c}^{test}$, МПа	Середні $f_{sh,c}^{calc}$, МПа	Розрахункові $f_{sh,c}^{calc}$, МПа	Відхилення середніх	Відхилення розрахункових
1	3,49	2,85	1,236	-0,184	-0,646
2	3,24	2,85	1,236	-0,120	-0,619
3	4,63	2,85	1,236	-0,385	-0,733
4	4,59	2,85	1,236	-0,379	-0,731
5	4,37	2,85	1,236	-0,348	-0,717
6	4,35	2,85	1,236	-0,344	-0,716
7	3,92	2,85	1,236	-0,273	-0,685
8	3,60	2,85	1,236	-0,208	-0,657
9	3,57	2,85	1,236	-0,201	-0,653
10	3,01	2,85	1,236	-0,054	-0,590
11	2,81	2,85	1,236	0,014	-0,560
12	4,51	2,7	1,3995	-0,401	-0,689
13	3,61	2,7	1,3995	-0,253	-0,613
14	3,41	2,7	1,3995	-0,209	-0,590
15	3,00	2,7	1,3995	-0,100	-0,534
16	2,37	2,7	1,3995	0,139	-0,409
17	3,41	2,7	1,3995	-0,208	-0,590
18	3,24	2,235	1,1355	-0,310	-0,650
19	2,65	1,785	0,795	-0,326	-0,700
20	2,51	1,785	0,795	-0,289	-0,683
21	4,11	2,265	1,4415	-0,449	-0,649
22	3,92	2,265	1,4415	-0,422	-0,632
23	9,01	3,975	2,814	-0,559	-0,688
<i>N</i> =				23	23
<i>M</i> =				-0,255	-0,641
<i>S</i> =				0,160	0,074
<i>Min</i>				-0,559	-0,733
<i>Max</i>				0,139	-0,409
Забезпеченість <i>P</i>				0,945	1,000

Середнє значення середніх відхилень $M_{\Delta_c} = -0,255$ вказує на те, що даний метод розрахунку має систематичну похибку в запас надійності, тобто занижує несучу здатність шпонок на 25,5%. Середнє значення розрахункових відхилень становить $M_{\Delta_p} = -0,641$, а їх забезпеченість $P_p = 1,00$ можна вважати навіть дещо завищеною. Даний метод розрахунку забезпечує запас опору 64,1%, що свідчить про значні розходження теорії з результатами експерименту. Рівень забезпеченості $P_p = 1,00$ свідчить про те, що з 1000 зразків ні один не зруйнується.

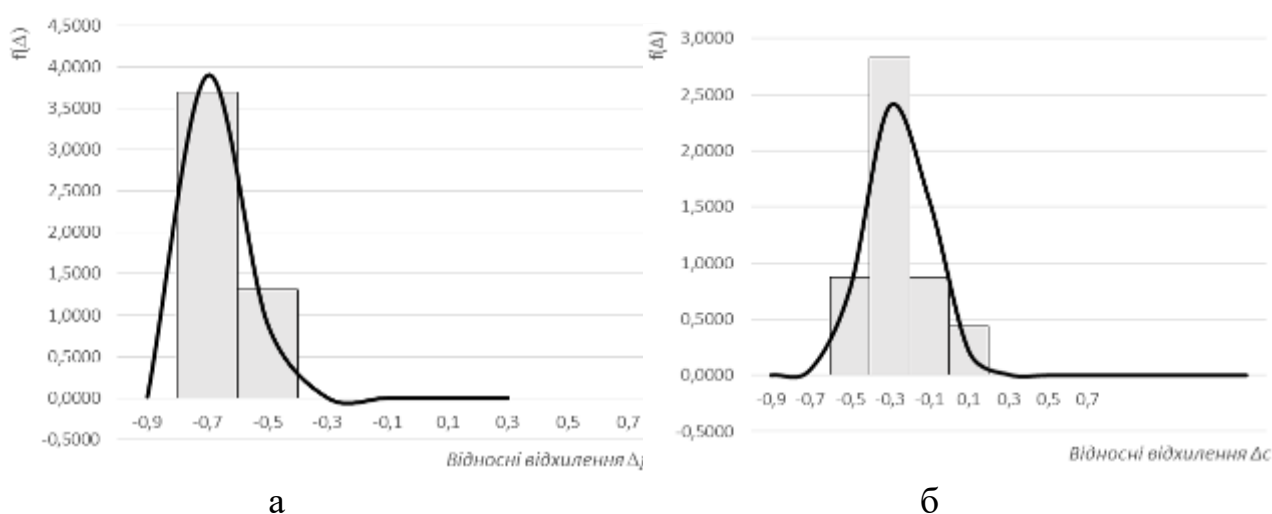


Рисунок 6.5 – Гістограми розподілу відносних відхилень теоретичних значень опору від результатів випробування зразків:

а – середніх Δ_c ; б – розрахункових Δ_p відхилень

Для порівняння різних методів розрахунку доцільно звести їх характеристики до одного критерію, маючи на увазі рівність інших властивостей. Для варіювання цих властивостей доцільно використати коефіцієнт надійності розрахункової моделі γ_{rd} , можливість врахування якого регламентована нормами [142, 157], при цьому теоретичний опір слід ділити на γ_{rd} .

Забезпечення достатнього рівня надійності розглядається у якості головного та першочергового завдання при проектуванні будівельних

конструкцій, отже коригування розрахункових методів визначення опору шпонок під заданий, однаковий рівень надійності безперечно є доцільним. При цьому кращим методом слід вважати той, який не дає надмірних запасів. Чим більші запаси, тим більше використання методу призводить до перевитрат будівельних матеріалів.

Коригування полягає в тому, щоб довести показник надійності (рівень забезпеченості) розрахункового методу до певної величини, в якості якої можна прийняти встановлену нормами [142, 157] мінімально допустиму забезпеченість розрахункової міцності матеріалів $P_p = 0,995$.

З використанням надбудови Excel «Пошук рішення» обчислюється таке значення γ_{rd} , котре забезпечить рівність $P_p = 0,995$. Результати розрахунків для розглянутого прикладу наведені в табл. 6.3, а гістограми розподілу відхилень Δ_c і Δ_p зображені на рис. 6.6.

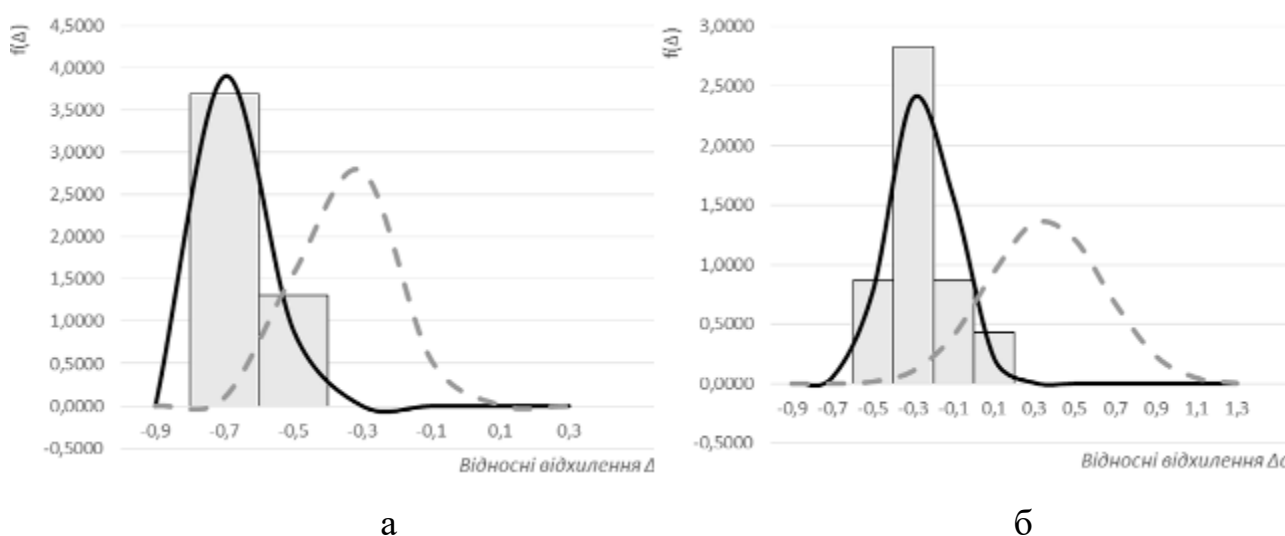


Рисунок 6.6 – Гістограми розподілу відносних відхилень теоретичних значень опору зрізу, скоригованих за рівнем надійності розрахунку:

а – розподіл середніх відхилень Δ_c ; б – розподіл розрахункових відхилень Δ_p

З табл. 6.3 видно, що при коефіцієнті надійності моделі $\gamma_{rd} = 0,551$ отримана забезпеченість результатів розрахунку $P_p = 0,995$. При цьому криві нормального розподілу скоригованих відхилень (зображені пунктиром на рис.

6.7) змістилися вправо, що вказує на забезпеченість заданої надійності методу.

Середній запас розрахункових значень опору у результаті коригування зменшився до $M_p = -0,347$ порівняно з початковим значенням $M_p = -0,641$.

Таблиця 6.3 – Відхилення теоретичних значень опору бетонних шпонок, скоригованих за рівнем надійності розрахункового методу, від експериментальних даних

№	Експериментальні $f_{sh,c}^{test}$, МПа	Скориговані середні $f_{sh,c2}^{calc}$, МПа	Скориговані розрахункові $f_{sh,c2}^{calc}$, МПа	Відхилення скоригованих середніх	Відхилення скоригованих розрахункових
1	3,49	5,176	2,245	0,482	-0,357
2	3,24	5,176	2,245	0,598	-0,307
3	4,63	5,176	2,245	0,118	-0,515
4	4,59	5,176	2,245	0,127	-0,511
5	4,37	5,176	2,245	0,184	-0,486
6	4,35	5,176	2,245	0,191	-0,484
7	3,92	5,176	2,245	0,320	-0,427
8	3,60	5,176	2,245	0,438	-0,376
9	3,57	5,176	2,245	0,451	-0,371
10	3,01	5,176	2,245	0,718	-0,255
11	2,81	5,176	2,245	0,841	-0,202
12	4,51	4,904	2,542	0,088	-0,436
13	3,61	4,904	2,542	0,357	-0,296
14	3,41	4,904	2,542	0,437	-0,255
15	3,00	4,904	2,542	0,635	-0,153
16	2,37	4,904	2,542	1,069	0,073
17	3,41	4,904	2,542	0,438	-0,255
18	3,24	4,059	2,062	0,253	-0,364
19	2,65	3,242	1,444	0,223	-0,455
20	2,51	3,242	1,444	0,292	-0,425
21	4,11	4,114	2,618	0,001	-0,363
22	3,92	4,114	2,618	0,049	-0,332
23	9,01	7,219	5,111	-0,199	-0,433
N =				23	23
M =				0,353	-0,347
S =				0,290	0,135
Min				-0,199	-0,515
Max				1,069	0,073
Забезпеченість				0,112	0,995

На основі аналізу вибраних методів розрахунку (аналогічно табл. 6.2 і табл. 6.3) сформована зведена табл. 6.4 з мінімальною кількістю параметрів,

які характеризують рівень надійності й імовірні похибки кожного із них із порівнянням середніх значень опору.

Таблиця 6.4 – Узагальнені параметри точності й надійності методів розрахунку бетонних шпонок

Види шпонок	Метод розрахунку	M_0	Δ_0	P_0	M_P	Δ_P	γ_{rd}
Бетонні	[158]	25,52	52,45	1,00	34,719	44,21	0,551
	[142, 157]	75,17	17,48	1,00	34,719	44,21	0,184
	[368]	0,69	69,93	1,00	34,719	44,21	0,734
	[78]	8,06	55,86	0,853	34,582	44,04	1,257
	[115]	25,58	45,22	0,993	34,582	44,04	1,018
	BM	7,46	38,25	1,00	33,976	43,26	0,732

В табл. 6.4 Δ_0 – довірчий інтервал (у відсотках), визначається як різниця між верхньою та нижньою довірчими межами; P_0 – початкова надійність при коефіцієнті моделі $\gamma_{rd} = 1$; M_P – середній запас при коригуванні за рівнем надійності (%), отриманий порівнянням розрахункових значень опору; Δ_P – довірчий інтервал (%) при коригуванні за рівнем надійності, підраховується як різниця між верхньою та нижньою довірчими межами. На першому етапі порівняльний аналіз здійснювався за трьома характеристиками: M_0 , P_0 , Δ_0 . Рис. 6.7 показує, що довірчий інтервал у більшості випадків пов'язаний із величиною середнього запасу розрахункового методу. Отже, враховуючи цю залежність, надалі аналізувалися лише середні запаси методів розрахунку.

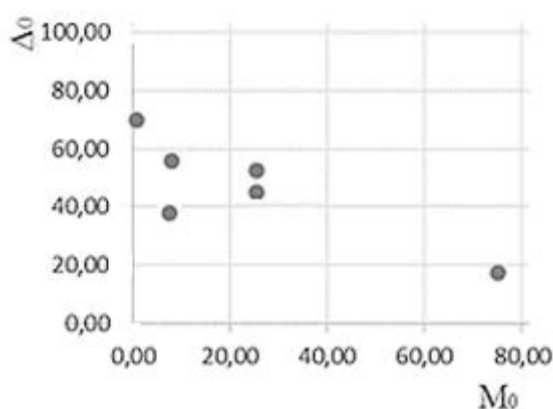


Рисунок 6.7 – Залежність між середнім запасом та довірчим інтервалом розрахункових методів

Рис. 6.8, а показує, що для бетонних шпонок метод [368] має запас 0,69%, що досить близько до нуля. В загальній оцінці за середнім запасом даний метод слід поставити на перше місце, далі йдуть варіаційний метод, методи [78, 115, 158]. На останньому місці – метод [142, 157], який дає найвищий середній запас +75,17 %.

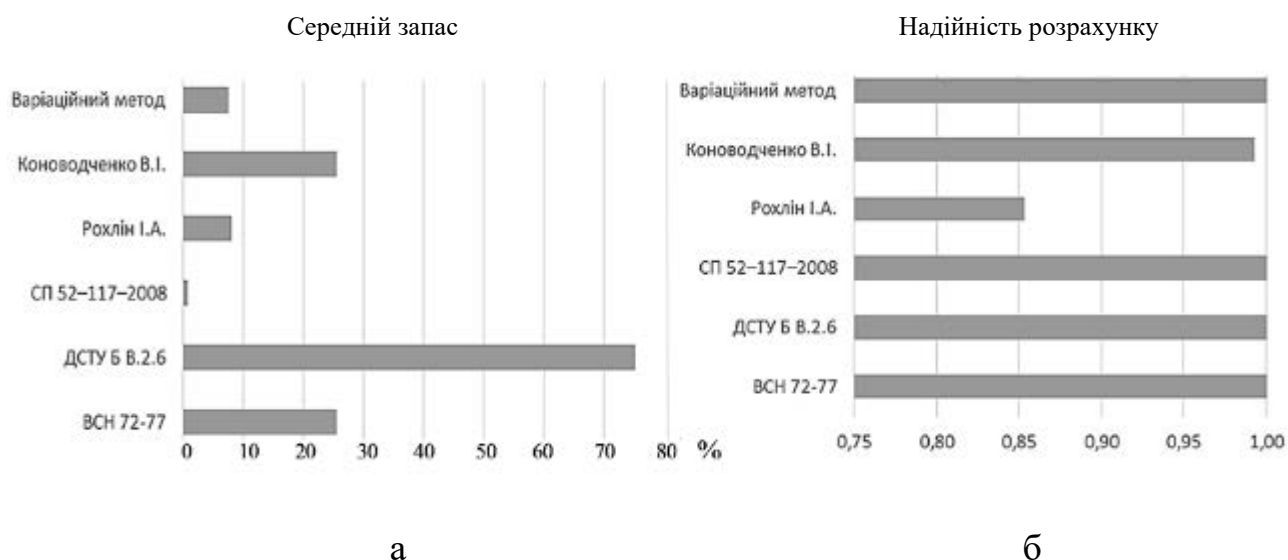


Рисунок 6.8 – Характеристики методів розрахунку бетонних шпонок:

а – середній запас; б – надійність розрахунку

З точки зору надійності, метод [78] на останньому місці, бо має найнижчу надійність 0,853. На першому місці – методи [158], [142, 157], [368] і варіаційний метод, з рівнем надійності, що дорівнює 1. Далі – метод [115], котрий забезпечує менший рівень надійності.

Всі розглянуті методи розрахунку мають більші чи менші похибки та не завжди забезпечують достатній рівень надійності. Вони скориговані шляхом введення коефіцієнта моделі γ_{rd} . Очевидно, що при коригуванні за заданим рівнем надійності менші запаси дасть той метод, який забезпечує менший розкид розрахованих за ним значень опору шпонок відносно експериментальних даних. Для порівняльного аналізу методів розрахунку, відкоригованих за заданим рівнем надійності, обрані такі параметри запасу із табл. 6.4 як M_p і Δ_p , однак, беручи до уваги тісний зв'язок довірчого

інтервалу Δ_p з середнім запасом M_p , можна аналізувати лише одну із зазначених характеристик, в якості якої обрано середній запас. З діаграми рис. 6.9 видно, що найнижчий середній запас при розрахунку бетонних шпонок має варіаційний метод – 33,98 %. Методи [78] та [115] мають однакову структуру, що відрізняється лише множником. У результаті введення коефіцієнтів моделі множники зрівнялися, що по суті звело вказані методи розрахунку до одного та вивело їх середні запаси на рівень 34,58%.

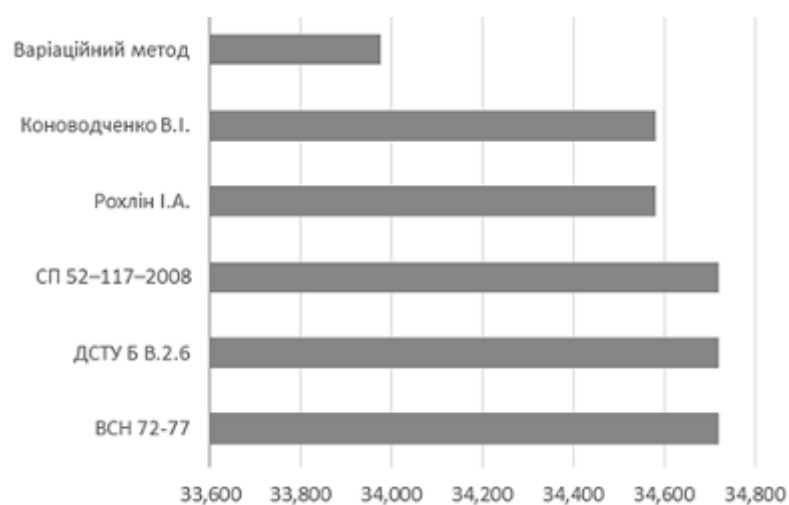


Рисунок 6.9 – Середній запас методів розрахунку бетонних шпонок при коригуванні за рівнем надійності

Дещо більші запаси дають методи [142, 157], [158] та [368], які аналогічно до попередніх методів, також характеризуються однаковим значенням середнього запасу, що дорівнює 34,72%.

Враховуючи отримані результати, варіаційний метод може бути рекомендований у якості розрахункового.

6.2 Опір обтиснутої та залізобетонної шпонок

На рис. 6.10 відображено залежність опору обтиснутої шпонки, виготовленої із бетону класу С16/20, при співвідношенні розмірів $l_k/h_k = 0,25$ від рівня обтиснення. Характер залежностей співпадає із наведеними на рис. 1.35. Більшість пропозицій передбачає лінійний зв'язок опору від рівня

обчислення, на відміну від запропонованої методики (тут залежність нелінійна, що підтверджено даними дослідів). Рис. 6.11 представляє ступінь впливу обчислення за умови, що опір бетонної шпонки при дії зрізуючих сил для всіх методик однаковий.

Результати порівняльного аналізу теоретичного й дослідного опорів для 29 зразків надані в табл. 6.5.

Таблиця 6.5 – Порівняння значень теоретичного та дослідного опору обчислених бетонних шпонок [369]

№ з/п	Шифр зразків	$\chi = \frac{f_{cal}}{f_{cd}}$	$\frac{l_k}{h_k}$	σ, MPa	$\frac{\sigma}{f_{cd}}$	1	2	3	4	5	6	7	8	BM
						$\frac{f_{calc}}{f_{sh,\sigma}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,\sigma}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,\sigma}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,\sigma}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,\sigma}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,\sigma}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,\sigma}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,\sigma}}$	
1	ШО-0,5-П-Л-0,23	0,10	0,5	5,38	0,23	0,54	1,00	1,06	0,88	1,25	0,86	1,48	1,07	1,01
2	ШО-0,5-П-Л-0,28	0,10	0,5	6,55	0,28	0,53	0,94	1,00	0,88	1,21	0,79	1,40	0,99	0,96
3	ШО-0,5-П-Л-0,32	0,10	0,5	7,49	0,32	0,54	0,94	1,00	0,91	1,22	0,77	1,40	0,97	0,88
4	ШО-0,6-П-Л-0,23	0,10	0,6	5,38	0,23	0,55	1,01	1,08	0,89	1,27	0,87	1,50	1,04	0,89
5	ШО-0,7-П-Л-0,23	0,10	0,7	5,38	0,23	0,57	1,06	1,13	0,94	1,33	0,91	1,57	1,06	0,86
6	ШО-0,8-П-Л-0,23	0,10	0,8	5,38	0,23	0,62	1,15	1,22	1,02	1,44	0,99	1,71	1,13	0,87
7	ШО-0,8-П-Л-0,34	0,10	0,8	7,96	0,34	0,69	1,17	1,25	1,15	1,54	0,95	1,75	1,08	0,82
8	ШО-0,8-П-Л-0,35	0,10	0,8	8,19	0,35	0,70	1,19	1,28	1,18	1,57	0,97	1,78	1,12	0,87
9	ШО-1,0-П-Л-0,32	0,10	1,0	7,49	0,32	0,74	1,27	1,36	1,23	1,66	1,04	1,90	1,13	0,85
10	ШО-1,0-П-Л-0,33	0,10	1,0	7,72	0,33	0,69	1,18	1,26	1,16	1,55	0,97	1,77	1,05	0,87
11	ШО-0,3-П-Л-0,04	0,10	0,3	1,01	0,04	0,28	0,73	0,79	0,39	0,78	0,78	1,09	1,14	0,95
12	ШО-0,4-П-Л-0,09	0,10	0,4	2,03	0,09	0,26	0,60	0,64	0,40	0,68	0,60	0,89	0,88	0,86
13	ШО-0,4-П-Л-0,14	0,10	0,4	3,04	0,14	0,29	0,59	0,64	0,45	0,70	0,56	0,88	0,87	0,83
14	ШО-0,5-П-Л-0,18	0,10	0,5	4,05	0,18	0,34	0,65	0,70	0,54	0,80	0,60	0,97	0,87	0,72
15	ШО-0,5-П-Л-0,32	0,10	0,5	7,09	0,32	0,42	0,72	0,77	0,70	0,94	0,60	1,07	0,89	0,74
16	ШО-0,6-П-Л-0,09	0,10	0,6	2,03	0,09	0,33	0,75	0,81	0,50	0,85	0,75	1,12	1,01	0,90
17	ШО-0,6-П-Л-0,18	0,10	0,6	4,05	0,18	0,32	0,62	0,67	0,51	0,76	0,57	0,93	0,79	0,74
18	ШО-0,6-П-Л-0,32	0,10	0,6	7,09	0,32	0,44	0,75	0,81	0,73	0,98	0,63	1,12	0,89	0,68
19	ШО-0,7-П-Л-0,21	0,10	0,7	4,76	0,21	0,53	0,99	1,06	0,86	1,24	0,88	1,47	1,20	0,84
20	ШО-0,7-П-Л-0,34	0,10	0,7	7,65	0,34	0,63	1,07	1,15	1,05	1,41	0,89	1,59	1,19	0,87
21	ШО-0,8-П-Л-0,42	0,10	0,8	9,55	0,42	0,79	1,30	1,40	1,35	1,75	1,04	1,93	1,34	0,86
22	ШО-0,8-П-Л-0,20	0,10	0,8	4,58	0,2	0,57	1,07	1,15	0,92	1,34	0,96	1,60	1,27	0,87
23	ШО-0,8-П-Л-0,28	0,10	0,8	6,18	0,28	0,66	1,17	1,26	1,10	1,51	1,01	1,75	1,33	0,85
24	ШО-0,9-П-Л-0,40	0,10	0,9	8,94	0,4	0,79	1,30	1,40	1,33	1,74	1,05	1,93	1,32	0,82
25	ШО-1,0-П-Л-0,29	0,10	1,0	6,47	0,29	0,75	1,31	1,41	1,24	1,70	1,12	1,95	1,42	0,85
26	ШО-0,9-П-Л-0,30	0,10	0,9	6,64	0,3	0,78	1,36	1,46	1,29	1,76	1,15	2,02	1,48	0,91
27	ШО-1,0-П-Л-0,35	0,10	1,0	7,79	0,35	0,79	1,35	1,45	1,33	1,78	1,11	2,00	1,40	0,90
28	ШО-1,0-П-Л-0,41	0,10	1,0	9,22	0,41	0,83	1,36	1,47	1,41	1,83	1,10	2,03	1,35	0,86
29	ШО-0,9-П-Л-0,47	0,10	0,9	10,6	0,47	0,83	1,34	1,44	1,42	1,82	1,06	1,99	1,28	0,90
					$\bar{\chi}$	0,58	1,03	1,11	0,96	1,32	0,88	1,54	1,03	0,92
					σ_{n-1}	0,18	0,25	0,27	0,32	0,37	0,18	0,38	0,21	0,09
					ν	30,9	24,3	24,5	33,1	27,8	20,5	24,4	20,4	9,8

Номери методик розрахунку в табл. 6.5 відповідають номерам у табл. 1.3. В експериментальних дослідженнях зразки були виготовлені із важкого та керамзитобетону, однак сталим був параметр $\chi = 0,1$, але відношення розмірів змінювалося в межах $l_k/h_k = 0,2 - 1$, а рівень обтиснення $\sigma/f_{cd} = 0,09 - 0,47$.

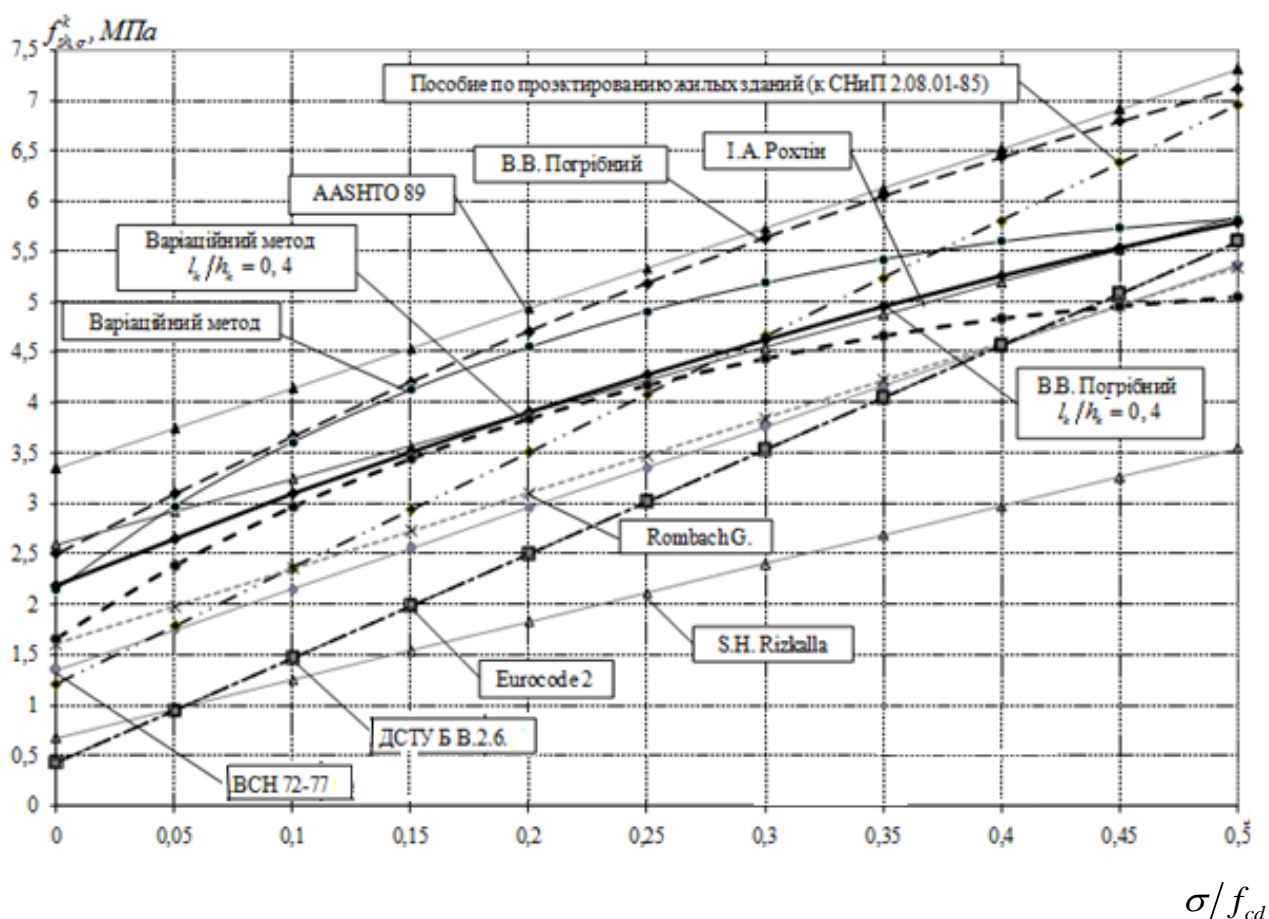


Рисунок 6.10 – Залежність $f_{sh,\sigma}^k$ обтиснутих бетонних шпонок від рівня обтиснення σ/f_{cd} [369]

Порівняння здійснювалося за середніми значеннями опорів. Отримані статистичні показники для запропонованої методики розрахунку наступні: $\bar{X} = 0,92$; $\sigma = 0,09$; $v = 9,8\%$, вони свідчать про задовільну близькість теорії із експериментом і підтверджують висновок про розширення зрізової форми руйнування до відношення розмірів шпонки $l_k/h_k = 1$ та можливість врахування обтиснення як зовнішнього впливу.

Узагальнені параметри точності та надійності методів розрахунку обтиснутих шпонкових з'єднань наведені в табл. 6.6 і рис. 6.12.

Аналіз діаграм на рис. 6.12 показує, що для обтиснутих шпонок метод [142, 157] має найнижчий середній запас +4,3 %, тому порівняно з іншими, він на першому місці. Далі йдуть варіаційний метод, методи [158] і [78]. На останньому місці – залежність [160] із значним від’ємним середнім запасом – 32,29 %, що не припустимо для розрахунків. За рівнем надійності на першому місці знаходяться методи [78] та варіаційний з найвищими рівнями надійності, що дорівнюють 1. Далі відповідно – методи [158] та [142, 157]. На останньому місці – [160] з найнижчим рівнем надійності 0,43.

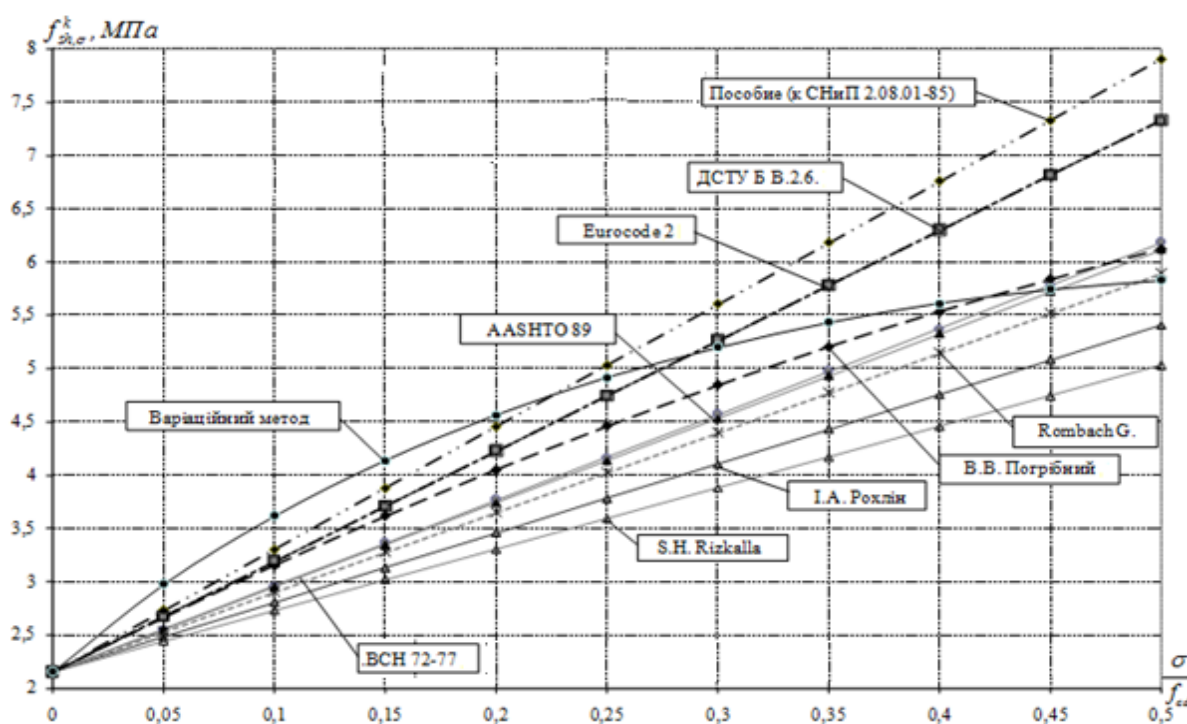


Рисунок 6.11 – Залежність $f_{sh,\sigma}^k$ обтиснутої бетонної шпонки від σ/f_{cd}

Таблиця 6.6 – Узагальнені параметри точності та надійності методів розрахунку обтиснутих бетонних шпонок

Види шпонок	Метод розрахунку	M_0	Δ_0	P_0	M_P	Δ_p	56,619
Бетонні обтиснуті	[158]	-10,74	90,557	0,759	44,464	56,619	1,478
	[142, 157]	4,303	105,796	0,668	48,752	62,08	1,681
	[160]	-32,29	122,698	0,428	46,443	59,139	1,988
	[78]	44,005	31,523	1,00	30,589	38,952	0,717
	ВМ	10,33	35,857	1,00	25,89	32,968	0,774

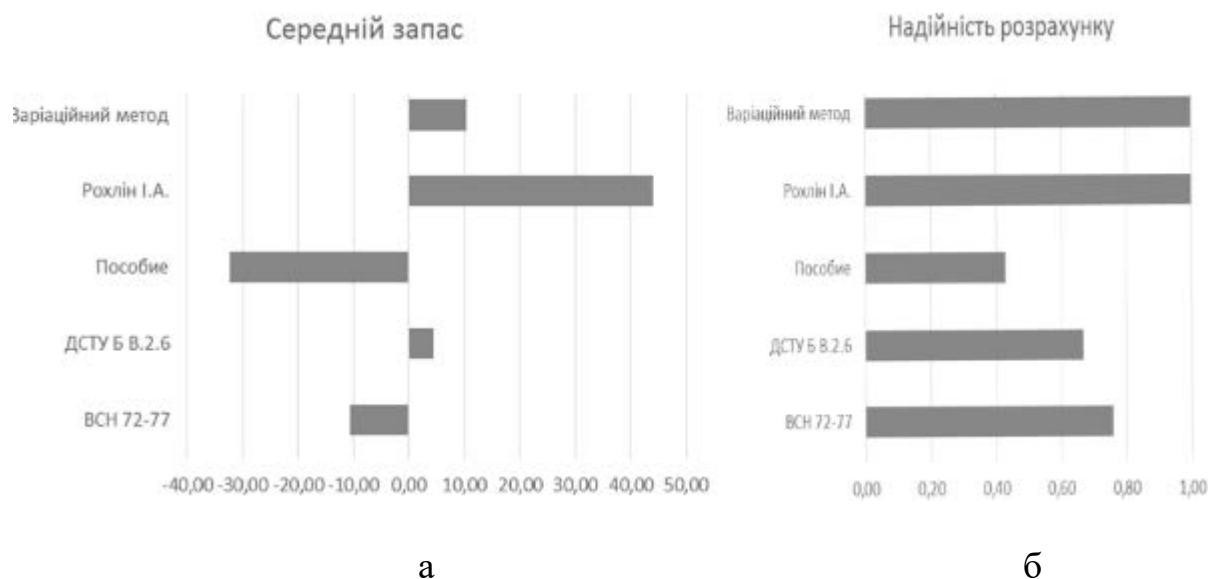


Рисунок 6.12 – Характеристики методів розрахунку обтиснутих бетонних шпонок:

а – середній запас; б – надійність розрахунку

Запаси розрахунку обтиснутих бетонних шпонок при використанні різних розрахункових методів відображені на діаграмі рис. 6.13.

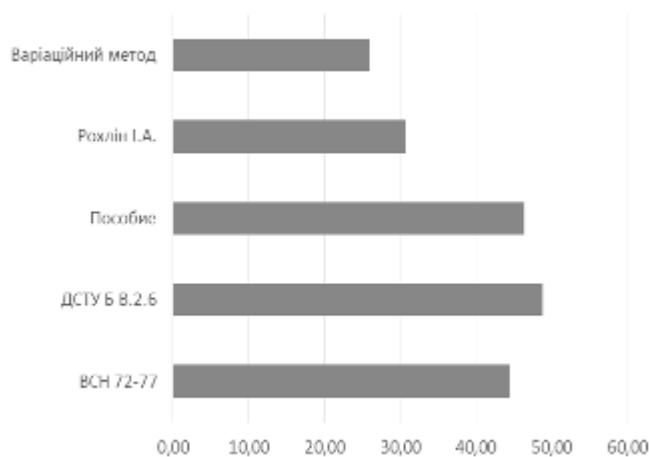


Рисунок 6.13 – Середній запас методів розрахунку обтиснутих бетонних шпонок при коригуванні за рівнем надійності

Тут видно, що на першому місці знаходиться варіаційний метод з найнижчим запасом 25,89%. За ним іде метод [78] із запасом в 30,59%. Найбільші запаси опору забезпечують методи [78], [160] та [142, 157].

Рис. 6.14 ілюструє врахування впливу армування авторами методик на опір залізобетонних шпонок.

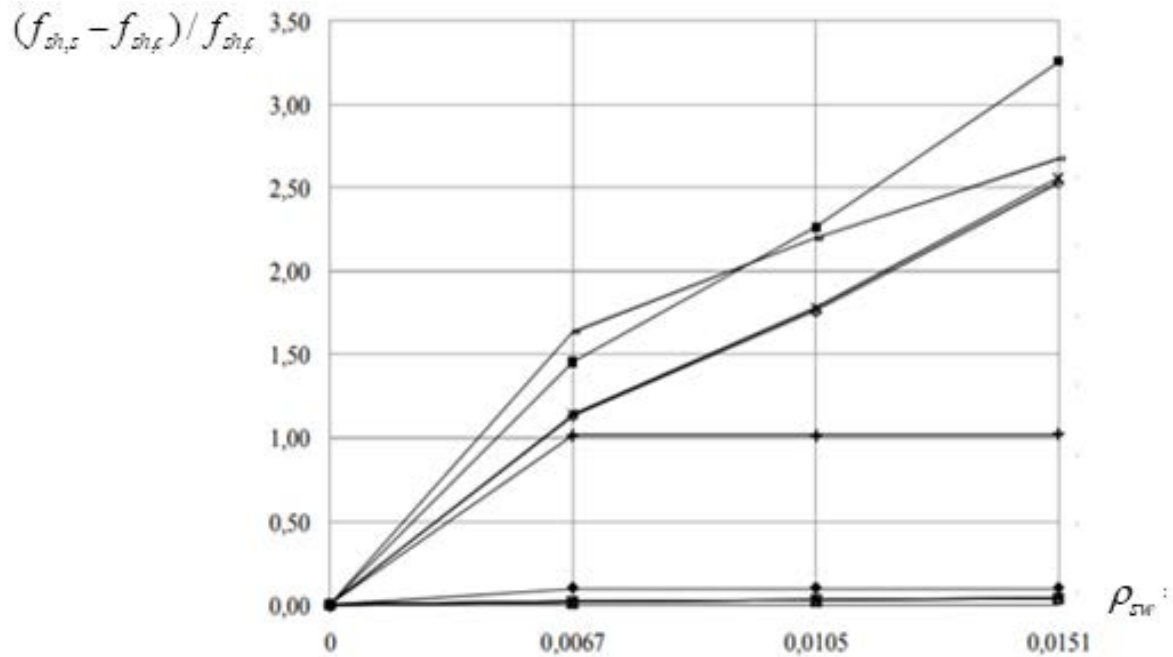


Рисунок 6.14 – Залежність опору залізобетонної шпонки від коефіцієнта армування згідно методик:

⊕ [158], ⊖ [160], ▲ [126], × [135], * [81], ⊕ [115], ■ [157], — –варіаційний метод, ⊕ [368], ⊕ [132]

Відносний теоретичний опір залізобетонної шпонки згідно різних методик для двох відношень її розмірів $l_k/h_k = 0,25$ і $l_k/h_k = 0,5$ представлений на діаграмі рис. 6.15.

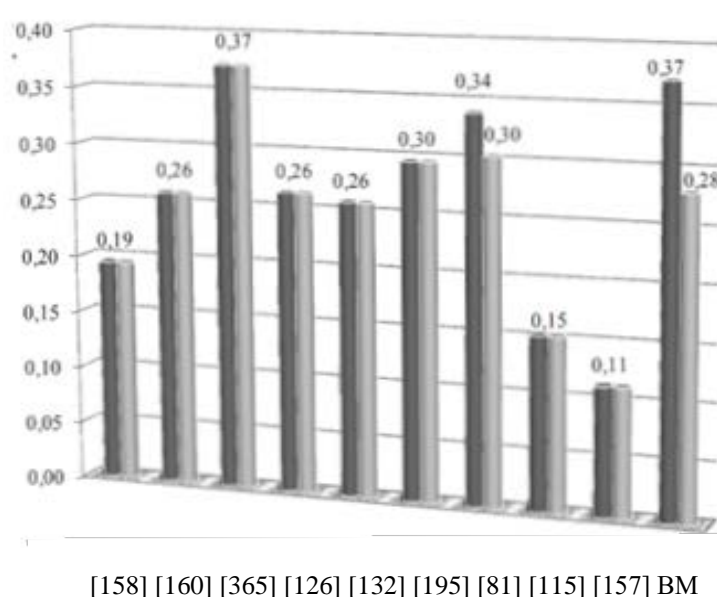


Рисунок 6.15 – Відносний теоретичний опір залізобетонних шпонок $f_{sh,s} / f_{cd}$ згідно різних методик

В таблиці 6.7 надані результати порівняння теоретично визначеного та дослідного опорів армованих шпонок прямокутного профілю.

Таблиця 6.7 – Порівняння значень теоретичного й дослідного опорів для залізобетонних шпонок [370]

№ з/п	Шифр зразків	$\chi = \frac{f_{cd}}{f_{td}}$	$\frac{l_x}{h_k}$	f_y , МПа	ρ_{sw} , %	1	2	3	4	5	6	7	8	ВМ
						$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$	$\frac{f_{calc}}{f_{sh,s}}$
1	ША-0,5-П-Л-0,67-1	0,09	0,5	240	0,67	0,54	0,63	0,70	0,63	0,50	0,62	0,62	0,49	0,82
2	ША-0,5-П-Л-0,68-1	0,09	0,5	240	0,68	0,47	0,55	0,61	0,55	0,43	0,53	0,54	0,43	0,71
3	ША-0,5-П-Л-0,67-1	0,08	0,5	240	0,67	0,47	0,60	0,65	0,60	0,45	0,56	0,61	0,48	0,78
4	ША-0,5-П-Л-0,66-1	0,08	0,5	240	0,66	0,49	0,63	0,69	0,63	0,47	0,60	0,65	0,51	0,84
5	ША-0,5-П-Л-0,66-1	0,09	0,5	240	0,66	0,45	0,53	0,59	0,53	0,42	0,52	0,53	0,41	0,70
6	ША-0,5-П-Л-0,67-1	0,09	0,5	240	0,67	0,51	0,60	0,66	0,60	0,47	0,58	0,59	0,47	0,78
7	ША-0,5-П-Л-0,65-1	0,08	0,5	240	0,65	0,41	0,52	0,57	0,52	0,39	0,50	0,53	0,41	0,69
8	ША-0,5-П-Л-0,69-1	0,08	0,5	240	0,69	0,48	0,61	0,67	0,61	0,45	0,57	0,62	0,50	0,80
9	ША-0,5-П-Л-0,66-1	0,09	0,5	240	0,66	0,42	0,50	0,55	0,50	0,39	0,49	0,49	0,38	0,65
10	ША-0,5-П-Л-0,69-1	0,09	0,5	240	0,69	0,45	0,53	0,59	0,53	0,41	0,51	0,51	0,42	0,68
11	ША-0,5-П-Л-0,66-1	0,08	0,5	240	0,66	0,38	0,49	0,53	0,49	0,37	0,47	0,50	0,39	0,65
12	ША-0,5-П-Л-0,67-1	0,08	0,5	240	0,67	0,44	0,55	0,61	0,55	0,42	0,53	0,57	0,45	0,73
13	ША-0,5-П-Ф-1,99-1	0,12	0,5	230	1,99	0,83	1,17	1,24	1,17	0,54	0,42	0,56	1,22	1,06
14	ША-0,5-П-Ф-1,81-1	0,12	0,5	210	1,81	0,71	0,95	1,01	0,95	0,49	0,40	0,51	0,94	0,92
15	ША-0,5-П-Ф-2,28-1	0,14	0,5	220	2,28	1,07	1,24	1,32	1,24	0,66	0,46	0,54	1,22	1,09
16	ША-0,5-П-Ф-2,89-1	0,14	0,5	236	2,89	1,05	1,30	1,38	1,30	0,57	0,35	0,47	1,39	0,99
17	1,а4 [115]	0,10	0,8	365	0,60	1,98	1,75	1,94	1,75	1,54	1,92	1,46	1,27	1,29
18	1,б2 [115]	0,10	0,8	340	0,60	1,73	1,52	1,69	1,52	1,37	1,71	1,28	1,08	1,13
19	1,г1 [115]	0,10	0,8	303	1,08	1,69	1,56	1,71	1,56	1,18	1,41	1,09	1,28	1,14
20	ША-0,3-П-Л-0,75-1	0,08	0,3	225	0,75	0,99	1,03	1,14	1,03	0,88	0,92	0,99	0,76	1,18
21	ША-0,25-П-Л-0,34-1	0,12	0,25	260	0,34	0,65	0,82	0,91	0,82	0,72	0,81	0,87	0,56	1,29
22	ША-0,25-П-Л-0,76-1	0,12	0,25	250	0,76	0,50	0,69	0,75	0,69	0,46	0,47	0,55	0,60	1,00
23	ША-0,25-П-Л-1,03-1	0,12	0,25	240	1,03	0,45	0,64	0,69	0,64	0,37	0,36	0,45	0,60	0,87
24	ША-0,25-П-Л-0,32-1	0,06	0,25	260	0,32	0,56	0,62	0,70	0,62	0,61	0,79	0,86	0,39	1,28
25	ША-0,25-П-Л-0,74-1	0,06	0,25	250	0,74	0,42	0,49	0,54	0,49	0,38	0,48	0,53	0,40	1,00
26	ША-0,25-П-Л-0,96-1	0,06	0,25	240	0,96	0,44	0,53	0,58	0,53	0,38	0,46	0,52	0,46	1,05
27	ША-0,25-П-Л-0,36-1	0,05	0,25	260	0,36	0,59	0,48	0,54	0,48	0,55	1,16	0,64	0,27	1,07
28	ША-0,25-П-Л-0,34-1	0,05	0,25	280	0,34	0,50	0,41	0,46	0,41	0,46	0,99	0,55	0,23	0,92
29	ША-0,25-П-Л-0,38-2	0,12	0,25	280	0,38	0,50	0,64	0,71	0,64	0,53	0,60	0,65	0,47	1,00
30	ША-0,25-П-Л-0,67-2	0,12	0,25	260	0,67	0,47	0,63	0,69	0,63	0,44	0,46	0,53	0,54	0,93
31	ША-0,25-П-Л-1,03-2	0,12	0,25	255	1,03	0,44	0,64	0,68	0,64	0,36	0,35	0,43	0,61	0,85
32	ША-0,25-П-Л-0,37-2	0,06	0,25	280	0,37	0,45	0,51	0,57	0,51	0,47	0,61	0,67	0,34	1,04
33	ША-0,25-П-Л-0,64-2	0,06	0,25	260	0,64	0,40	0,46	0,51	0,46	0,37	0,47	0,52	0,36	0,94
34	ША-0,25-П-Л-0,98-2	0,06	0,25	255	0,98	0,41	0,50	0,55	0,50	0,34	0,41	0,48	0,44	0,98
35	ША-0,25-П-В-0,39-2	0,05	0,25	260	0,39	0,54	0,44	0,50	0,44	0,49	1,04	0,58	0,25	0,98
36	ША-0,25-П-В-0,38-2	0,05	0,25	280	0,38	0,52	0,42	0,48	0,42	0,47	1,01	0,56	0,24	0,96
					χ	0,65	0,73	0,80	0,73	0,55	0,88	0,64	0,59	0,94
					σ_{n-1}	0,39	0,35	0,38	0,35	0,27	0,42	0,23	0,32	0,18
					V	59,9	47,6	47,9	47,6	49,0	47,7	35,5	54,7	19,2

Номера методик в табл. 6.7 відповідають їх номерам у табл. 1.4. Зразки виготовлені із важкого та керамзитобетону зі зміною параметра в межах $\chi = 0,05 - 0,14$, відношенням розмірів шпонок $l_k/h_k = 0,25 - 0,8$ і коефіцієнта армування $\rho_{sw} = 0,32 - 2,89\%$. Із 36 зразків за участю автора випробувані 33 (крім № 17, 18, 19 [115]).

Варіаційний метод показує стабільно високі статистичні показники: $\bar{X} = 0,94$; $\sigma = 0,18$; $v = 19,2\%$, що підтверджує достовірність запропонованої методології розрахунку, можливість урахування армування як горизонтального зовнішнього навантаження (без впливу нагельного ефекту).

Узагальнені параметри точності та надійності методів розрахунку залізобетонних шпонкових з'єднань наведені в табл. 6.8 і рис. 6.16.

Таблиця 6.8 – Узагальнені параметри точності та надійності методів розрахунку залізобетонних шпонок

Види шпонок	Метод розрахунку	M_0	Δ_0	P_0	Δ_p	γ_{rd}
Залізобетонні:	[158]	18,53	123,271	0,985	62,717	1,085
	[142, 157]	45,93	79,40	0,998	65,90	0,938
	[118]	0,793	151,893	0,935	62,356	1,254
	[126]	18,53	123,271	0,985	62,717	1,085
	[115]	31,781	89,086	0,957	64,471	1,205
	ВМ	3,109	99,406	0,955	54,608	1,173

Аналіз рис. 6.16 засвідчує, що для залізобетонних шпонок на першому місці з найнижчим середнім запасом $+0,79\%$ знаходиться метод [158]. Далі йде варіаційний метод, методи [158], [126]; [115], [142, 157] дають найвищий середній запас опору $+45,93\%$. Запаси розрахункових методів при розрахунку залізобетонних шпонок відображені на діаграмі з рис. 6.17.

Проаналізувавши діаграму запасів розрахунку залізобетонних шпонок, можна зробити висновок, що найменше значення запасу $42,88\%$ дає

варіаційний метод. За ним з помітним відривом слідують методи [78], [158] та [126] (останні два мають однаковий середній запас 49,25%). На останньому місці за ефективністю – метод [115] з величиною запасу 50, 63%.

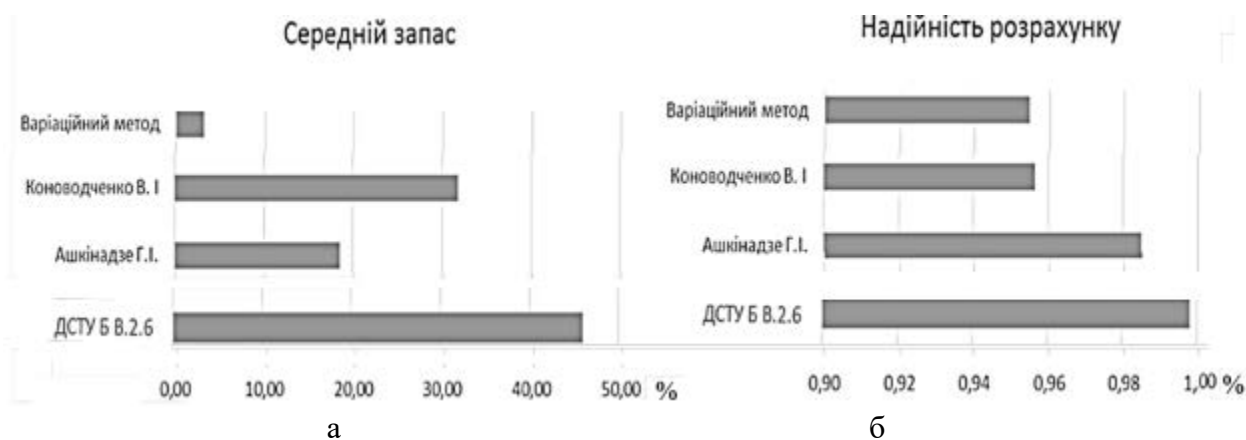


Рисунок 6.16 – Характеристики методів розрахунку залізобетонних шпонок:

а – середній запас; б – надійність розрахунку

Результати виконаного порівняльного аналізу розрахункових методів зведені в табл. 6.9, де для всіх видів шпонок можливі розрахункові методи, скориговані за заданою надійністю розрахунку, відсортовані за величиною запасів розрахунку, що характеризує їх економічну ефективність.

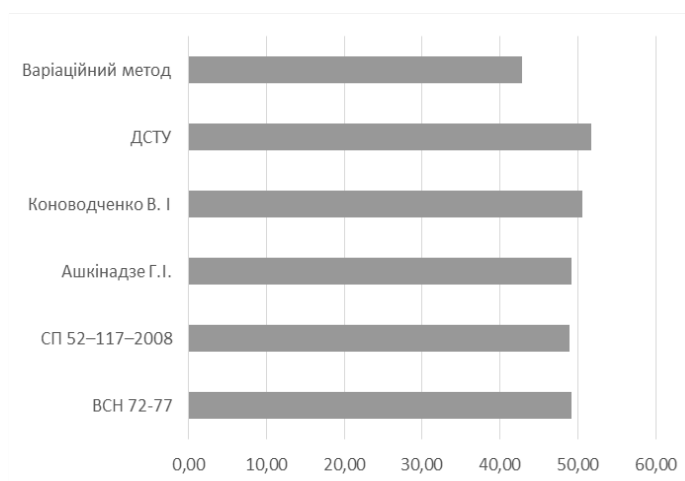


Рисунок 6.17 – Середній запас методів розрахунку залізобетонних шпонок при коригуванні за рівнем надійності

Коригування здійснювалося за допомогою коефіцієнта моделі, який для бетонних шпонок коливався від 0,18 до 1,26, для обтиснутих бетонних – від

0,72 до 1,99, для залізобетонних – від 1,08 до 1,25. Якщо цей коефіцієнт сильно відмінний від 1, то це означає, що метод неточний.

За отриманими результатами виконаного аналізу можна зробити висновок, що для розрахунку бетонних, залізобетонних, обтиснутих, залізобетонних обтиснутих шпонок кращим є варіаційний метод. До речі, він єдиний (крім ДСТУ Б В.2.6.) дає можливість враховувати одночасно обтиснення й армування при розрахунках.

Таблиця 6.9 – Порівняння видів шпонок за середнім запасом, коригованим за рівнем надійності

Методи	Бетонні	Бетонні обтиснуті	Залізобетонні	Залізобетонні обтиснуті
[158]	3	3	3	-
[157]	3	5	5	2
[371]	3	-	2	-
[57]	2	2	-	-
[115]	2	-	4	-
ВМ	1	1	1	1
[160]	-	4	-	-
[126]	-	-	3	-

На рис. 6.18 наведені результати порівняння теоретичного опору шпонок із дослідним при врахуванні профілю стику (прямокутний, трапецієподібний, трикутний). Рис. 6.18 наочно засвідчує задовільну збіжність отриманих результатів із експериментом (максимальна збіжність відповідає розташуванню дослідних точок на бісектрисі координатного поля).

Для 60 зразків загалом отримано: $\bar{X} = 1,04$; $\sigma = 0,128$; $v = 12,3\%$; для бетонних трапецієподібних і трикутних шпонок при $l_k/h_k = 0,21 - 0,5$, кути нахилу опорної поверхні $\psi = (18, 4 - 45)^\circ$ і міцності бетону на стиск $f_c = (6,4 - 55,1)$ МПа статистичні показники наступні: $\bar{X} = 1,05$; $\sigma = 0,08$; $v = 7,43\%$; для армованих трикутних і трапецієподібних шпонок при $l_k/h_k = 0,21 - 0,8$, $\psi = (7, 1 - 45)^\circ$, $f_c = (13,1 - 96,8)$ МПа, $\rho_{sw} = 0,67 - 2,3$: $\bar{X} = 1,02$; $\sigma = 0,24$; $v = 23,5\%$.

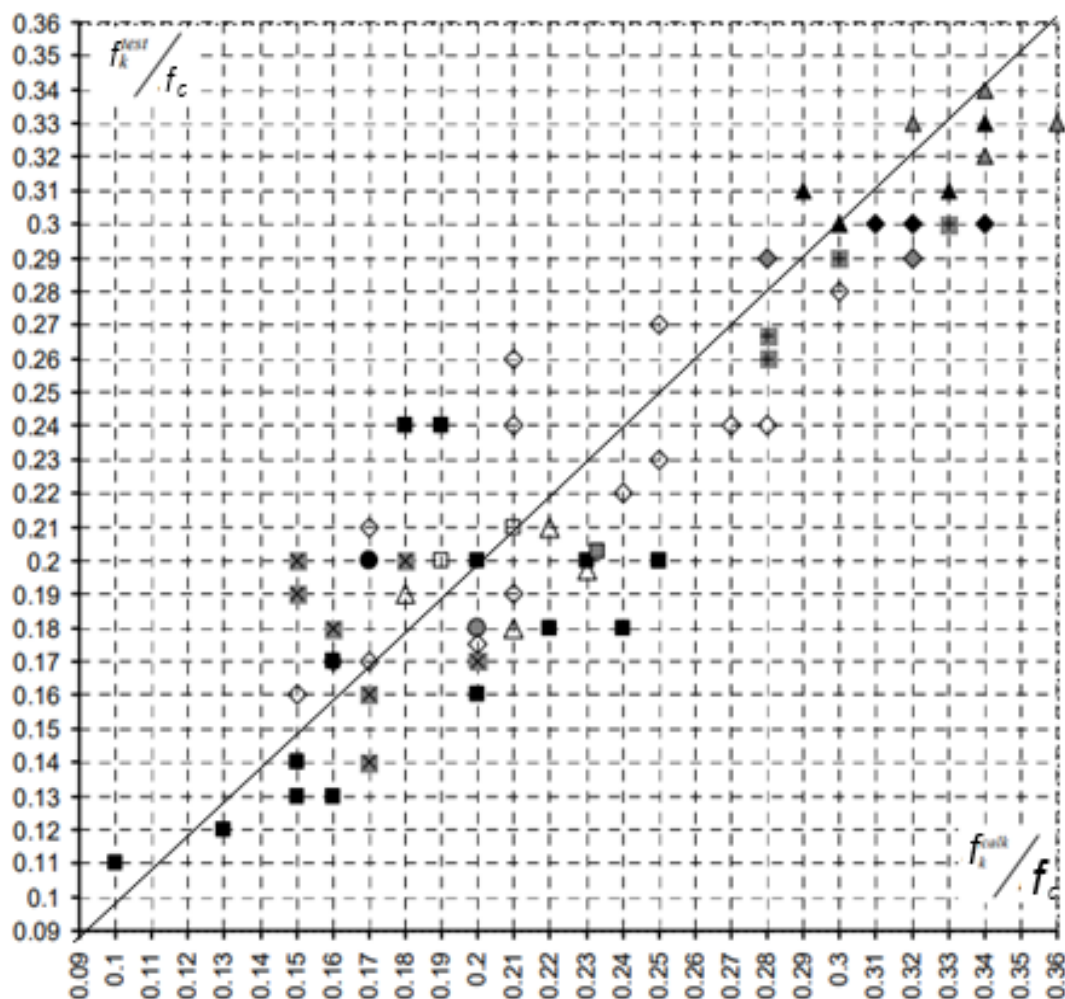


Рисунок 6.18 – Порівняння теоретичного й дослідного відносного опору шпонок, випробуваних:

- – прямокутних бетонних за участю автора; • [86], ■ [114] – трапецеєподібних бетонних;
- △ [123] – трикутних бетонних; ■ [86], □ [126], ■ [144], ■ – прямокутних залізобетонних за участю автора; • [114], ■ [125], ◇ [86], ▲ – залізобетонних трапецеєподібних за участю автора;
- – трикутних залізобетонних за участю автора

На наступному етапі виконано порівняння теоретичних опорів трапецеєподібних обтиснутих бетонних шпонок, отриманих варіаційним методом у теорії пластичності бетону, з результатами моделювання стиків МСЕ у програмному комплексі **ABAQUS** [175], а також експериментальними даними [145].

В [175] для моделювання бетону була обрана модель CDP (concrete damage plasticity), котра передбачає непружну поведінку бетону при стисканні

та нарощування жорсткості при розтягуванні, включаючи характеристики пошкодження як при розтягуванні, так і при стисканні; може використовуватися як при статичному, так і циклічному навантаженні.

Прийняті такі параметри моделі: кут дилатації, ексцентриситет потенціалу потоку та параметр в'язкості дорівнювали 36, 0,1 та 0 відповідно; відношення міцності при двовісному стисканні до міцності в одновісному напруженому стані $f_{b0}=f_{c0} \leq 1:16$; параметр форми поверхні текучості $K_c \leq 0,666$.

Діаграма деформування бетону при стисковій описана дробово-раціональною функцією згідно Єврокоду 2 [142]. Міцність бетону при розтязі приймалася як 10% від його міцності на стиск ($\chi=f_{ct}/f_c=0,1$). Моделлю враховується зміцнення бетону при розтязі, коли він може сприймати напруження навіть після утворення тріщин, хоча міцність на розтяг поступово зменшується зі збільшенням деформації розтягу. В дослідженні припускалося, що тріщиноутворення відбувається в точці, де максимальна загальна головна деформація перевищує значення деформації $\varepsilon_0=10\varepsilon_{cr}$. За такої деформації бетонний елемент повністю втрачає свій опір розтягу. Для моделювання відносного руху двох поверхонь при механічному контакті була використана процедура аналізу малого ковзання. Зазвичай, в парі контакту вузол-поверхня контактна поверхня, пов'язана із опорною частиною, приймалася як основна, а поверхня контакту, пов'язана з верхньою навантажувальною частиною, як підпорядкована. Коефіцієнт тертя для контактних бетонних поверхонь у шпонкових з'єднаннях отриманий із експериментальних досліджень [145], і дорівнював 0,72. При аналізі нижня поверхня зразка шпонкового з'єднання, яка контактувала з опорою, була обмежена за всіма ступенями свободи поступального руху. З іншого боку, у всіх експериментах навантаження, контрольоване переміщенням, прикладалося до верхньої частини з'єднання. Чисельно це моделювалося шляхом створення граничної умови, за якої верхня частина рухається вертикально вниз із заданою швидкістю переміщення. Для зразків обтиснення моделювалося шляхом застосування постійного

рівномірного тиску з обох сторін моделі. Значення рівня обтиснення $\sigma/f_c = H/b_k l k_f c$ змінювалися в межах 0,04 – 0,239.

Для зразків, випробуваних [145], загальні розміри шпонкових з'єднань наведені на рис. 6.19, а. В області зі шпонкою при моделюванні використовувалася сітка з номінальним розміром елемента приблизно 5 мм, порівняно з сіткою з номінальним розміром елемента приблизно 15 мм, яка використовувалася для решти моделі (рис. 6.19, б), застосовувалися чотирьохвузлові білінійні чотирикутні плоско напружені елементи (CPS4), товщиною 250 мм. Загалом було використано 2255 елементів. У чисельному аналізі застосовувався алгоритм повного інтегрування.

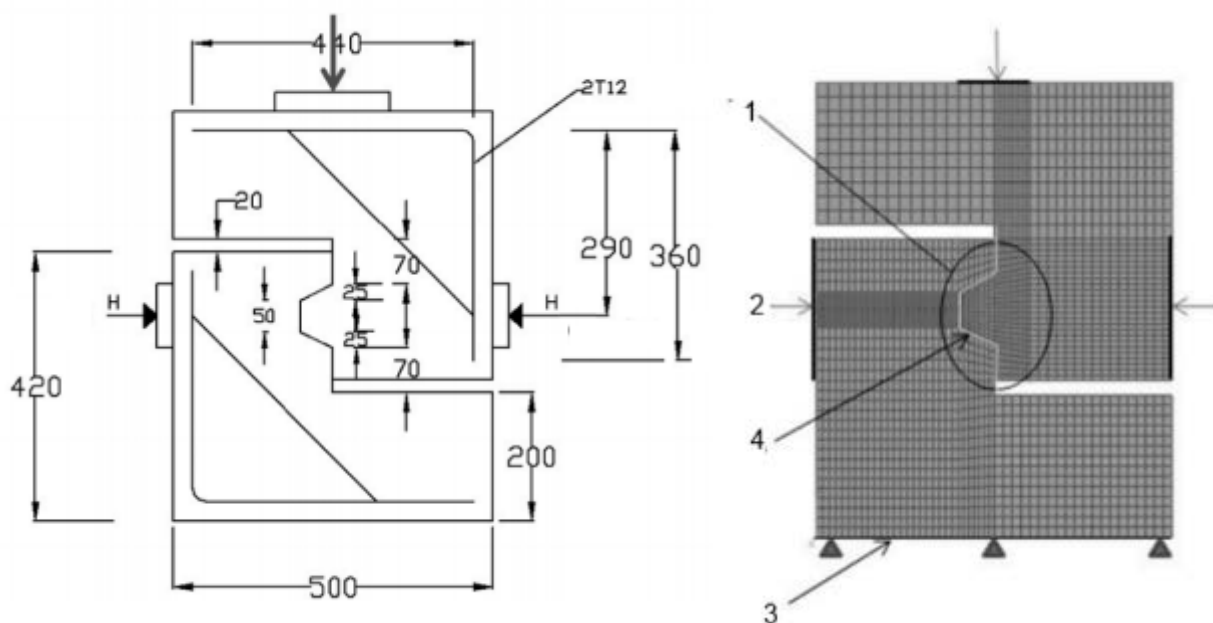


Рисунок 6.19 – Загальний вигляд дослідного зразка [145] (а) та його скінченноелементна модель [175] (б) :

1 – мілкий розмір сітки; 2 – горизонтальне обтиснення; 3 – граничні умови; 4 – інтерфейс шпонкового профілю

В табл. 6.10 представлені значення граничних навантажень при зсуві для дев'яти одношпонкових бетонних з'єднань з трапецієподібним профілем, отримані МСЕ, варіаційним методом і відповідні експериментальні величини, наведені в [145].

Таблиця 6.10 – Значення опору одношпонкового бетонного обтиснутого шпонкового з'єднання при зрізі

N	Назва дослідного зразка	f_c , МПа	l_k/h_k	σ/f_c	$V_u^{calc, MCE}$, кН	$V_u^{calc, BM}$, кН (при $\chi=0,1$)	$V_u^{calc, BM}$, кН (при χ за [142])	V_u^{test} , кН
1	M1-D-K1-1	38,7	0,5	0,052	180,8	207,38	196,57	193
2	M1-D-K1-2	50,0	0,5	0,04	219,1	253,11	228,56	211
3	M2-D-K1-1	56,2	0,5	0,071	294	327,31	298,63	335
4	M2-D-K1-2	59,6	0,5	0,067	314	341,48	308,30	337
5	M3-D-K1-1	80,1	0,5	0,075	429	473,32	396,65	448
6	M3-D-K1-2	48,8	0,5	0,123	324	337,25	320,58	360
7	M4-D-K1-1	37,1	0,5	0,216	312	312,26	307,44	354
8	M4-D-K1-2	36,7	0,5	0,218	309	310,11	305,49	392
9	M4.5-D-K1	37,7	0,5	0,239	332	328,68	324,02	375

В табл. 6.11 надані статистичні показники, отримані за результатами порівняння опорів в табл. 6.10.

Таблиця 6.11 – Статистичні показники, отримані за результатами порівняння опорів в табл. 6.10.

$V_u^{calc, BM}/V_u^{test}$ (при $\chi=0,1$)	$V_u^{calc, BM}/V_u^{test}$ (при χ за [142])	$V_u^{calc, MCE}/V_u^{test}$ (при $\chi=0,1$)	$V_u^{calc, BM}/V_u^{calc, MCE}$ (при $\chi=0,1$)
$\bar{X}=0,978$; $v=11,86\%$	$\bar{X}=0,91$; $v=9,23\%$	$\bar{X}=0,912$; $v=7,01\%$	$\bar{X}=1,071$; $v=5,7\%$

Прогнозований граничний опір на зсув для з'єднань добре узгоджується з відповідними експериментальними результатами. Середнє відхилення для МСЕ становить приблизно 9%, а для варіаційного метода за умови $\chi=0,1$ взагалі близько 2%. Треба зауважити, що в описах експериментів не надається інформація про значення міцності бетону при розтязі, і при моделюванні прийнято $\chi=0,1$, що на нашу думку не відповідає реаліям, т.я. при виготовленні зразків використовувався і бетон із $f_c=80,1$ МПа, тому для визначення опору

варіаційним методом міцність при розтязі визначалася і за Єврокод 2 [142], в цьому випадку теоретичний опір менше дослідного до 9%. Якщо порівнювати теоретичний опір, отриманий варіаційним методом, з результатами моделювання, маємо задовільну збіжність. Виконаний порівняльний аналіз засвідчує зростання опору з'єднання на зсув зі збільшенням обтиснення. Також вища міцність бетону призводила до вищого опору з'єднання на зсув.

За результатами моделювання утворення першої тріщини в дослідних зразках відбувалося в нижньому куті шпонки та поширювалося вбік і вгору приблизно під кутом 45° ; потім ця тріщина переставала зростати. Згодом з'являлася нова тріщина, котра зароджувалася в нижній частині шпонки та поширювалося вертикально вгору вздовж площини передачі навантаження. Саме ця тріщина спричиняла руйнування шпонки від зсуву. Порівняння еволюції тріщин, отримане за допомогою чисельного аналізу, з даними експерименту (рис. 6.20), засвідчує їх схожість, що додатково вказує на надійність мікроскопічної моделі скінченних елементів. Кінематичний механізм руйнування шпонки, котрий прийнятий при розрахунках опору елемента варіаційним методом, відповідає скінченноелементній моделі.

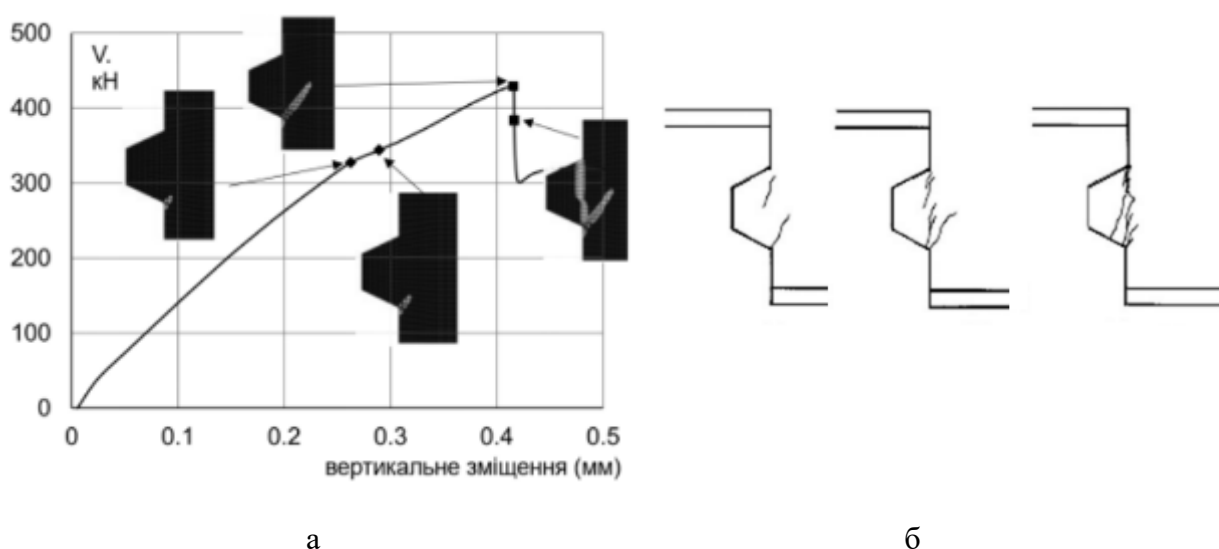


Рисунок 6.20 – Еволюція утворення тріщин за результатами моделювання (а) й експерименту (б)

Потім було виконане порівняння параметричного дослідження рівня обтиснення на руйнування стиків при зрізі при моделюванні та застосування варіаційного методу. Результати дослідження надані в табл. 6.12.

Таблиця 6.12 – Результати параметричного дослідження рівня обтиснення на руйнування стиків при зрізі

N	f_c , МПа	l_k/h_k	σ/f_c	$V_u^{calc, MCE}$, кН	$V_u^{calc, BM}$, кН	$V_u^{calc, BM}/V_u^{calc, MCE}$
1	56,2	0,5	0,0356	250	278,03	1,11
2			0,0712	300	327,31	1,09
3			0,107	350	370,50	1,04
4			0,142	400	408,5	1,02
5			0,178	415	441,99	1,06
6			0,196	440	467,99	1,06
7			0,214	450	471,42	1,05

Загальні статистичні показники: $\bar{X} = 1,062$; $v = 2,6\%$ засвідчують близькість результатів, отриманих із використанням запропонованої методології розрахунку та моделювання методом скінченних елементів.

6.3 Опір шва в межах висоти шпонки

Графіки зміни опору неармованого шва із бетону класу C16/20 в межах однієї шпонки з розмірами $l_k = 50$ мм, $b_k = 200$ мм, $h_k = 100$ мм від відношення ширини шва до висоти шпонки представлено на рис. 6.21.

Порівняння теоретичного опору із дослідним виконано для 15 бетонних стиків, виготовлених із важкого і легкого бетону при зміні визначальних параметрів у межах: $\chi = 0,09 - 0,13$; $l_k/h_k = 0,07$ і $l_k/h_k = 0,125$; $t_j = 90, 200$ мм та відображено в табл. 6.13.

Номери методик у табл. відповідають перерахованим нижче:

$$1 [116] - V_{sh,c}^j = b_k u_k \sqrt{f_{ctd} \left(f_{ctd} + \frac{f_{cd} t_j l_k}{h_k (u_k + h_k)} \right)}, \quad (6.3)$$

де u_k – крок шпонок за довжиною стику;

Таблиця 6.13 – Порівняння теоретичного та дослідного опору зрізу шва

№ з/п	Шифр зразків	$\chi = \frac{f_{cd}}{f_{cd}}$	$\frac{l_k}{h_k}$	t_j , мм	1	2	3	ВМ
					$\frac{f_{sh,c}^{j,calc}}{f_{sh,c}^{j,test}}$	$\frac{f_{sh,c}^{j,calc}}{f_{sh,c}^{j,test}}$	$\frac{f_{sh,c}^{j,calc}}{f_{sh,c}^{j,test}}$	$\frac{f_{sh,c}^{j,calc}}{f_{sh,c}^{j,test}}$
[367]								
1	ЛС20	0,13	0,125	90	1,23	1,08	2,37	1,48
2		0,13	0,125	90	0,96	0,84	1,85	1,16
3		0,13	0,125	90	1,01	0,89	1,96	1,22
4	ЛС35	0,10	0,125	90	0,76	0,73	1,44	0,93
5		0,10	0,125	90	0,82	0,78	1,55	0,99
6		0,10	0,125	90	0,73	0,70	1,38	0,89
7	ЛС40	0,10	0,125	90	0,70	0,68	1,32	0,85
8		0,10	0,125	90	0,70	0,68	1,31	0,84
9		0,10	0,125	90	0,81	0,79	1,51	0,98
[113]								
10	ВСК-1	0,09	0,07	200	1,10	1,27	2,66	1,19
11	ВСК-2	0,10	0,07	200	0,92	1,01	2,23	0,95
12	ВСК-5	0,10	0,07	200	0,86	0,95	2,10	0,92
13	ВСК-6	0,11	0,07	200	0,85	0,91	2,06	0,93
14	ВСПк-80	0,10	0,07	200	1,25	1,38	3,03	1,20
15	ВСПк-150	0,10	0,07	200	1,00	1,11	2,43	1,06
				\bar{X}	0,91	0,92	1,95	1,04
				σ_{n-1}	0,17	0,21	0,51	0,17
				ν	18,7	22,60	26,31	16,43

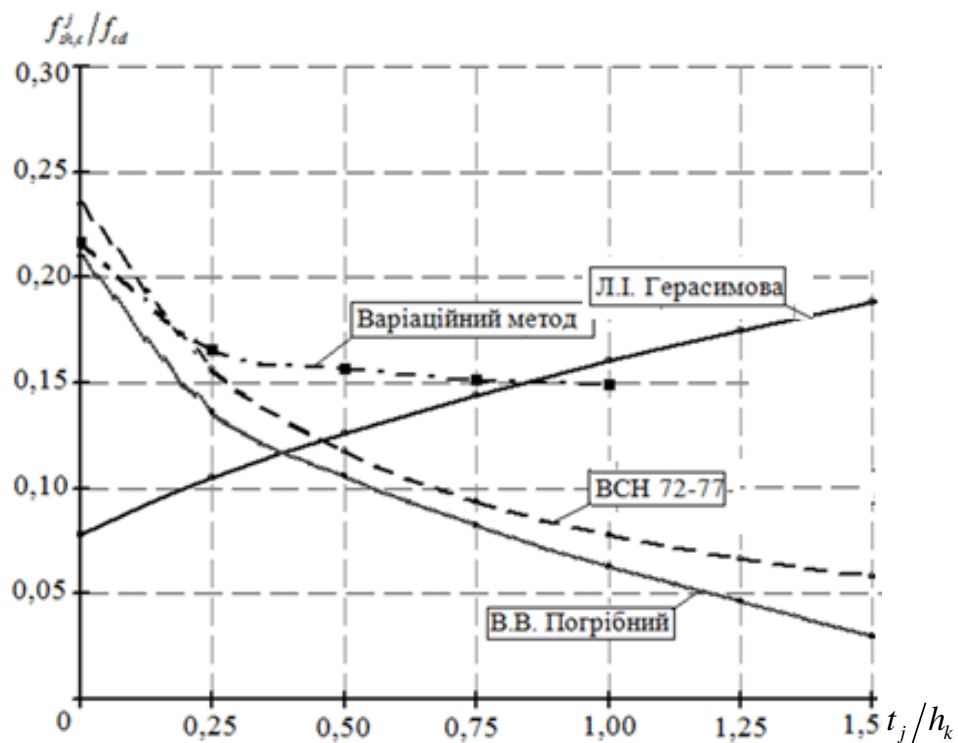


Рисунок 6.21 – Залежність $f_{sh,c}^j / f_{cd} - t_j / h_k$ для одношпонкових бетонних стиків

$$2 [81] - V_{sh,c}^j = 0,75\sqrt{f_{cd}f_{ctd}} \left(1 - 0,7\sqrt{\frac{t_j}{h_k + (i-1)u_k}} \right); \quad (6.4)$$

$$3 [158] - V_{sh,c}^j = 1,5f_{ctd}u_k b_k \frac{h_k}{t_j + l_k}. \quad (6.5)$$

Отримані наступні статистичні показники: $\bar{X} = 1,04$; $\sigma = 0,17$; $v = 16,4\%$.

Рис. 6.22 демонструє аналогічну залежність для залізобетонних швів, армованих 2Ø8 класу А240С.

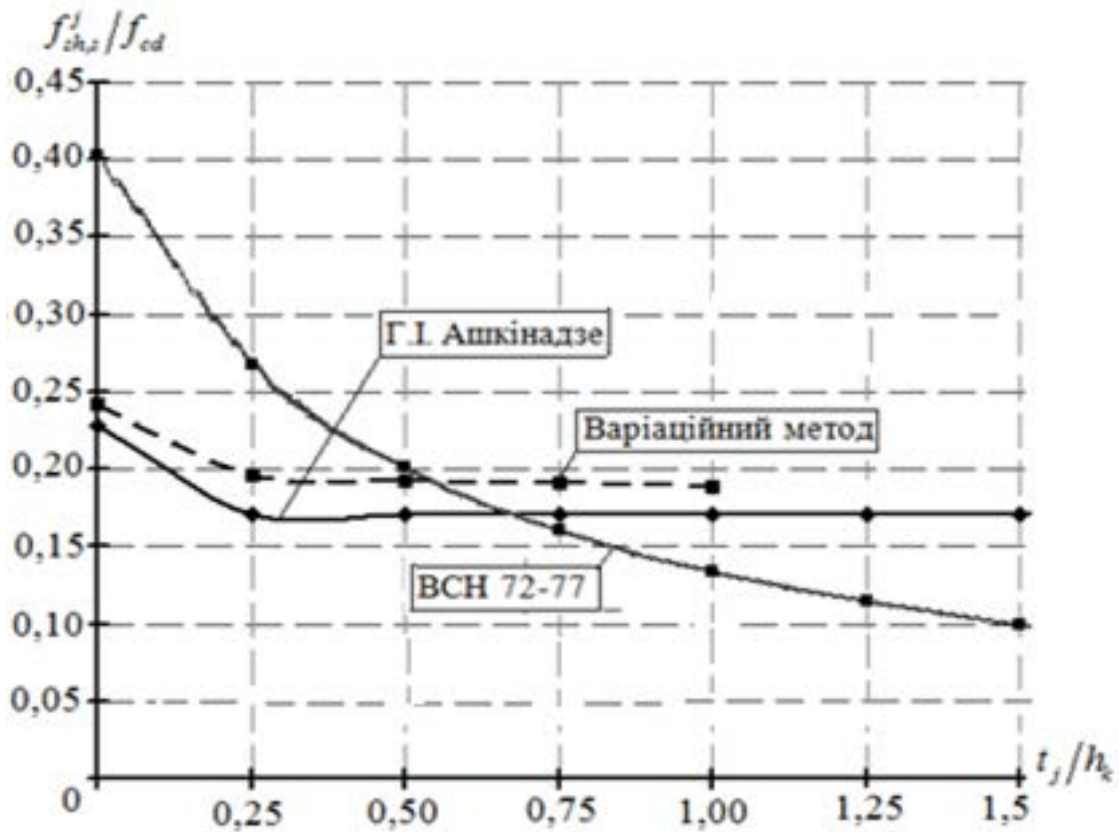


Рисунок 6.22 – Залежність теоретичного відносного опору зрізу шва

$f_{sh,s}^j / f_{cd}$ одношпонкових залізобетонних стиків від t_j / h_k

В табл. 6.14 теоретичний опір зрізу залізобетонних стиків підрахований згідно залежностей:

$$4 [160] - V_{sh,s}^j = \frac{f_{ywd}A_{sw}h_k}{l_k + t_j} \geq 1,5f_{ywd}A_{sw}; \quad (6.6)$$

$$5 [158] - V_{sh,s}^j = \frac{(A_{sh}\sigma + f_{ywd}A_{sw})u_k}{l_k + t_j}; \quad (6.7)$$

$$6 [126] - V_{sh,s}^j = \frac{f_{ywd}A_{sw}u_k}{l_k + t_j}, \quad (6.8)$$

$f_{ywd}A_{sw} \leq 2,5f_{ctd}A_{sh}$, $\frac{u_k}{l_k + t_j} \geq 1,5$ для його порівняння з дослідним для зразків,

випробуваних під керівництвом автора.

Таблиця 6.14 – Порівняння теоретичного та дослідного опору зрізу шва залізобетонних одношпонкових стиків

№ з/п	Шифр образцов	$\chi = \frac{f_{ctd}}{f_{cd}}$	$\frac{l_k}{h_k}$	t_j , мм	4	5	6	ВМ
					$\frac{f_{sh,s}^{j,calc}}{f_{sh,s}^{j,test}}$	$\frac{f_{sh,s}^{j,calc}}{f_{sh,s}^{j,test}}$	$\frac{f_{sh,s}^{j,calc}}{f_{sh,s}^{j,test}}$	$\frac{f_{sh,s}^{j,calc}}{f_{sh,s}^{j,test}}$
1	ШС-50-0,5-П-Л-0,67-1	0,12	0,5	50	1,22	0,54	1,22	0,97
2	ШС-100-0,5-П-Л-0,67-1	0,12	0,5	100	1,14	0,51	1,14	0,76
3	ШС-150-0,5-П-Л-0,67-1	0,12	0,5	150	1,31	0,58	1,31	0,91
4	ШС-200-0,5-П-Л-0,67-1	0,12	0,5	200	1,70	0,75	1,70	0,95
5	ШС-25-0,5-П-Ф-0,69-1	0,12	0,5	25	0,74	0,28	0,74	0,85
6	ШС-100-0,5-П-Ф-0,67-1	0,12	0,5	100	0,84	0,32	0,84	1,00
7	ШС-200-0,5-П-Ф-0,67-1	0,12	0,5	200	1,04	0,40	1,04	0,91
				\bar{X}	1,14	0,48	1,14	0,91
				σ_{n-1}	0,30	0,15	0,30	0,07
				v	25,94	31,29	25,94	8,24

Варіаційний метод стабільно показує високі статистичні показники: $\bar{X} = 0,91$; $\sigma = 0,07$; $v = 8,24\%$.

6.4 Несуча здатність трьохшпонкових з'єднань зі швом

Порівняння теоретичної несучої здатності трьохшпонкових з'єднань з дослідною представлено на рис. 6.23 і в табл. 6.15. Параметри дослідних зразків змінювалися в межах: $\chi = 0,08 - 0,14$, $t_j = 50 - 200$ мм, $l_k/h_k = 0,21 - 0,5$, $\rho_{sw} = 0,6 - 1,67\%$.

У табл. 6.15 приведені дані порівняльного аналізу теоретично визначеної несучої здатності з отриманою в досліджах. Статистичні показники варіаційного методу: $\bar{X} = 1,02$; $\sigma = 0,19$; $\nu = 18,27\%$ кращі ніж для інших проаналізованих залежностей.

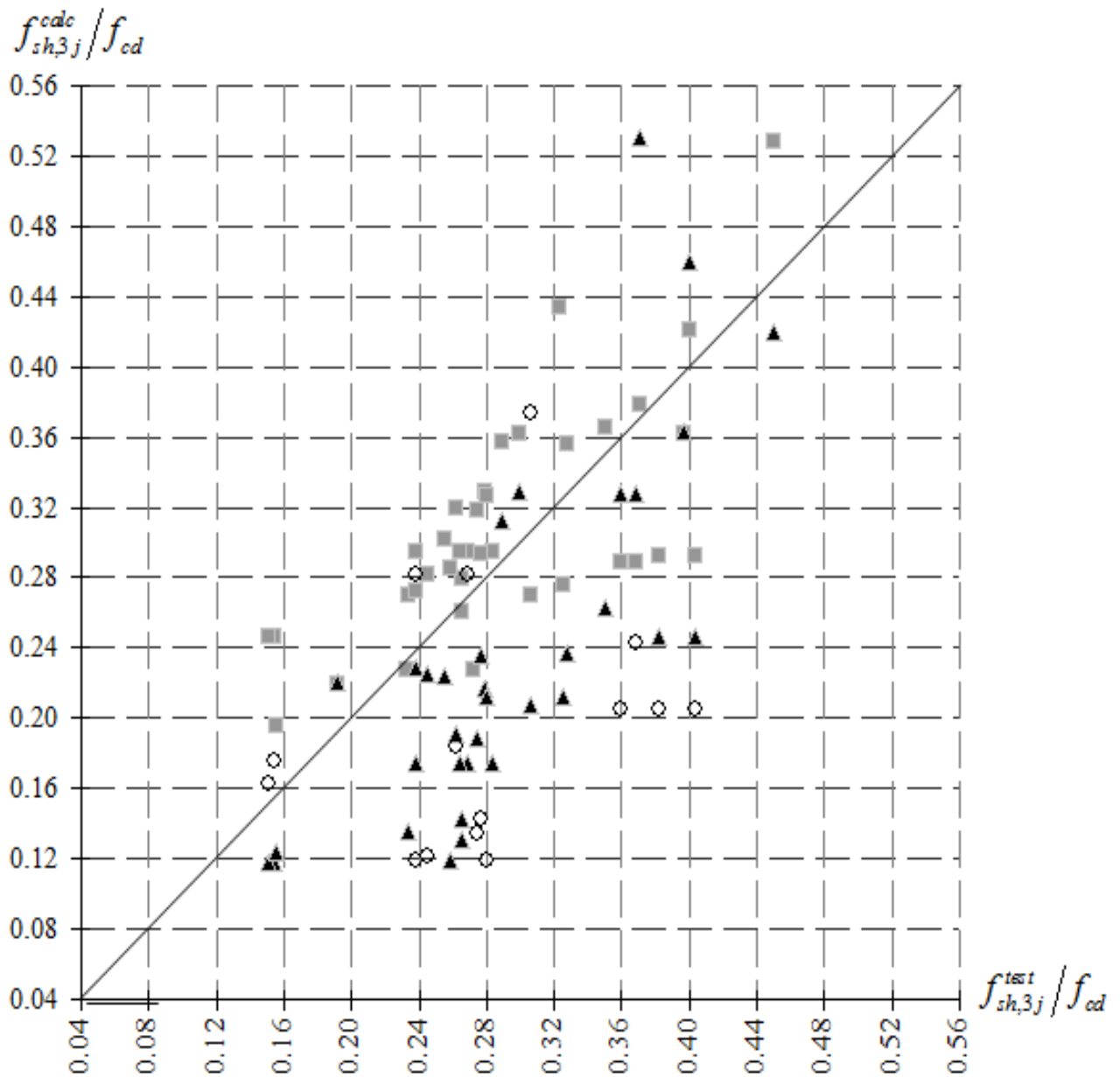


Рисунок 6.23 – Порівняння теоретичної відносної несучої здатності з дослідною для трьохшпонкових залізобетонних стиків згідно методик:

■ – варіаційного методу; ▲ – [126]; ○ – [129] (номери 1 і 2 в табл. 6.12 відповідно)

Дані, наведені в табл. 6.15, підтверджують перспективність запропонованої методології розрахунку несучої здатності з'єднань.

Таблиця 6.15 – Порівняння значень теоретичної та дослідної несучої здатності залізобетонних трьохшпонкових стиків зі швом

№ з/п	Шифр зразків	$\chi = \frac{f_{сд}}{f_{сд}}$	$\frac{l_k}{h_k}$	t_j	$\frac{t_j}{h_k}$	$\rho_{sv}, \%$	1	2	BM
							$\frac{f_{sh,3j}^{calc}}{f_{sh,3j}^{test}}$	$\frac{f_{sh,3j}^{calc}}{f_{sh,3j}^{test}}$	$\frac{f_{sh,3j}^{calc}}{f_{sh,3j}^{test}}$
1	Ф-1	0,10	0,24	270	1,59	0,22	0,58	0,26	1,15
2	Ф-2	0,10	0,24	270	1,59	0,31	0,53	0,28	1,05
3	Ф-3	0,10	0,24	270	1,59	0,22	0,49	0,23	0,98
4	Ст 1-2	0,10	0,24	200	1,18	0,10	0,21	0,15	0,84
5	Ст 2-2	0,10	0,24	200	1,18	0,10	0,24	0,18	0,97

[113]

6	СУП-1	0,09	0,43	80	1,14	1,60	0,91	-	0,80
7	СУП-2	0,09	0,43	80	1,14	1,60	0,89	-	0,78
8	СУП-3	0,09	0,21	80	0,57	0,80	0,65	0,76	1,10
9	СУП-4	0,09	0,21	80	0,57	0,80	0,73	0,86	1,24
10	СУП-5	0,09	0,33	80	0,89	1,25	0,61	-	0,72
11	СУП-6	0,09	0,33	80	0,89	1,25	0,64	-	0,76
12	СУП-7	0,09	0,21	80	0,57	0,40	0,77	1,83	1,20
13	СУП-9	0,09	0,21	80	0,57	0,80	0,62	0,72	1,04
14	СУП-10	0,09	0,21	80	0,57	0,80	0,66	0,78	1,11
15	СУП-11	0,09	0,21	80	0,57	1,57	0,91	-	0,91
16	СУП-12	0,09	0,43	80	1,14	1,60	0,43	-	0,34

[126]

17	ІБЛ-2	0,08	0,40	50	0,24	0,34	0,80	1,13	1,26
18	ІЖЛ-2	0,11	0,40	50	0,24	1,83	2,83	-	1,34
19	ІЖЛ-3	0,13	0,40	50	0,24	3,03	-	-	1,02

Випробування за участю автора

20	ЗШС-50-0,5-П-Л-0,66-1	0,12	0,50	50	0,50	0,66	0,78	0,58	1,18
21	ЗШС-100-0,5-П-Л-0,64-1	0,12	0,50	100	1,00	0,64	0,73	0,37	1,22
22	ЗШС-150-0,5-П-Л-0,66-1	0,12	0,50	150	1,50	0,66	0,96	0,29	1,14
23	ЗШС-200-0,5-П-Л-0,60-1	0,12	0,50	200	2,00	0,60	1,15	0,25	1,14
24	ЗШС-50-0,5-П-Л-0,64-1	0,12	0,50	50	0,50	0,64	0,76	0,57	1,17
25	ЗШС-100-0,5-П-Л-0,63-1	0,12	0,50	100	1,00	0,63	0,69	0,34	1,16
26	ЗШС-150-0,5-П-Л-0,62-1	0,12	0,50	150	1,50	0,62	0,88	0,26	1,18
27	ЗШС-200-0,5-П-Л-0,64-1	0,12	0,50	200	2,00	0,64	0,92	0,21	1,15
28	ЗШС-50-0,5-П-Л-0,64-1	0,11	0,50	50	0,50	0,64	0,65	0,57	0,85
29	ЗШС-100-0,5-П-Л-0,69-1	0,11	0,50	100	1,00	0,69	0,68	0,39	0,88
30	ЗШС-150-0,5-П-Л-0,67-1	0,11	0,50	150	1,50	0,67	0,85	0,30	1,06
31	ЗШС-200-0,5-П-Л-0,68-1	0,11	0,50	200	2,00	0,68	0,92	0,25	1,11

[259]

32	1	0,08	0,28	100	1,00	1,01	1,07	0,66	1,09
33	2	0,08	0,28	100	1,00	1,01	0,98	0,62	1,12
34	1	0,08	0,28	100	1,00	1,01	1,14	0,69	0,99
35	2	0,08	0,28	100	1,00	1,01	1,02	0,63	1,17
36	1	0,08	0,28	100	1,00	1,01	1,09	0,64	1,09
37	2	0,08	0,28	100	1,00	1,01	0,92	0,55	0,92
38	1	0,08	0,28	100	1,00	1,01	1,01	0,57	0,76
39	2	0,08	0,28	100	1,00	1,01	0,93	0,54	0,93
						χ	0,90	0,54	1,02
						σ_{n-1}	0,49	0,38	0,19
						ν	54,86	69,97	18,27

6.5 Несуча здатність контактних багатощпонкових стиків

На рис. 6.24 і табл. 6.16 проаналізовані найбільш відомі залежності для врахування кількості шпонок у багатощпонковому стику: 1 (в табл. 6.14) лінійна при $n_k \leq 3$ [35, 158]; 2 – лінійна – [372, 373] і 6 [81] при $n_k \leq 8$; 3 – [123], 4 – [124] і 5 – [115] при $n_k \leq 5$.

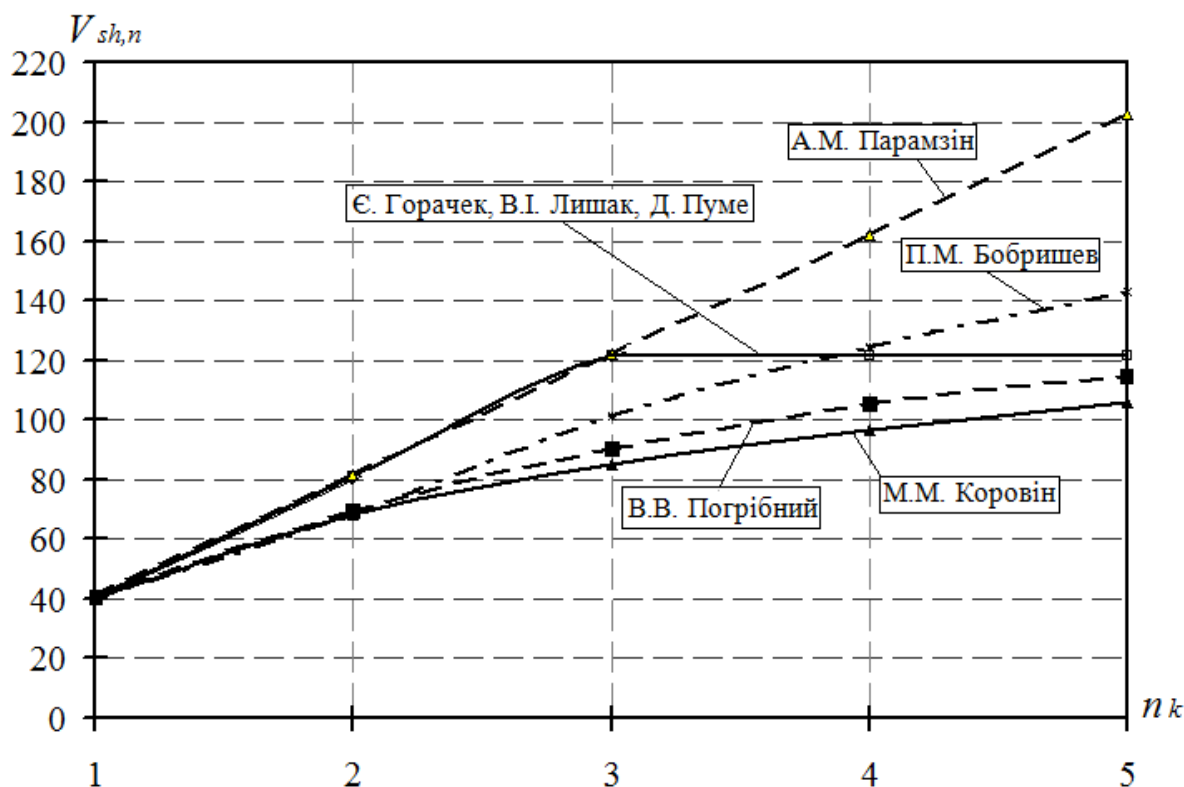


Рисунок 6.24 – Залежність несучої здатності багатощпонкових контактних стиків $V_{sh,n}$ від кількості шпонок n_k [373]

Графіки на рис. 6.24 побудовано для стиків, виготовлених із бетону класу С16/20 і шпонок із розмірами $l_k = 50$ мм, $b_k = 150$ мм, $h_k = 200$ мм за умови $V_{sh,1}^k = 1,5 f_{ctd} A_{sh}$.

Найкращі статистичні показники при порівнянні дають методики [123] і [81] (табл. 6.16).

На рис. 6.25 і табл. 6.16 представлені результати порівняння теоретичної несучої здатності стиків за запропонованими в розділі 5 залежностями (5.130) – (5.133) з дослідною [171].

Всі чотири залежності показують приблизно однакові статистичні показники і можуть бути рекомендовані до застосування.

Таблиця 6.16 – Порівняння теоретичної та дослідної несучої здатності багатощпоноквих контактних стиків із різною кількістю шпонок [374]

№ з/п	Шифр зразків	$f_{c,cube}$ МПа	$\frac{l_k}{h_k}$	n_k							
					$\frac{V_{sh,n}^{test}}{V_{sh,1}^{test}}$	$\frac{V_{sh,n}^{calc}}{V_{sh,n}^{test}}$	$\frac{V_{sh,n}^{calc}}{V_{sh,n}^{test}}$	$\frac{V_{sh,n}^{calc}}{V_{sh,n}^{test}}$	$\frac{V_{sh,n}^{calc}}{V_{sh,n}^{test}}$	$\frac{V_{sh,n}^{calc}}{V_{sh,n}^{test}}$	
[123]											
1		10,4	0,5	2	1,35	1,48	1,48	1,25	1,48	1,25	1,26
2		10,4	0,5	3	1,75	1,71	1,71	1,20	1,71	1,43	1,27
3		10,4	0,5	4	2,18	1,38	1,83	1,09	1,83	1,41	1,19
4		10,4	0,5	5	2,12	1,42	2,36	1,23	2,36	1,66	1,34
5		8,4	0,5	2	1,71	1,17	1,17	0,99	1,17	0,99	1,00
6		8,4	0,5	3	2,16	1,39	1,39	0,97	1,39	1,16	1,03
7		8,4	0,5	4	2,33	1,29	1,72	1,03	1,72	1,32	1,12
8		8,4	0,5	5	2,76	1,09	1,81	0,94	1,81	1,28	1,03
9		13,0	0,5	2	1,43	1,40	1,40	1,18	1,40	1,18	1,19
10		13,0	0,5	3	2,19	1,37	1,37	0,96	1,37	1,15	1,02
11		13,0	0,5	4	2,34	1,28	1,71	1,02	1,71	1,32	1,11
12		13,0	0,5	5	2,94	1,02	1,70	0,89	1,70	1,20	0,96
13		16,5	0,5	2	1,30	1,54	1,54	1,31	1,54	1,31	1,32
14		16,5	0,5	3	1,65	1,82	1,82	1,27	1,82	1,52	1,35
15		16,5	0,5	4	1,98	1,51	2,02	1,20	2,02	1,55	1,31
16		16,5	0,5	5	1,97	1,53	2,54	1,33	2,54	1,79	1,14
17		11,6	0,5	2	1,41	1,42	1,42	1,20	1,42	1,20	1,01
18		11,6	0,5	3	2,08	1,44	1,44	1,01	1,44	1,21	1,07
19		13,7	0,5	2	1,73	1,16	1,16	0,98	1,16	0,98	0,99
20		13,7	0,5	3	2,04	1,47	1,47	1,03	1,47	1,23	1,10
21		19,0	0,5	2	1,76	1,14	1,14	0,96	1,14	0,96	0,97
22		19,0	0,5	3	2,22	1,35	1,35	0,94	1,35	1,13	1,00
[113]											
23		24,0	0,2	3	1,69	1,78	1,78	1,24	1,78	1,89	1,32
За участю автора											
24	3ШС-0,33-П-Л-0,7-1	25,0	0,3	3	2,30	1,30	1,30	0,91	1,30	1,09	0,97
25	5ШС-0,33-П-Л-0,7-1	25,0	0,3	5	2,88	1,04	1,74	0,91	1,74	1,22	0,99
26	3ШС-0,33-П-Л-0,7-1	35,7	0,3	3	2,23	1,35	1,35	0,94	1,35	1,12	1,00
27	5ШС-0,33-П-Л-0,7-1	35,7	0,3	5	2,70	1,11	1,85	0,97	1,85	1,31	1,05
[143]											
28	1LK2	37	0,35	5	3,65	0,82	1,37	0,72	1,37	0,97	0,78
29	2LK4	36,2	0,35	5	3,65	0,82	1,37	0,71	1,37	0,97	0,78
30	2SK2	36,9	0,25	8	5,56	0,54	1,44	0,47	0,90	0,63	0,52
31	1SK4	38,7	0,25	8	5,52	0,54	1,45	0,47	0,91	0,64	0,72
За участю автора											
32	3ШС-0,3-П-В-0,7-1	16,0	0,3	3	1,72	1,74	1,74	1,22	1,74	1,45	1,29
33	5ШС-0,3-П-В-0,7-1	16,0	0,3	5	3,89	0,77	1,29	0,67	1,29	0,91	0,73
34	5ШС-0,3-П-В	16,0	0,3	5	3,85	0,78	1,30	0,68	1,30	0,92	0,74
35	8ШС-0,3-П-В	16,0	0,3	8	6,08	0,49	1,32	0,51	0,82	0,58	0,77
					\bar{X}	1,24	1,57	0,98	1,52	1,20	1,04
					σ_{n-1}	0,34	0,31	0,23	0,37	0,29	0,2
					ν	27,67	19,88	23,53	24,00	24,30	19,23

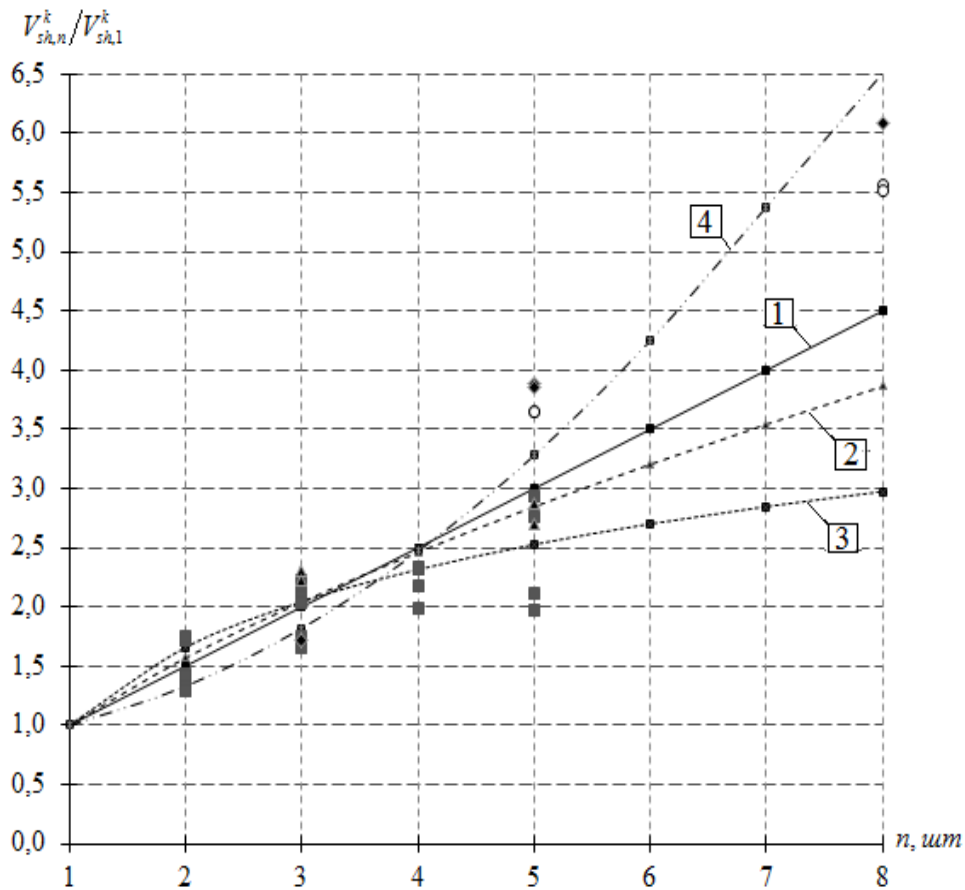


Рисунок 6.25 – Порівняння теоретичної відносної несучої здатності багатощпокових контактних стиків $V_{sh,n}^k/V_{sh,1}^k$ від кількості шпонок n_k

з експериментальними даними:

□ – [123]; ▲, ◆ – отримані за участю автора; ○ – [372]

Збіжність визначеної за варіаційним методом несучої здатності стикових з'єднань, опору окремих шпонок та контактних стиків із експериментальними даними відображена в табл. 6.17.

Таблиця 6.17 – Статистичні показники за різними групами дослідних зразків

Вид дослідного зразка	Розкид факторів впливу	Кількість дослідних зразків	Показники варіаційного методу (ВМ)	Кількість розглянутих методик
1	2	3	4	5
Бетонні прямокутні шпонки	важкий і керамзитобетон $\chi = 0,05 - 0,12$ $l_k/h_k = 0,2 - 0,6$	22	$\bar{X} = 0,99$ $\sigma = 0,18$ $v = 18,26\%$	13

Закінчення табл. 6.17

1	2	3	4	5
Обтиснуті прямокутні шпонки	важкий і керамзитобетон $\chi = 0,1$, $l_k/h_k = 0,2 - 1$ $\sigma/f_{cd} = 0,09 - 0,47$.	29	$\bar{X} = 0,92$ $\sigma = 0,09$ $v = 9,8\%$	9
Залізобетонні прямокутні шпонки	важкий, керамзитобетон і фібробетон $\chi = 0,05 - 0,14$ $l_k/h_k = 0,25 - 0,8$ $\rho_{sw} = 0,32 - 2,89\%$	36	$\bar{X} = 0,94$ $\sigma = 0,18$ $v = 19,15\%$	9
Трапецієподібні та трикутні шпонки	бетонні $f_c = (6,4 - 55,1)$ МПа $l_k/h_k = 0,21 - 0,5$ $\psi = (18,4 - 45)^\circ$	7	$\bar{X} = 0,97$ $\sigma = 0,07$ $v = 7,62\%$	1
	залізобетонні $f_c = (13,1 - 96,8)$ МПа $l_k/h_k = 0,21 - 0,8$ $\psi = (7,1 - 45)^\circ$ $\rho_{sw} = 0,67 - 2,3$	25	$\bar{X} = 1,02$ $\sigma = 0,19$ $v = 19,23\%$	1
Бетонний шов у межах висоти шпонки	$\chi = 0,09 - 0,13$ $l_k/h_k = 0,07 - 0,125$ $t_j = 90, 200$ мм	15	$\bar{X} = 1,04$ $\sigma = 0,17$ $v = 16,4\%$	4
Залізобетонний шов у межах висоти шпонки	$l_k/h_k = 0,5$ $\chi = 0,1$ $t_j = 50 - 200$ мм.	7	$\bar{X} = 0,91$ $\sigma = 0,08$ $v = 8,13\%$	4
Трьохшпонковий стик зі швом	важкий і керамзитобетон $\chi = 0,08 - 0,14$, $l_k/h_k = 0,21 - 0,5$ $t_j = 50 - 200$ мм., $\rho_{sw} = 0,6 - 1,67\%$	39	$\bar{X} = 1,02$ $\sigma = 0,19$ $v = 18,27\%$	3
Контактний багатошпонковий стик	важкий і керамзитобетон $f_c = (8,4 - 38,7)$ МПа $l_k/h_k = 0,25 - 0,5$ $n = 2 - 8$	35	$\bar{X} = 1,04$ $\sigma = 0,2$ $v = 19,23\%$	6+4

6.6 Висновки за розділом 6

1. Проаналізована збіжність теоретичної несучої здатності (опору) стикових з'єднань та окремих шпонок із дослідною, при цьому здійснено 224 порівняння: середнє арифметичне відношення $\bar{X} = f_k^{calc} / f_k^{tect} = 0,9...1,05$; коефіцієнт варіації $\nu = 7,62...19,23\%$.

2. Порівняння результатів розрахунку опору зрізу бетонних обтиснутих шпонок, отриманих варіаційним методом і методом скінченних елементів, засвідчило їх збіжність: середнє арифметичне відношення \bar{X} складає 1,07; коефіцієнт варіації 5,7%.

3. При встановленні точності методів розрахунку шляхом статистичного аналізу отриманих за середніми характеристиками міцності бетону й арматури відхилень величин опору зрізу від експериментальних даних варіаційний метод має найнижчі запаси опору, які складають: для бетонних і залізобетонних шпонок відповідно 7,46 % і 3,11% (за інших проаналізованих методик розрахунку – 8,06...75,17 % і 18,53...45,93 %). Ефективність запропонованого методу також підтверджена результатами комплексного оцінювання за умови забезпечення передбаченого нормами рівня надійності шляхом введення відповідного коефіцієнта надійності розрахункової моделі та використання критерія мінімуму надлишкових запасів розрахункових значень опору.

4. Результати порівняльного аналізу дозволяють рекомендувати методологію визначення несучої здатності стиків із підвищеним опором зрізу, яка спирається на варіаційний метод теорії пластичності бетону, в якості загальної теоретичної основи, до практичного застосування.

**РОЗДІЛ 7 УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ
СТИКІВ ІЗ ПІДВИЩЕНИМ ОПОРОМ ЗРІЗУ ЕЛЕМЕНТІВ
СУЧАСНИХ НЕСУЧИХ СИСТЕМ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ.
ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ**

В дисертаційній роботі на основі комплексних експериментальних і теоретичних досліджень несучої здатності стиків елементів сучасних конструктивних систем із збірною та збірно-монолітною залізобетону, а також контактних стиків збірно-монолітних і монолітних конструкцій (при бетонуванні із перервами) запропонована достовірна методологія оцінювання їх несучої здатності, котра за рахунок врахування сукупності визначальних факторів впливу створює можливості для удосконалення конструктивних рішень стиків і виявленні резервів несучої здатності для надійної експлуатації будівель.

7.1 Приклад ефективності застосування запропонованої методики при розрахунку стику капітелі із колоною збірного безбалкового перекриття

В експлуатації знаходиться певна кількість будівель із збірними безбалковими перекриттями, котрі потребують реконструкції. Сумісна робота диску перекриття із колонами забезпечується за рахунок бетонного шпонкового стику колони із капітеллю (рис. 7.1).

При жорсткому з'єднанні згинальний момент, який діє у стику, призводить до обтиснення бетону замоноличування, такий же ефект відіграє і капітель, яка виступає у якості обойми.

Розміри стику на рис. 7.1: висота капітелі $h = 600$ мм; її робоча висота $d = 556$ мм; товщина стакана капітелі знизу $b_{ст1} = 830$ мм і зверху $b_{ст2} = 150$ мм; розміри поперечного перерізу колони $b \times h = 450 \times 450$ мм; висота шпонки $h_k = 130$ мм; її глибина $l_k = 30$ мм; ширина шва $t_j = 95$ мм.

Розрахунок за методикою [375] при заданій силівій дії, у разі врахування роботи двох шпонок із трьох, засвідчує забезпечення несучої здатності стику за найбільш завантаженою його гранню: $V_{Rd} = 500,2 \text{ кН} > V_{Ed} = 446 \text{ кН}$.

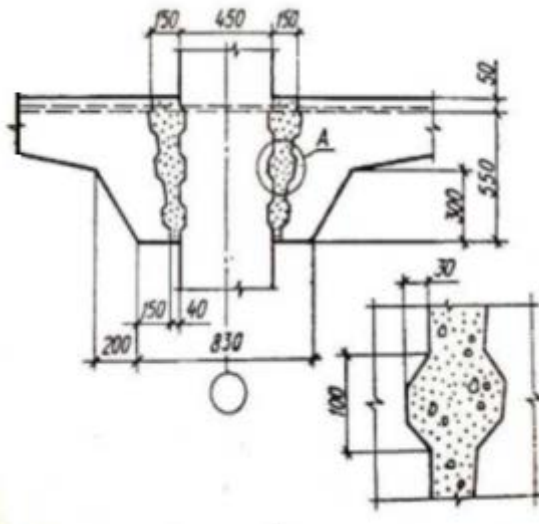


Рисунок 7.1 – Шпонковий стик капітелі з колоною

За методикою норм [157] із урахуванням обтиснення у межах нижньої шпонки та роботи двох шпонок із трьох аналогічно до [375] несуча здатність стику не забезпечена більше ніж у два рази (коефіцієнт стримуючого впливу капітелі не застосовувався): $V_{Rd} = 214,7 \text{ кН} < V_{Ed} = 446 \text{ кН}$.

Розрахунок за розробленою методологією передбачає розгляд усіх можливих випадків руйнування стику [376], згідно наданих рекомендацій для тришпонкового стику зі швом при заданих його параметрах: $l_k / h_k = 30 / 130 = 0,23$ і $t_j / h_k = 95 / 130 = 0,73$ може реалізуватися змішаний варіант руйнування за шпонками і швом (рис. 7.2). Граничне навантаження визначається за формулами 5.135 (випадок рис. 7.2, а) і 5.136 (випадок рис. 7.2, б).

Несуча здатність стику буде:

$$\text{– для випадку а: } V_{Rd1} = V_{sh}^j + V_{sh}^k + V_{sh}^{k,\sigma} = 115,65 + 130,5 + 347,8 = 593,95 \text{ кН};$$

$$V_{Rd2} = 2 \times V_{sh}^k + V_{sh}^{j,\sigma} = 130,5 \times 2 + 310,75 = 571,75 \text{ кН};$$

$$V_{Rd3} = V_{sh}^k + V_{sh}^j + V_{sh}^{k,\sigma} = 130,5 + 115,65 + 347,8 = 593,95 \text{ кН};$$

– для випадку б: $V_{Rd4} = V_{sh}^k + V_{sh}^{2j,\sigma} = 130,5 + 458,32 = 588,72 \text{ кН};$

$$V_{Rd5} = V_{sh}^{2j} + V_{sh}^{k,\sigma} = 240,63 + 347,8 = 588,43 \text{ кН}.$$

За розрахункову несучу здатність приймається мінімальне із отриманих значень $V_{Rd} = 571,75 \text{ кН}$. Т.я. $V_{Rd} = 571,75 \text{ кН} > V_{Ed} = 446 \text{ кН}$, несуча здатність забезпечена.

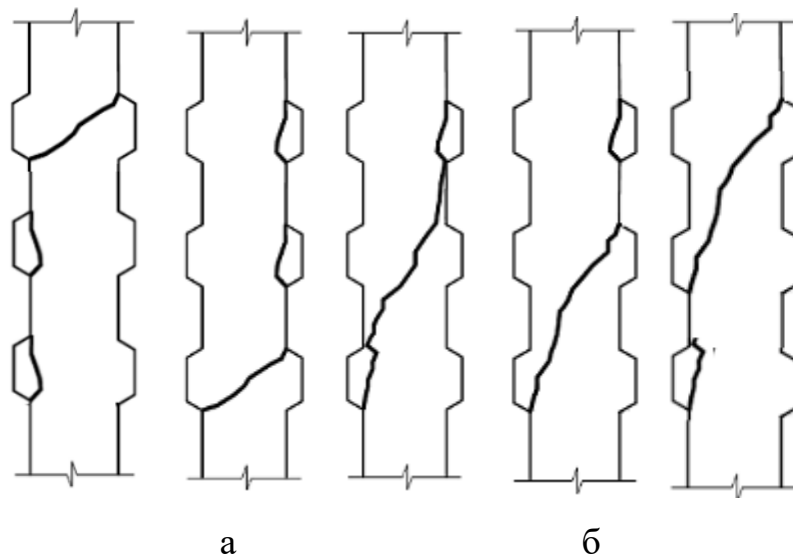


Рисунок 7.2 – Можливі варіанти руйнування шпонкового з'єднання капітелі з колоною:

а – руйнування за двома шпонками і швом у межах третьої (можуть руйнуватися як дві шпонки поряд, так і дві крайні у стику); б – руйнування однієї шпонки (верхньої або нижньої) і шва у межах двох інших

Однак, при врахуванні роботи лише двох нижніх шпонок отримано:

$$V_{Rd1} = V_{sh}^k + V_{sh}^{k,\sigma} = 130,3 + 347,8 = 478,1 \text{ кН};$$

$$V_{Rd2} = V_{sh}^k + V_{sh}^{j,\sigma} = 130,5 + 310,75 = 441,25 \text{ кН};$$

$$V_{Rd3} = V_{sh}^j + V_{sh}^{k,\sigma} = 115,65 + 347,8 = 463,45 \text{ кН};$$

$$V_{Rd4} = V_{sh}^{j,\sigma} = 458,32 \text{ кН}.$$

Несуча здатність стику – $V_{Rd} = 441,25 \text{ кН}$, і в цьому випадку вона не забезпечена до 5%. При розгляді можливих випадків руйнування за

теоретичним розрахунком реалізується руйнування за шпонкою і швом, котре характеризується мінімальним значенням граничного навантаження. Однак, треба зауважити, що тут не враховано ефект обойми, у якості якої для шва може розглядатися капітель. При руйнуванні шляхом зрізу двох шпонок (випадок, який розглядається в [375]), одна із яких обтиснута, несуча здатність буде забезпеченою $V_{Rd1} = V_{sh}^k + V_{sh}^{k,\sigma} = 478,1 \text{ кН}$.

Таким чином, наведений приклад засвідчує ефективність застосування представленої методології розрахунку для оцінювання несучої здатності шпонкових з'єднань, яка дозволяє уникнути застосування емпіричних коефіцієнтів та можливого переоцінювання [375] або суттєвого недооцінювання [157] несучої здатності за рахунок розгляду повної сукупності можливих кінематичних механізмів руйнування конкретного стику.

7.2 Вдосконалення конструктивних рішень стиків плит безбалкового безкапітельного перекриття із колоною та між собою

7.2.1 Стик надколонної плити із колоною

У безбалково-безконсольно-безкапітельній системі в місці кріплення надколонної плити до колони при замонолічуванні проміжків між останньою та металевою обоймою плити дрібнозернистим бетоном підвищеної міцності утворюються бетонні шпонки [377].

Вихідними параметрами для їх розрахунку виступають: геометричні характеристики стику: його товщина $b_k = 400 \text{ мм}$, висота $h_k = 160 \text{ мм}$ і глибина $l_k = 170 \text{ мм}$ шпонки, кут нахилу її опорних поверхонь $\psi = 26^\circ$; міцнісні характеристики бетону замонолічування класу С32/40. Схема зусиль у з'єднанні наведена на рис. 7.3.

Аналогічно до стику колони із капітеллю в безбалкових капітельних перекриттях (п. 7.1) відбувається обтиснення шпонки в межах стиснутої зони плити. Зусилля обтиснення визначається як $N = x b_k f_{cd}$, (x – висота стиснутої зони плити), а напруження обтиснення відповідно дорівнюють $\sigma = N / h_k b_k$.

Так як, висота стиснутої зони плити змінюється в межах $(0,1 - 0,2)h_k$, то й обтиснення відбувається не за всієї висотою шпонки.

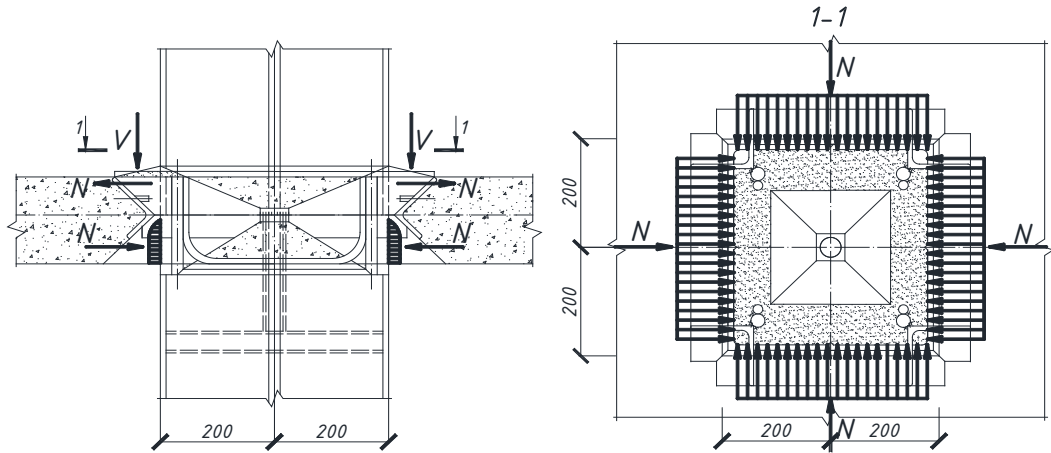


Рисунок 7.3 – Схема зусиль у стику колони з надколонною плитою

Для врахування зазначеного застосовується розрахункова схема (рис. 7.4, в), де зусилля обтиснення прикладається на відстані $0,9h_k$ від нижнього кута шпонки [375]. Використовуються рівняння (5.95) і (5.97) із заміною в них зусилля в арматурі на зусилля обтиснення.

Зміни розрахункової схеми відобразяться у рівнянні рівноваги $\sum M_B = 0$.

$$\sum M_B = \frac{f_{ctd}}{m} \frac{tg^2 \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2(tg \alpha + tg \beta)^2} + \frac{tg^2 \alpha (1 + tg^2 \beta)}{2(tg \alpha + tg \beta)^2} - \frac{q_u \gamma \cos \theta}{m} \left(\frac{tg \alpha tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{q_u \gamma \sin \theta}{m} \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{N}{mb_k h_k} \left(\frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} - 0,1 \right) = 0. \quad (7.1)$$

Несуча здатність стику складає $V_{Rd} = 242,67$ кН. Таким чином, методика дозволяє враховувати не лише величину обтиснення, але і місце його прикладання, що підвищує точність розрахунку.

Згідно отриманих результатів експериментальних і теоретичних досліджень, найбільший опір має шпонка із співвідношенням розмірів $l_k/h_k=0,25$. Для максимально можливого наближення до цього значення запропоновано ввести зміни у розміри шпонки, зменшивши її глибину з $l_k=170$ мм до $l_k=80$ мм, що забезпечить $l_k/h_k=0,5$ та кут нахилу опорної поверхні $\psi=45^\circ$ (рис. 7.5). Несуча здатність такого стику $V_{Rd} = 282,27$ кН.

Технічним результатом запропонованого вдосконалення [61, 378 – 381] є підвищення несучої здатності шпонкового з'єднання та покращення умов передачі вертикального навантаження в стику колони з надколонною плитою перекриття.

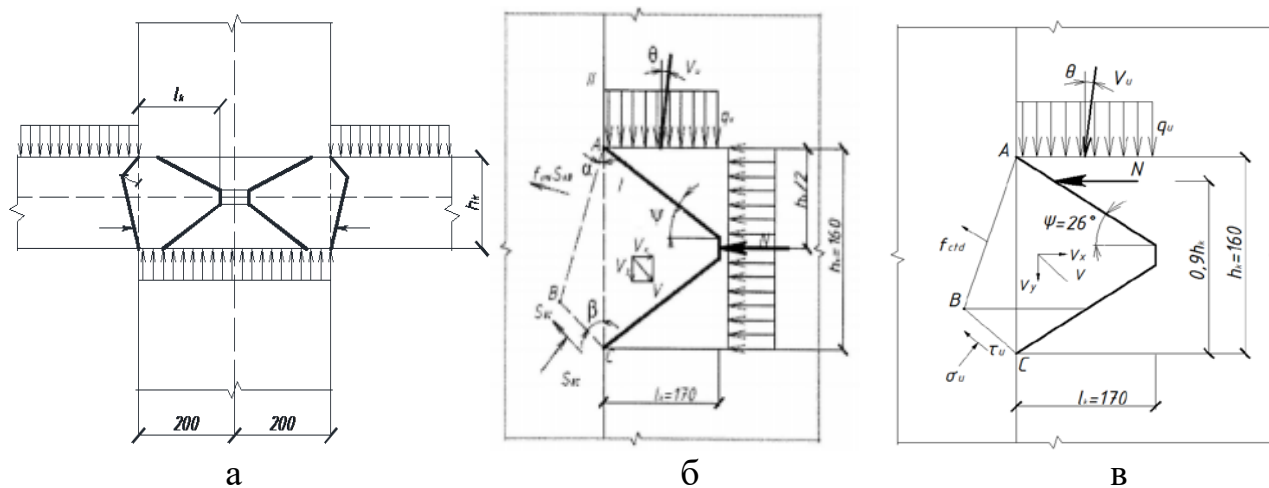


Рисунок 7.4 – Стик надколонної плити з колоною (а) та кінематична схема роботи шпонки при центральному (б) і позацентровому обтисненні (в)

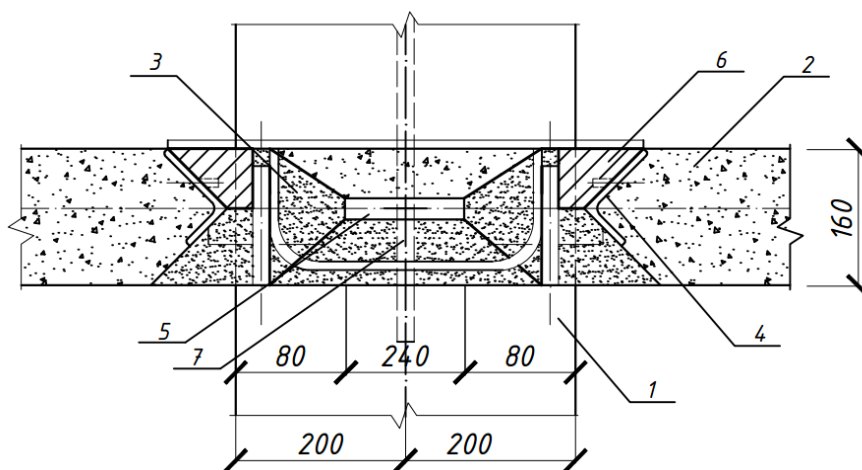


Рисунок 7.5 – Конструкція вдосконаленого стику колони з плитою:
1 – колона; 2 – плита перекриття; 3 – шпонка; 4 – сталеві обойми; 5 – закладна деталь;
6 – сталеві елементи; 7 – фіксуючий стержень

7.2.2 Стик плит між собою

Плити перекриття між собою з'єднуються за допомогою стику «Передерія» [376].

Для його розрахунку використовуються такі дані: $\psi = 45^\circ$, товщина стику $b_k = 2820$ мм, висота $h_k = 100$ мм і глибина $l_k = 55$ мм шпонки, $\gamma = l_k/h_k = 0,55$; $t_j = 90$ мм; бетон замонолічування класу С32/40.

Згідно наданих пропозицій при $l_k/h_k = 55/100 = 0,55$ і $t_j/h_k = 90/100 = 0,9$ – руйнування має відбуватися «за швом» (рис. 7.6, б). Порівняння результатів розрахунку оцінювання несучої здатності при двох можливих випадках руйнування (за шпонкою (рис. 7.6, а і за швом) свідчить, що мінімальна несуча здатність відповідає руйнуванню за швом: $V_{Rd}^k = 636,5$ кН $>$ $V_{Rd}^j = 558,38$ кН.

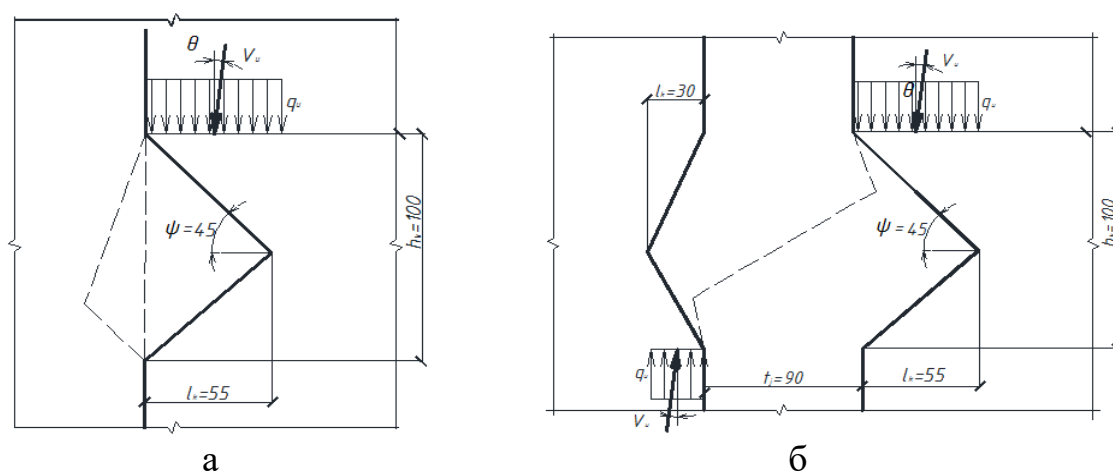


Рисунок 7.6 – Руйнівна поверхня при зрізі шпонки (а) і шва (б)

В результаті аналізу існуючих варіантів з'єднання плит між собою, пропонується наступна конструкція стику: стик «Передерія» симетричного шпонкового профілю із гнучкими петлями [382] замість традиційних жорстких [373] (рис. 7.7, а).

До позитивних його властивостей насамперед можна віднести симетрію профілю, котра забезпечує універсальність опалубних форм. Пропонується також замість двох улаштованих (уздовж двох протилежних сторін плит) опорних столиків вильотом 80 мм або опорних консолей (у перпендикулярному до столиків напрямі) (рис. 7.8, а), використовувати по одному столику (консолі) з кожної сторони (рис. 7.8, б). Зменшення елементів обпирання дозволить спростити технологію пропуску анкерного стержня скрізь петлі.

Елементом вдосконалення стику є застосування замість арматурних випусків із торців плит гнучких петель $\varnothing 6$ мм за типом «Peiko» [97]. Однак зважаючи на те, що петлі «Peiko» передбачені для застосування у вертикальних стиках стінових елементах, пропонується змінити розміри корпусу (коробки, в якій зберігається петля) із 160×50 мм на 160×80 мм при незмінній товщині. Передбачена виробниками відстань між торцевими поверхнями (заглиблена частина) елементів, які стикуються, зберігається (має бути в межах 80 – 140 мм). Величина напуску петель 80 мм.

Через утворені за допомогою напуску протилежних петель отвори пропускається з'єднувальний стержень $\varnothing 12$ мм А400С. Стик замонолічується дрібнозернистим бетоном.

Кінематична схема для розрахунку стику представлена на рис. 7.7, б. Згідно розрахунку несуча здатність бетонного стику $V_{Rd}^j = 603,5$ кН.

Подальші дослідження мають бути направлені на з'ясування впливу гнучких петель на несучу здатність стику.

7.3 Вдосконалення шпонкового стику багатопустотних плит

7.3.1 Із монолітним ригелем збірно-монолітного перекриття

В системі [1] обпирання багатопустотних плит на монолітні ригелі відбувається за допомогою бетонних шпонок, котрі працюють в умовах зрізу з обтисненням (останнє створюються за рахунок зусилля розпору, котрий виникає при згинанні плит в обмежених умовах). Для підвищення безпеки експлуатації існують пропозиції щодо варіанта шпонкового стику, котрий відрізняється наявністю в опорній зоні плити каркасів з випусками поздовжньої арматури, анкерування яких у монолітний ригель підвищує жорсткість і несучу здатність збірно-монолітного перекриття за рахунок сумісної роботи його окремих елементів. На виконання умови щодо неможливості улаштування опорних перерізів бетонними запропоновано їх армування. Приймаючи до уваги рекомендації щодо мінімального відсотку армування для залізобетонного

елемента, котрий становить 0,05% , мінімально можлива площа арматури в межах однієї шпонки $A_{sw} = \rho_w b_k h_k = 0,0005 \times 143,1^2 = 10,24 \text{ мм}^2$. Це відповідає $2\text{Ø}3 \text{ Вр-I}$, $A_{sw} = 14,2 \text{ мм}^2$, при цьому $\rho_{sw} = A_{sw} / A_{sh} = 14,2 / 143,1^2 = 0,0007$.

В табл. 7.1 представлені результати розрахунку несучої здатності стику круглопустотної плити шириною 1,5 м із монолітним ригелем варіаційним методом.

Таблиця 7.1 – Несуча здатність шпонкового з'єднання багатопустотної плити з монолітним ригелем (у кН) [383]

Фактори впливу	Рівномірне обтиснення	Нерівномірне обтиснення	Армування	Рівномірне обтиснення + армування	Нерівномірне обтиснення + армування
Несуча здатність, кН	341,32	207,69	202,65	364,63	239,2

В табл. враховано: коловий поперечний переріз шпонки, обтиснення (як рівномірно так і нерівномірно прикладене до поперечного перерізу), армування із мінімальним відсотком. Аналіз табл. 7.1 свідчить, що армування й обтиснення суттєво підвищують опір шпонки, врахування місця розташування обтиснення також виступає визначальним фактором несучої здатності стику (в нашому випадку при прикладанні обтиснення в нижній частині шпонки несуча здатність зменшується на 39% порівняно із його рівномірним розподіленням).

Запропоноване вдосконалення конструкції стику багатопустотної плити з монолітним ригелем [383 – 389] (рис. 7.9).

Воно полягає у зміні армування шпонки: застосуванні циліндричного каркасу (рис. 7.9) замість каркасу у вигляді пустотілої трикутної порожнистої піраміди [18]. Технічним результатом корисної моделі являється забезпечення однакової несучої здатності шпонкового з'єднання у взаємно перпендикулярних площинах та підвищення його надійності при сейсмічних впливах.

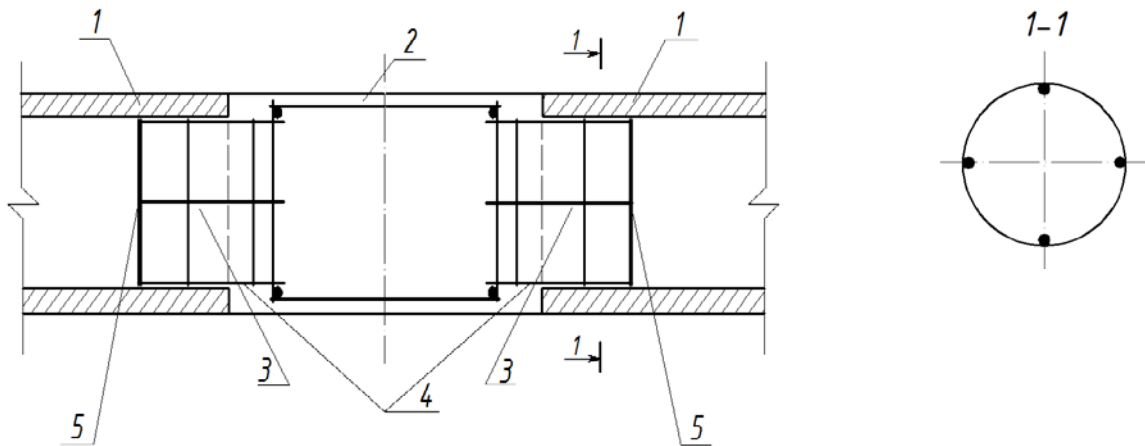


Рисунок 7.9 – Удосконалений вузол з'єднання багатопустотних плит із монолітним ригелем перекриття [384]:

1 – опорні ділянки круглопустотних плит; 2 – монолітний ригель; 3 – шпонки;
4 – арматурні каркаси циліндричної форми; 5 – обмежувачі

В продовження вдосконалення стику отримано патент на корисну модель [383], який відрізняється тим, що поперечна арматура каркаса ригеля використовується як поздовжня робоча арматура шпонок (рис. 7.10).

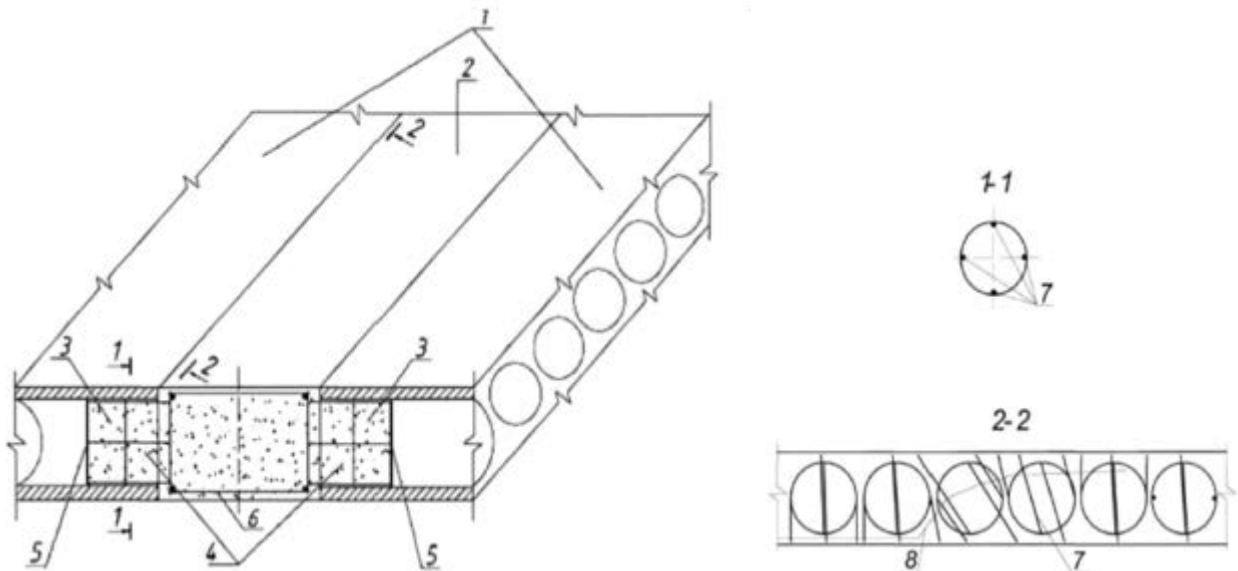


Рисунок 7.10 – Вузол з'єднання плит із ригелем у збірно-монолітних перекриттях із подвійним призначенням робочої арматури [385]:

1 – круглопустотні плити; 2 – монолітний ригель; 3 – залізобетонні шпонки; 4 – арматурні просторові каркаси; 5 – обмежувач; 6 – поперечна арматура каркаса ригеля; 7 – поздовжня арматура шпонок; 8 – похила тріщина

У місці входу в простір ригеля вона відгинається вниз або вгору під різними кутами залежно від розміщення шпонок відносно ділянок ригеля та заданого розрахунковою схемою ригеля розташування похилих тріщин з метою забезпечення ефективного армування (вузол з'єднання з подвійним функціональним призначенням арматури). Запатентований і спосіб улаштування стику [386].

7.3.2 Із несучими стінами в великопанельних будівлях

Використання багатопустотних панелей у якості плит перекриття індустриальних великопанельних будівель дозволяє збільшити відстань між стінами, звільнити внутрішній простір, покращити планувальне рішення приміщень, підвищить їх тепло- та звукозахист. На основі патенту [383] запропонований контактнo-платформний шпонковий стик панельних стін з винесеними за грані зонами обпирання багатопустотних плит (рис. 7.11).

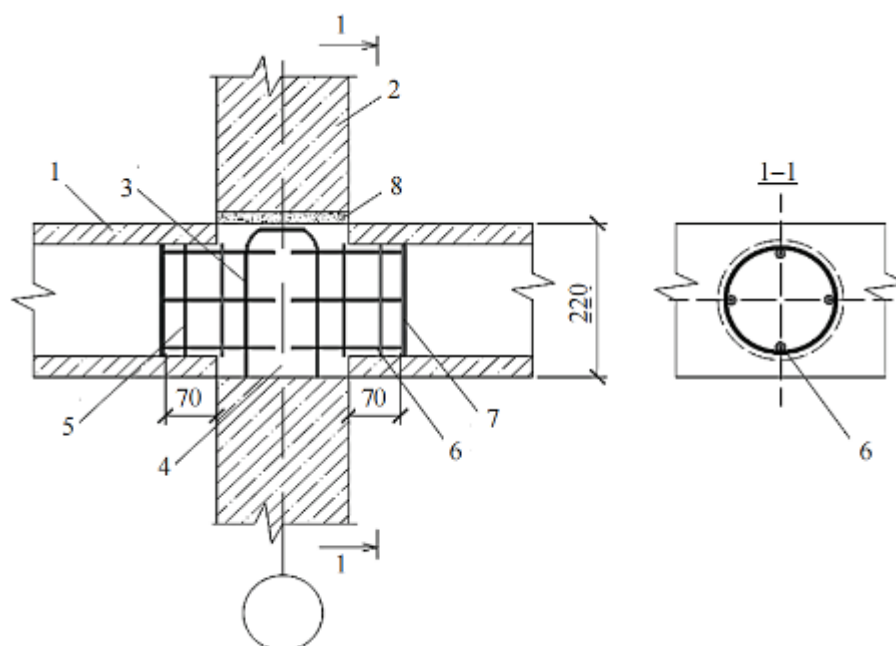


Рисунок 7.11 – Контактнo-платформний стик збірних стін з винесеними за площину стіни зонами обпирання багатопустотних плит:

- 1 – багатопорожниста панель; 2 – стіновий елемент; 3 – випуск арматури із нижньої панелі;
 4 – монолітний бетон; 5 – шпонка; 6 – армування шпонки; 7 – обмежувач довжини шпонки;
 8 – шар розчину [306]

Для плит довжиною 7,2 м і шириною 1,2 м, котра має 6 порожнин, бетону замонолічування С20/25, робочої арматури шпонки 4Ø6 А240С, отримано її опір $f_{sh,s}^k = 3,1$ МПа, відповідно зусилля, котре сприймає шпонка $V_{sh,s}^k = 56$ кН (поперечне зусилля від зовнішнього навантаження $V_{Ed} = 59$ кН).

Таким чином, для забезпечення несучої здатності і надійної роботи з'єднання плит перекриття зі стіновими панелями необхідно на кожній опорній ділянці передбачити дві залізобетонні шпонки. При проектуванні плит під більше значення розрахункового навантаження кількість армованих шпонок в з'єднанні збільшиться. Для подальшого розвитку великопанельного будівництва перспективним напрямком являється комплексне застосування армованого керамзитобетону для створення полегшених конструкцій.

7.3.3 Плит між собою

Економія арматури в плитах перекриття може бути досягнута за рахунок сумісної роботи його елементів. У місцях примикання плит перекриття існує необхідність сприйняття поперечної сили міжплитними шпонками (рис. 7.12). У разі використання плит безопалубного формування у якості елементів перекриття параметри стику наступні: висота $h_k = 162$ мм ширина $b_k = 1500$ мм і глибина шпонки зверху $l_{k1} = 20$ мм, знизу $l_{k2} = 45$ мм; ширина шва зверху $t_{j1} = 55$ мм, знизу $t_{j2} = 4$ мм; клас бетону замонолічування С20/25.

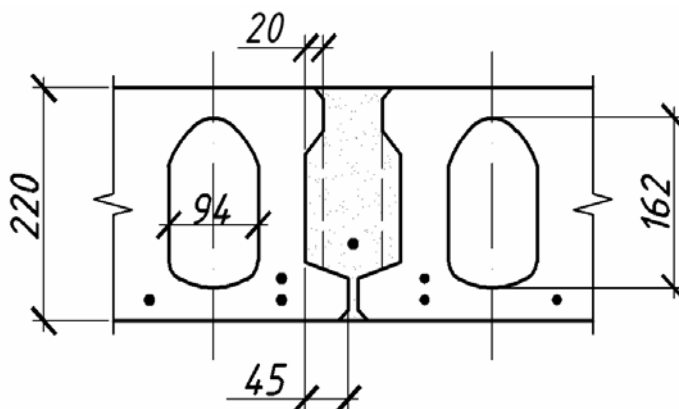


Рисунок 7.12 – Вузол примикання багатопустотних плит перекриття

Для $l_{k,red} = 32,5$ мм отримано $l_{k,red} / h_k = 0,2 \leq 0,25$, шпонка має зруйнуватися від зминання. За виконання умов $l_{k,red} / h_k < 0,5$ і $t_{j,red} / h_k \leq 29 / 162 = 0,18$ (де $t_{j,red} = (t_{j1} + t_{j2}) / 2 = (55 + 4) / 2 = 29$ мм) – зруйнується шов.

Несуча здатність шпонкового стику складає $V_{Rd} = 1980,61$ кН. Однак, частина стику розташована в розтягнутій зоні диску перекриття, що може зменшити її опір. Для уникнення вказаного наявні пропозиції [390, 391] до конструкції стику між плитами перекриття в системі ІКАР [392, 393], згідно до яких шпонки розміщені в стиснутій зоні перекриття (рис. 7.13, а). Пропозиції щодо розмірів шпонки за висотою стику також наведені на рис. 7.13, б.

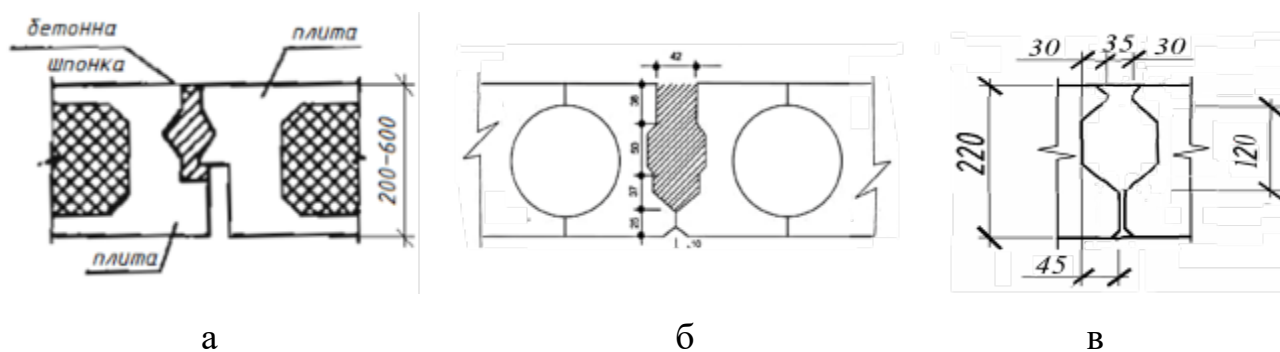


Рисунок 7.13 – Вузол примикання багатопустотних плит перекриття:

а – КС ІКАР; б – з круглими пустотами; в – автором

Для стику, наведеного на рис. 7.12, з врахуванням визначальних факторів здобувачкою запропоновані зміни відношень $l_{k,red} / h_k = 0,5 \times (30 + 45) / 120 = 0,3$ і $t_{j,red} / h_k = 0,5 \times (35 + 5) / 120 = 0,165$ (рис. 7.13, в), що забезпечує при зменшенні висоти шпонки до $h_k = 120$ мм збереження опору шпонки, унеможливорює її руйнування від зминання, підвищує опір шва та стику в цілому.

7.4 Шпонковий стик ригеля з колоною в збірних і збірно-монолітних перекриттях

Рис. 5.35 ілюструє можливі випадки руйнування відомого збірно-монолітного вузла ригелів із колоною для багатоповерхового каркаса житлових і громадських будівель (рис. 7.14).

Особливістю розрахунку тут є необхідність врахування таврового поперечного перерезу ригеля, котрий впливає на площу шпонок, яка відрізняється за висотою стику. У якості вихідних даних для розрахунку п'ятишпонкового стику трикутного профіля ригеля з колоною приймаються: для двох верхніх шпонок $b_k = 200$ мм, для трьох нижніх $b_k = 400$ мм, висота шпонки $h_k = 40$ мм, глибина $l_k = 20$ мм, $\psi = 45^\circ$, ширина шва $t_j = 120$ мм; характеристики бетону замонолічування відповідають класу C20/25.

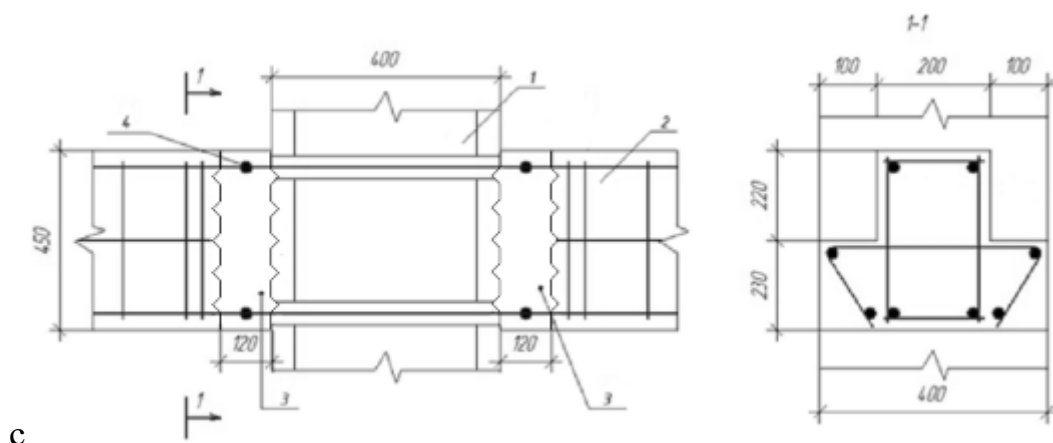


Рисунок 7.14 – Вузол сполучення ригелів з колоною [123]:

1 – колона; 2 – ригель; 3 – шпонковий стик; 4 – арматурні стержні

У граничному стані в верхній зоні п'ятишпонкового з'єднання спостерігається наявність і розкриття тріщин, що може послабити роботу верхньої шпонки. Однак, з'єднання ригеля з колоною жорстке, і при розрахунках необхідно приймати до уваги зусилля обтиснення бетону замонолічування в стиснутій зоні ригеля. Також можливо враховувати вплив поздовжнього армування (як у стиснутій, так і розтягнутій зонах ригеля). Останні два фактори суттєво підвищують несучу здатність стику. Тому можна прийняти, що обтиснення й армування компенсують силу розтягу, що виникає у верхній шпонці, і в розрахунок вводити п'ятишпонковий бетонний стик.

Несуча здатність розглядуваного стику для випадків рис. 5.35 відповідно:

$$V_{sh,c}^a = 119,6 \text{ кН}; V_{sh,c}^b = 132,3 \text{ кН}; V_{sh,c}^c = 146,01 \text{ кН}; V_{sh,c}^d = 166,09 \text{ кН}; V_{sh,c}^e = 188,06 \text{ кН};$$

$$V_{sh,c}^f = 215,29 \text{ кН}; V_{sh,c}^g = 115,29 \text{ кН}; V_{sh,c}^h = 132,83 \text{ кН}; V_{sh,c}^i = 150,6 \text{ кН}; V_{sh,c}^k = 179,35 \text{ кН}.$$

Менше із підрахованих значень несучої здатності, що відповідає руйнуванню за чотирма шпонками і швом у межах п'ятої, приймається у якості розрахункового – $V_u = 115,29$ кН.

Запропонований варіант улаштування збірно-монолітного перекриття, у якому несучі ригелі виконані з потовщенням опорних частин, які охоплюють колони, і з'єднуються з ними бетонними шпонками, котрі розташовані по всім граням колон (рис. 7.15). Їх кількість та розміри визначаються із умов розрахунку несучої здатності з'єднання на поперечну силу.

За результатами виконаних досліджень можна надати рекомендації, щодо проектування стику. По-перше, пропонується збільшити кількість шпонок у стику із трьох до п'яти, улаштувати трапецієподібний (із огляду на спрощення технології виготовлення стиків) або трикутний (для виключення міжшпонкового простору) профіль, відношення розмірів бетонних шпонок приймати $l_k/h_k = 0,25-0,5$ для забезпечення їх руйнування шляхом зрізу.

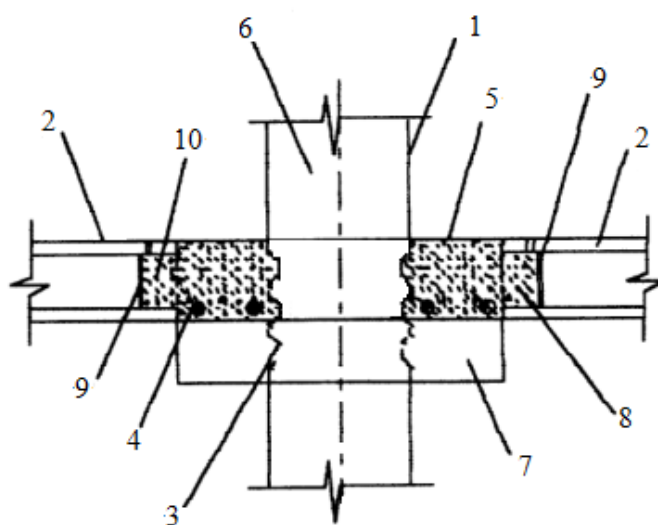


Рисунок 7.15 – Шпонкове з'єднання колони із ригелями згідно [394]:

1 – колони; 2 – багатопустотні плити; 3 – бетонні шпонки; 4 – арматурні каркаси; 5 – середні монолітні ригелі; 6 – грань колони; 7 – потовщення опорних частин ригелів; 8 – торцеві пустоти плит 2; 9 – обмежувачі; 10 – шпонки ригелів 8, 9

У разі трикутного профіля висота шпонки $h_k = 450 / 3 = 150$ мм, глибина $l_k = 75$ мм ($l_k/h_k = 0,5$), кут нахилу опорних поверхонь $\psi = 45^\circ$. Несуча здатність

стику $V_{Rd2} = 344,7$ кН. Як видно із розрахунків більша несуча здатність відповідає стику із трикутними шпонками, в першу чергу за рахунок відсутності міжшпонкового профілю

У конструктивній системі Сарет [1, 3] передбачене шпонкове з'єднання ригеля з колоною (рис. 7.16).

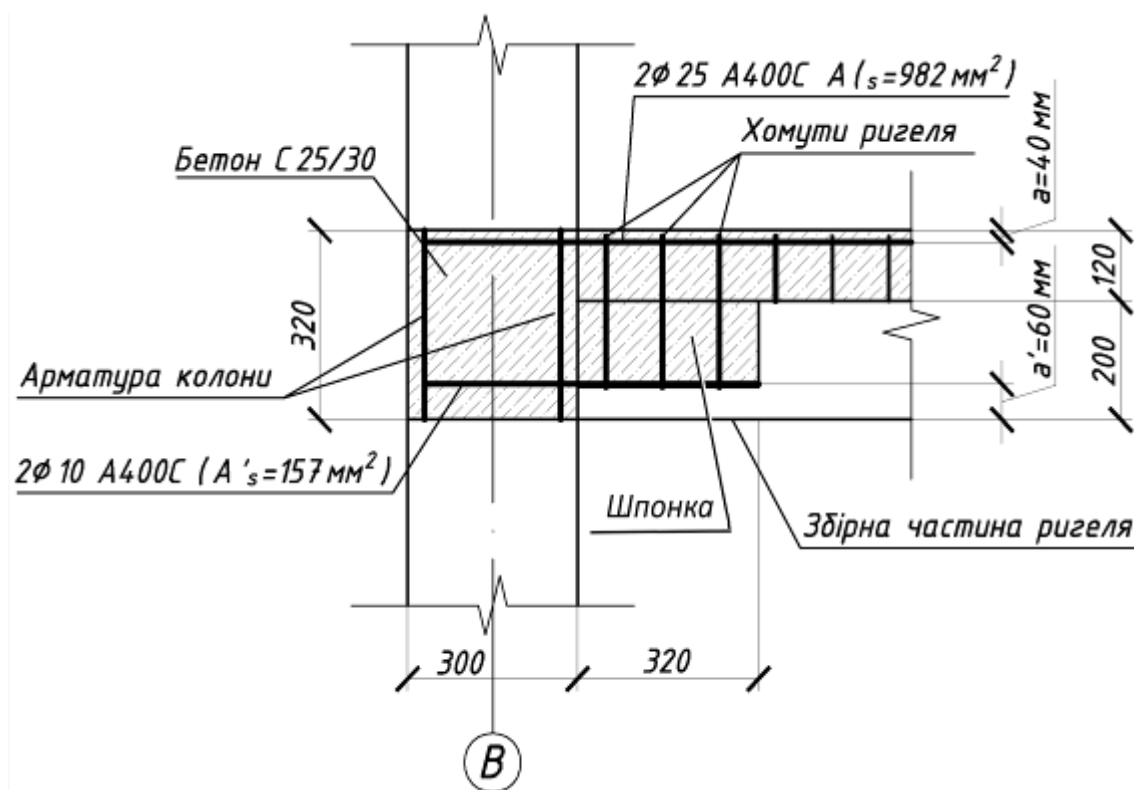


Рисунок 7.16 – З'єднання колони з ригелями конструктивної системи Сарет

Приймається відношення розмірів шпонки $l_k / h_k = 1$ (армування шпонки розширює межі зрізової форми руйнування до цього значення); $l_k = h_k = 320$ мм; клас бетону C25/30, арматури A400C. За результатами статичного розрахунку в опорному перерізі діє $M_{Ed} = 80,73$ кНм, а поперечна сила складає $V_{Ed} = 80,41$ кН. За результатами конструктивного розрахунку прийнято: робоча поздовжня арматура в розтягнутій зоні $2\text{Ø}25$ A400 ($A_s = 982$ мм²), конструктивна арматура в стиснутій зоні $2\text{Ø}10$ A400C ($A'_s = 157$ мм²). Кінематично можлива схема руйнування стику та формули для визначення граничного навантаження представлені у розділі 5 (п. 5.3.3.2). Особливістю даного випадку являється

врахування несиметричного двохрівневого армування шпонок у стиснутій і розтягнутій зоні. За результатами розрахунку отримана несуча здатність стику у разі руйнування зрізу шпонки $V_{Rd}^k = 453,43$ кН, що значно перевищує $V_{Ed} = 80,41$ кН, результати випробування [11] підтверджують надійність з'єднання і засвідчують руйнування ригеля на опорі за похилим перерізом як монолітної конструкції.

При розгляді стику збірно-монолітного ригеля з колоною [1, 395] у разі наявності двох трикутних шпонок на торці його збірної частини передбачено можливість різних випадків руйнування від дії поперечної сили, зокрема:

- від зрізу стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною (при цьому з'єднання розглядається як монолітне) – рис. 7.17, а;
- за похилою стиснутою смугою (рис. 7.17, б);
- за цілим бетонним перерізом (рис. 7.17, в);

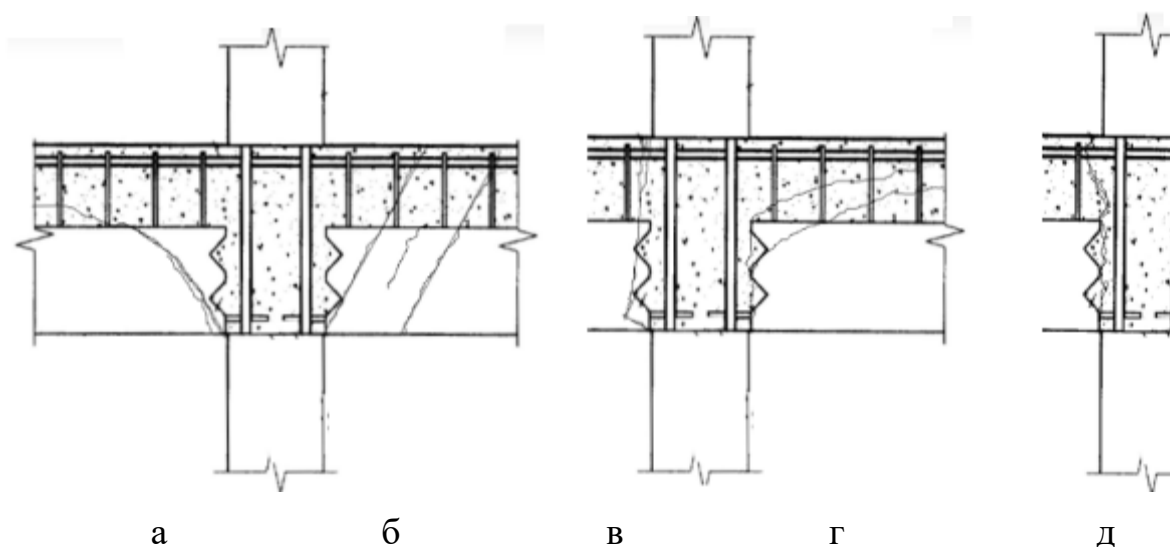


Рисунок 7.17 – Можливі випадки руйнування стику збірно-монолітного ригеля з колоною:

- а – від зрізу стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною; б – за похилою стиснутою смугою; в – за цілим бетонним перерізом; г, д – комбіноване за шпонками і монолітною частиною ригеля

- комбіноване руйнування, котре супроводжується:

- а) зрізом однієї або двох шпонок у поєднанні із руйнуванням за похилою

тріщиною в межах висоти перерізу ригеля за винятком зони зрізу шпонок (рис. 7.17, г);

б) зрізом двох шпонок у поєднанні зі зрізом монолітної частини (рис. 7.17, д).

Аналіз отриманих результатів дозволяє стверджувати, що мінімальна несуча здатність відповідає зрізу стиснутої зони над похилою тріщиною монолітного з'єднання. На перспективність впровадження збірно-монолітного будівництва для відновлення України наголошено в [396].

7.5 Шпонкові з'єднання вертикальних несучих елементів конструктивних систем

7.5.1 Стояків рам

Каркасно-панельна конструктивна система РАМПА [397] передбачає створення колони просторової рами, шляхом з'єднання стояків плоских рам за висотою шляхом замонолічування порожнин між ними (рис. 7.18).

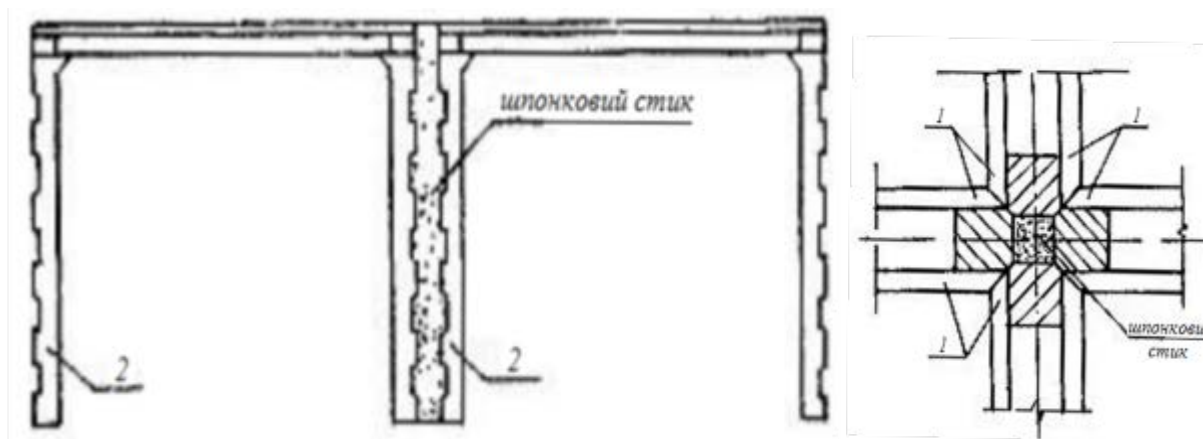


Рисунок 7.18 – Шпонкове з'єднання стояків рам у колону:

1 – рами; 2 – стояки рам

Запропоновані розміри шпонкового стику: $b_k = 200$ мм, $h_k = 250$ мм (висота шпонки дорівнює довжині міжшпонковому простору), $l_k = 60$ мм, при цьому $l_k/h_k = 0,24$, $t_j = 200$ мм; бетон замонолічування класу С25/30. Можливі випадки руйнування стику відображені на рис. 7.19.

Несуча здатність стику приймається як мінімальне із отриманих значень:

$$V_{Rd}^a = 759,8 \text{ кН}; \quad V_{Rd}^b = 686,19 \text{ кН}; \quad V_{Rd}^c = 729,01 \text{ кН}; \quad V_{Rd}^d = 812,94 \text{ кН};$$

$$V_{Rd}^e = 908,14 \text{ кН}; \quad V_{Rd}^f = 1007,89 \text{ кН}.$$

Отже, при руйнуванні за чотирма шпонками і швом у межах останньої маємо $V_{Rd} = 686,19 \text{ кН}$.

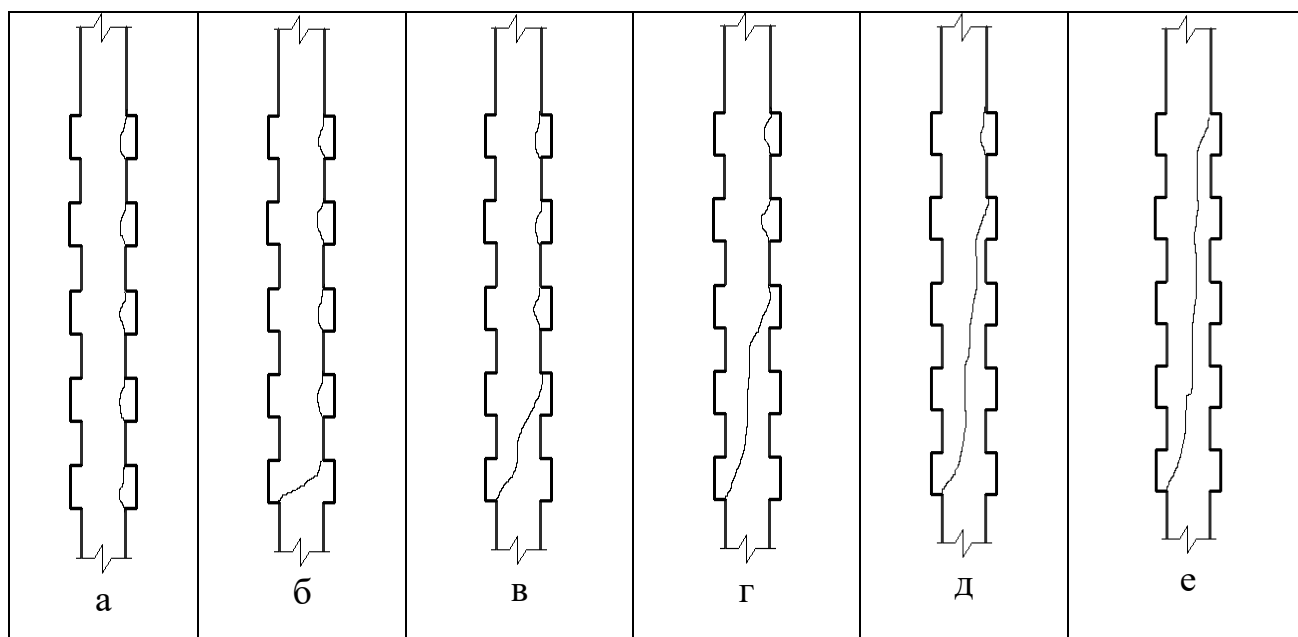


Рисунок 7.19 – Можливі випадки руйнування п'ятишпонкового стику:

а – за шпонками; б – за чотирма шпонками і швом у межах однієї; в – за трьома шпонками і швом у межах двох шпонок; г – за двома шпонками і швом у межах трьох; д – за шпонкою і швом у межах чотирьох шпонок; е – за швом у межах п'яти шпонок

7.5.2 Стінових панелей

При проектуванні вертикальних стиків великопанельних будівель з тросовими петлями, останні встановлюються в торцях суміжних панелей за розрахунком з кроком 250 – 750 мм. Клас бетону замонолічування приймається не менше С20/25.

Описана конструкція стиків забезпечує сприйняття вертикальних і горизонтальних зсувних зусиль (за рахунок улаштування шпонок), горизонтальних зусиль розтягу (сталевими гнучкими петлями), горизонтальних стискуючих зусиль (бетоном замонолічування).

Для вертикального трьохшпонкового стику між стіновими панелями: за їх висотою приймаємо 3 коробки PVL 80 (рис. 7.20) з кроком 400 мм, у кожній із яких передбачаємо одну петлю.

Клас бетону замонолічування C20/25.

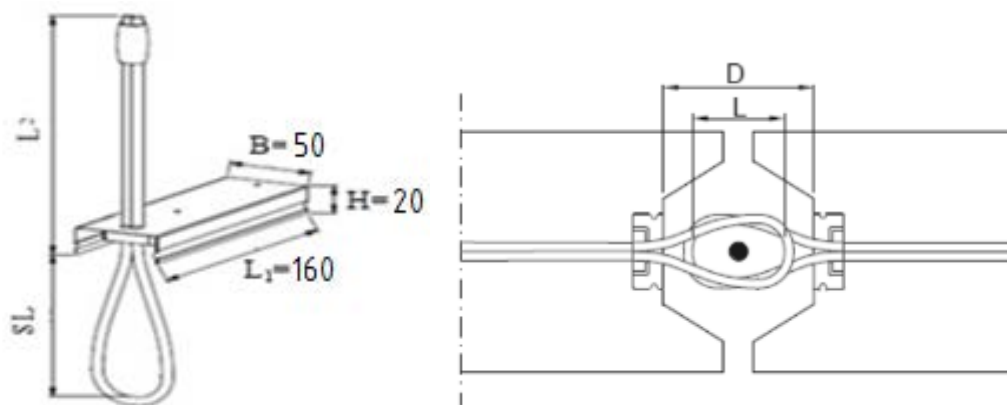


Рисунок 7.20 – Конструктивна схема виробу PVL:

SL – довжина петлі; D – габарит шпонкового стику; L_2 – довжина анкерування; L – напуск петель; $L_1 \times B \times H$ – габарити коробки

Конструкція стику наведена на рис. 7.21: крок шпонок $s_k = 700$ мм; ширина шва $t_j = 80$ мм; товщина залізобетонного елемента $\delta = 120$ мм; тросова петля $\varnothing 6$ K1400 (по одній в коробці); анкерний стержень $\varnothing 12$ A400С, для якого $f_{yd} = 364$ МПа.

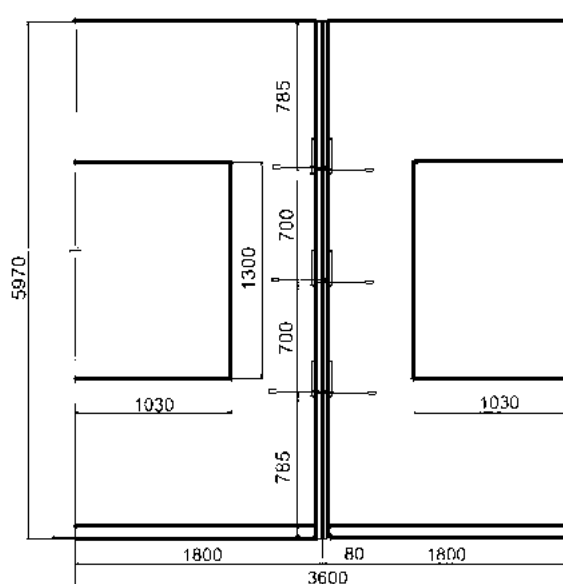


Рисунок 7.21 – Конструкція стику між стіновими панелями

Для розрахунку несучої здатності стиків на гнучких петлях використовують декілька методик:

- нормативну [142, 157], згідно якої передумова про текучість арматури у разі використання шпонкового шва із високоміцними гнучкими петлями протирічить дослідним даним [95, 98], однак переоцінювання внеску армування частково компенсується суттєвим недооцінюванням опору бетонних шпонок (в цьому випадку два недоліки поєднуючись компенсують один одного);

- [398], перевагами якої порівняно з нормами є розгляд трьох можливих випадків руйнування стику, котрі спостерігаються в дослідах (за шпонкою від зрізу й зминання та за швом); врахування обох характеристик міцності бетону; обмеження напружень у поперечній арматурі ($f_{yd} \leq f_{yd}^{\max} = 2,5 f_{ctd} A_{sh} / A_{sw}$); врахування розпору, який виникає в стиках у умовах обмеженого деформування;

- запропонована в [371] інженерна методика розрахунку спирається на результати експериментальних досліджень автора та скінченно елементне моделювання стиків. За критерій досягнення граничного стану стику приймається момент тріщиноутворення, впливом тросової петлі нехтується. Розрахунок проводиться в пружній стадії;

- методика [98] детально проаналізована у першому розділі тому, що і як запропонована в дисертаційній роботі, базується на теорії пластичності бетону та розглядає два ідеалізовані механізми руйнування.

Для оцінювання точності й достовірності методик виконаний порівняльний аналіз теоретичної несучої здатності стиків, підрахованої за кожною із них, з експериментальною для 46-ти дослідних зразків [100 – 102, 371], в яких кількість тросових коробок з розмірами 35×160, 35×180, 50×160, 80×120 мм (1 або 2 петлями в кожній) змінювалася від 2 до 4, товщина стінових панелей приймалася 120 і 150 мм, ширина шва складала 80, 90 і 100 мм, міцність бетону замонолічування при стискові була в межах $f_{c,prizm} = 23,5 - 40$ МПа.

Результати порівняння для нормативної методики надані на рис. 7.22, а, вони свідчать про суттєве завищення теоретичної несучої здатності (середнє арифметичне відношення теоретичної несучої здатності до дослідної становить 2,32 (1,89), середнє квадратичне 1,05 (0,83) з коефіцієнтом варіації 45,4 (43,7)%, і для подальшого застосування методика потребує коригування, котре може полягати, наприклад, у зміні значень коефіцієнтів c і μ ; (зокрема пропонується значення коефіцієнту c прийняти рівним 2, а μ зменшити, наблизивши значення величини напружень у гнучких петлях у момент руйнування стиків до отриманих у експериментальних дослідженнях).

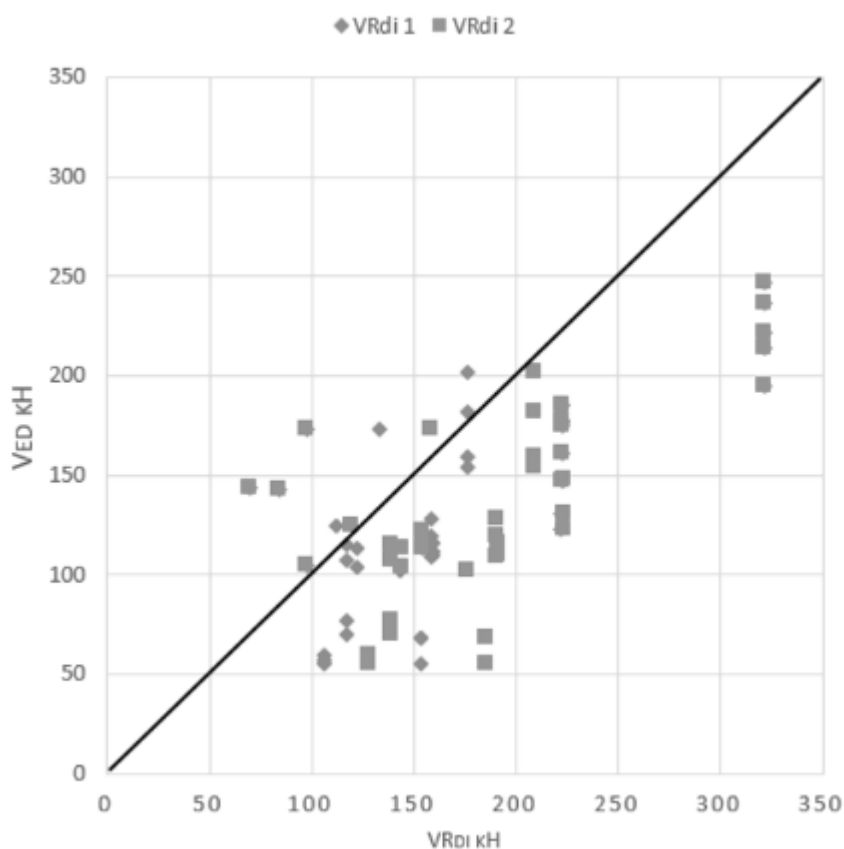


Рисунок 7.22 – Порівняння теоретичної несучої здатності, підрахованої за [142, 157] з дослідною

Аналогічні показники для методики [396]: середнє арифметичне становить 1,52 (1,36), середнє квадратичне 0,55 (0,43) з коефіцієнтом варіації 36,5 (32,2)%, вони представлені на рис. 7.23.

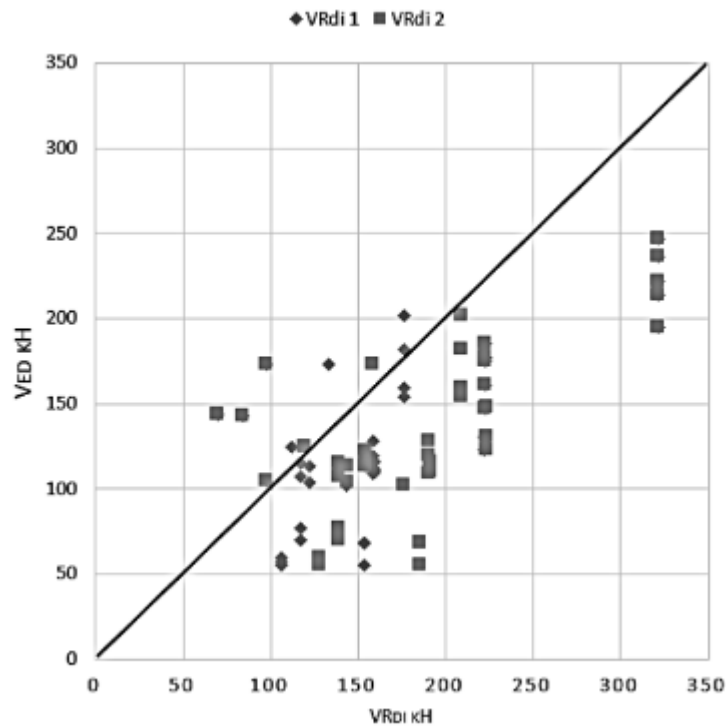


Рисунок 7.23 – Порівняння теоретичної несучої здатності, підрахованої за [398] з дослідною

Для методики [371]: середнє арифметичне 1,37, середнє квадратичне 0,58, коефіцієнт варіації 42,2% (рис. 7.24).

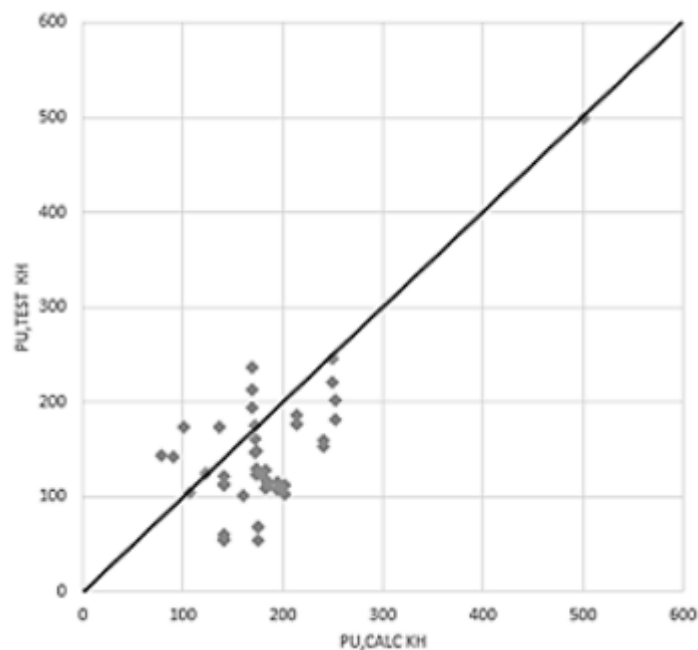


Рисунок 7.24 – Порівняння теоретичної несучої здатності, підрахованої за [371] з дослідною

Не зважаючи на те, що методика не враховує впливу гнучких петель на несучу здатність стику, теоретична міцність виявилася в середньому більшою порівняно із експериментальною в 1,4 рази.

Найкращі статистичні показники дає методика [98]: середнє арифметичне 0,95, середнє квадратичне 0,18, коефіцієнт варіації 19,6% (рис. 7.25).

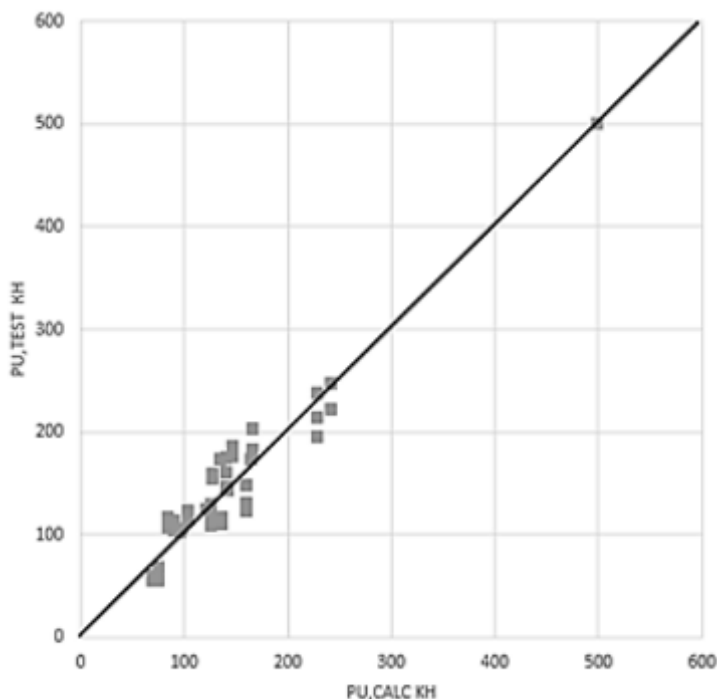


Рисунок 7.25 – Порівняння теоретичної несучої здатності, підрахованої за [98] з дослідною

Однак, треба зауважити, що для забезпечення збіжності теоретичної несучої здатності з дослідною в [98] запропоновано застосування коефіцієнту ефективності, котрий має структуру, запозичену у J. P. Zhang [399], котрий розробив модель для розрахунку опору на зсув балок без поперечної арматури:

$$v = \frac{K}{\sqrt{f_c}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{L_{box}}} \right), \quad (7.2)$$

Найкраща збіжність теоретичної несучої здатності з дослідною спостерігається при $K = 0,75$. Отже методика, запропонована в [98] базується на загальній теоретичній основі, розглядає стадію руйнування стиків і враховує геометрію стику, обидві характеристики міцності матеріалу замонолічування.

Однак те, що для забезпечення збіжності теоретичної міцності з дослідною авторами методики запропоновано застосування коефіцієнту ефективності, свідчить про те, що методику можна вдосконалювати.

Дослідження автора в даній області викладені в [400 – 406].

Результати розрахунку несучої здатності стику для наочності представлені в табл. 7.2.

Методика розрахунку [98] дозволяє оцінити несучу здатність стику стінових панелей на гнучких петлях. Згідно результатів експериментів при $l_k/h_k = 20/160 = 0,125$ руйнування стику відбувається за шпонками, тому доцільно глибину шпонки збільшити до $l_k = 40$ мм та розраховувати такий стик за $l_k/h_k = 0,25$ (опір шпонки наближено до максимуму), щодо величини напружень у гнучких петлях в граничній стадії, то вона приймається згідно [98] 200 МПа, що відповідає рівню обтиснення $\sigma/f_c = 0,1$. При визначенні опору окремої шпонки для спрощення розрахунку можна користуватися табл. 7.3. Остаточо, несуча здатність трьохшпонкового стику становить 106, 1 кН, що доволі близько до результатів, отриманих за [98]. Отже, запропонована методика може бути запропонована для використання при розрахунках шпонкових стиків на гнучких петлях, однак при цьому потрібно експериментальне дослідження напружено-деформованого стану арматурних петель у стадії руйнування стику.

Таблиця 7.2 – Результати розрахунку несучої здатності стику за різними методиками

Методика	Несуча здатність, V_{Rd} , кН
[142, 157]	232
[398]	124,7
[371]	78,6
[98]	98
автор (ВМ)	106,1

Таблиця 7.3 – До визначення $f_{sh,\sigma}^k$ при $l_k/h_k = 0,25$

σ/f_{cd}	$f_{sh,\sigma}^k/f_{cd}$								
	C12/15	C16/20	C20/25	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
0,1	0,322	0,311	0,305	0,307	0,304	0,3	0,294	0,296	0,296
0,2	0,401	0,395	0,39	0,391	0,39	0,387	0,384	0,385	0,384
0,3	0,455	0,451	0,448	0,449	0,448	0,446	0,444	0,445	0,444
0,4	0,489	0,487	0,486	0,486	0,486	0,485	0,484	0,484	0,484
0,5	0,507	0,507	0,507	0,507	0,507	0,506	0,506	0,506	0,506

7.5.3 Об'ємних блоків

Вертикальні шпонкові стики передбачені у будівлях із об'ємних блоків, зокрема виготовлених Кременчуцьким ДБК (рис. 7.26, а – г).

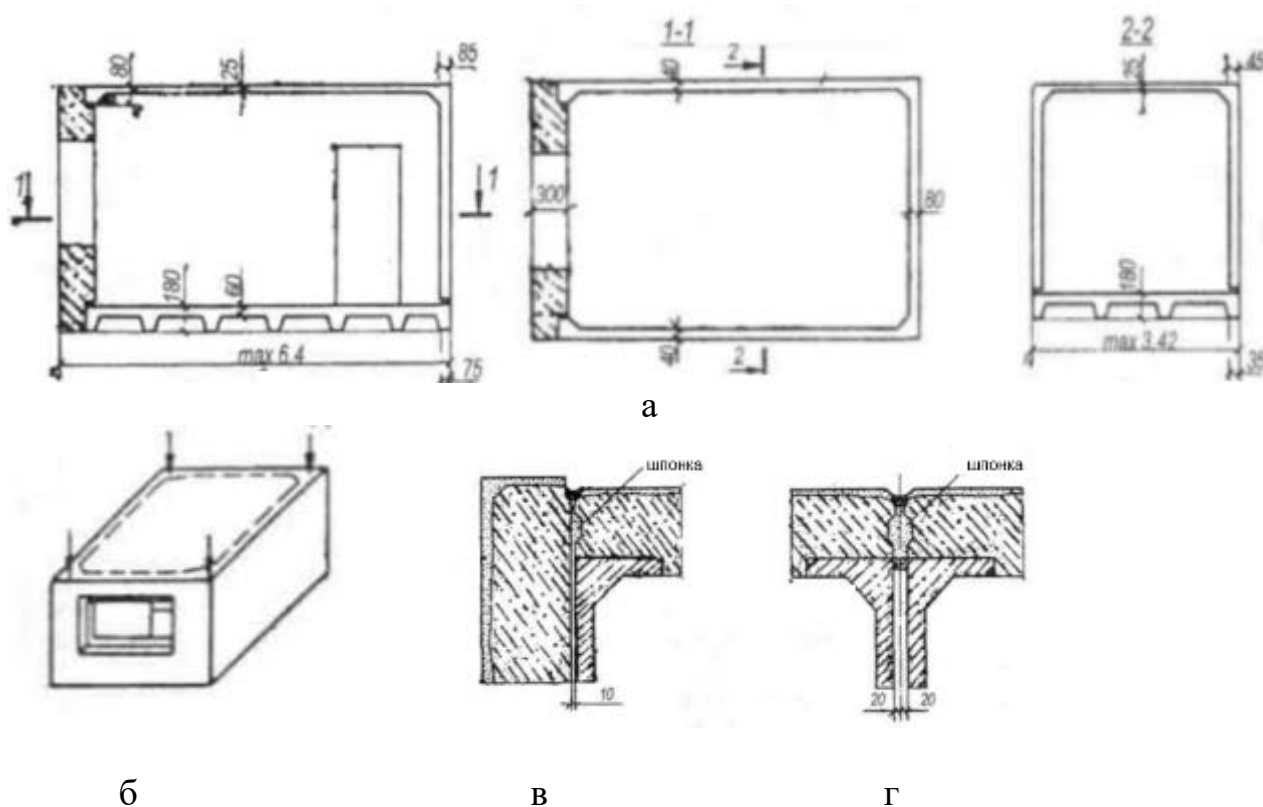


Рисунок 7.26 – Об'ємно-блокове будівництво:

- а – конструкція об'ємного блоку; б – схема передачі навантаження;
в – кутовий стик зовнішніх стін; г – вертикальний стик зовнішніх стін

Підвищення несучої здатності конструкцій у сейсмостійкому варіанті та при складних інженерно-геологічних умовах будівництва забезпечено

улаштуванням залізобетонних шпонок як за вертикальними (рис. 7.27, а), так і горизонтальними стиками (рис. 7.27, б) блоків.



Рисунок 7.27 – Об’ємно-блокове будівництво в складних інженерно-геологічних і сейсмічних умовах:

а – вертикальний стик; б – вертикальний стик

По вертикалі стовпи блоків з’єднані між собою пружно-піддатливими в’язями, які виконуються у вигляді вертикальних залізобетонних стояків зі шпонками, котрі отримані в результаті замонолічування вертикальних пазів з розташованою в них арматурою.

7.6 Підсилення залізобетонних і кам’яних елементів

Для своєчасного застосування заходів щодо збереження будівель і споруд при зниженні несучої здатності конструкцій необхідно обґрунтовано визначити їх технічний стан. Межа категорій «непридатного до нормальної експлуатації» й «аварійного» технічного стану однозначно не визначена, такі їх характеристики як: «можливість забезпечення цілісності» та «неможливість гарантувати цілісність конструкції» [407] перекладають вибір категорії та заходів з виведення конструкцій із небезпечної ситуації на інтуїцію фахівців, котрі проводять обстеження. Тому для встановлення чіткої межі зазначених категорій рекомендується: при незабезпеченості несучої здатності на дію повного навантаження, але її забезпеченості на дію постійного навантаження визначати технічний стан як «непридатний до нормальної експлуатації», а в

разі незабезпеченості на дію лише постійного навантаження – «аварійний» [408]. При стані «непридатному до нормальної експлуатації» проводиться підсилення конструкцій та підвищення їх несучої здатності шляхом забезпечення сумісної роботи елементів у місцях з'єднань.

У разі необхідності збільшення перерізу конструкції при підсиленні згинальних залізобетонних елементів важливим питанням є створення умов для сумісної роботи існуючої конструкції та бетону підсилення [409]. Ступень зчеплення визначає опір контактного шва, котрий суттєво впливає на несучу здатність підсиленої конструкції. На практиці зчеплення досягається шляхом доволі ретельної попередньої обробки (очищення, піскоструминної й хімічної обробки) поверхні з подальшим її насіканням, улаштуванням випусків арматури і т.п. Однак, не завжди перерахованих заходів достатньо для забезпечення зчеплення «старого» і «нового» бетону, тому підсилення залізобетонних плит перекриття нарощуванням стиснутої зони може здійснюватися із улаштування залізобетонних шпонок які утворюються при бетонуванні у пробитих отворах у плитах (рис. 7.28), так сумісна робота елементів забезпечується найкраще.

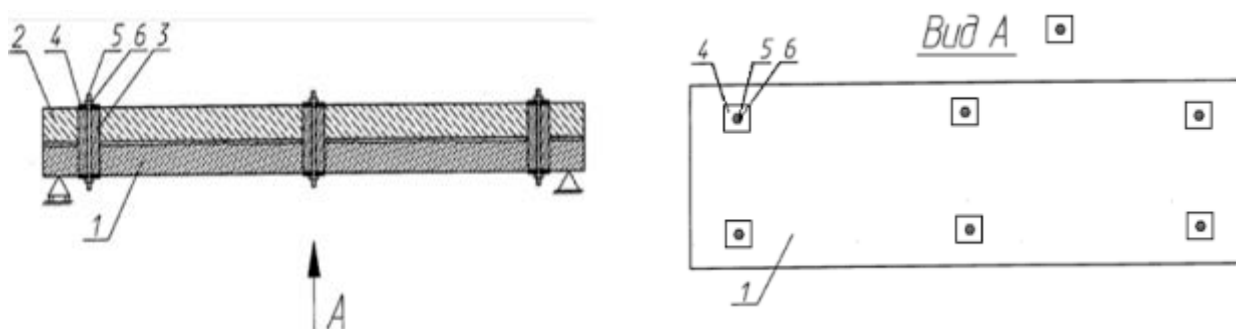


Рисунок 7.28 – Підсилення залізобетонної плити збільшенням перерізу:

1 – плита, що підсилюється; 2 – бетон підсилення; 3 – залізобетонна шпонка;

4 – металева шайба; 5 – металева шпилька; 6 – гайка [410 – 412]

Для підвищення експлуатаційної придатності цегляних та залізобетонних стін передбачені заходи щодо забезпечення їх сумісної роботи шляхом улаштування залізобетонних шпонок на перетині поздовжніх і поперечних стін.

Розташування шпонки й арматурний каркас шпонкового стику наведені на рис.7.29.

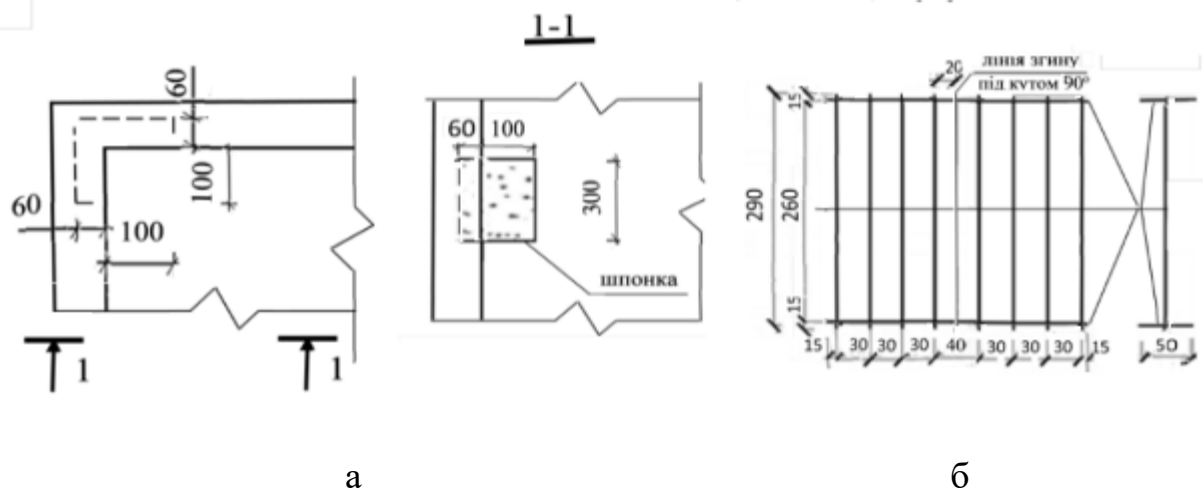
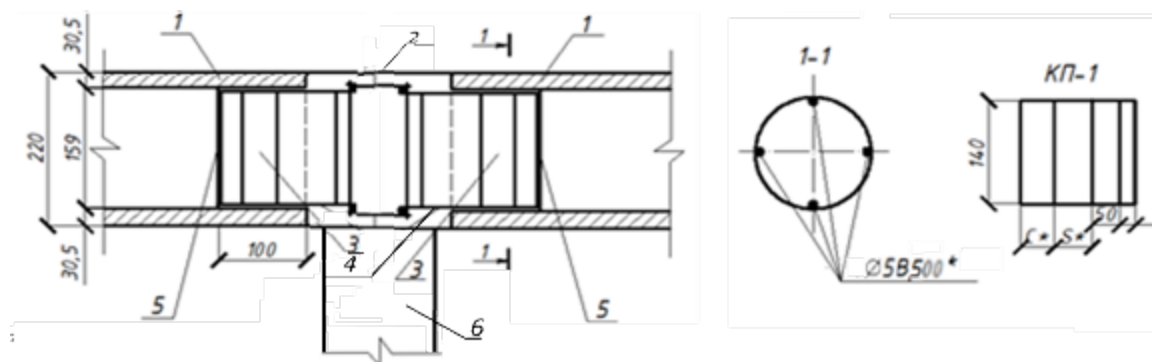


Рисунок 7.29 – Конструктивне рішення з'єднання поздовжньої та поперечної стін: а – розміщення Г-подібної шпонки у місці примикання стін; б – арматурний каркас

З метою безпечної та надійної експлуатації захисних споруд цивільного захисту та подвійного призначення для забезпечення сумісної роботи конструкцій та збільшення їх несучої здатності розроблені конструктивні рішення стикових з'єднань із підвищеним опором зрізу. Для ефективного використання збірних конструкцій (з підвищеною якістю виготовлення в заводських умовах і швидкістю виробництва) необхідно забезпечити надійність вузлів з'єднань елементів несучих систем. Досягнення вказаної мети при застосуванні багатопорожнистих плит у якості покриття сусідніх прольотів досягається шляхом встановлення у порожнинах плит просторових арматурних каркасів у вигляді пустотілих циліндрів на ділянках біля опор та їх замонолічування разом із простором між торцями плит (створення шпонок та монолітної ділянки) дрібнозернистим бетоном класу С16/20 з анкеруванням робочої арматури (рис. 7.30).

Аналогічне наведеному на рис. 7.30 конструктивне рішення запропоновано для підсилення ділянок спирання плит перекриття (покриття) на стіни в існуючих об'єктах.



* – діаметр змінюється залежно від величини граничного навантаження

Рисунок 7.30 – Забезпечення сумісної роботи плит на ділянках біля опори:

- 1 – плити покриття; 2 – простір між торцями плит; 3 – шпонка;
4 – арматурний каркас; 5 – обмежувач; 6 – стіна

Відомий спосіб підсилення цегляних простінків залізобетонними аплікаціями (рис. 7.31), ефективність якого підтверджена експериментально (несуча здатність конструктивних елементів без забезпечення зв'язку між кладкою і шаром підсилення збільшується до 45%, при застосуванні бетонних мікрошпонок (за рахунок використання існуючих розшитих на глибину 20 мм горизонтальних швів між каменями) до 90%, при використанні протяжних бетонних шпонок, які утворюються при бетонуванні аплікації в попередньо підготовлених горизонтальних штрабах до 170% (мінімум трьох), а в разі кріплення залізобетонної аплікації за допомогою арматурних анкерних стержнів до 200%.

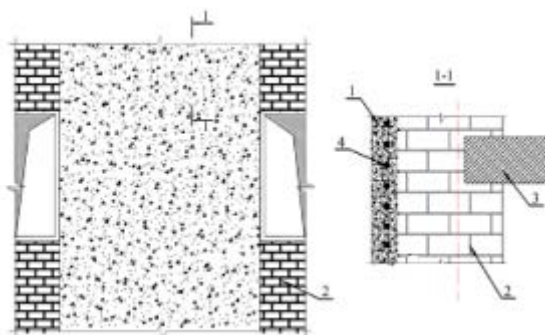



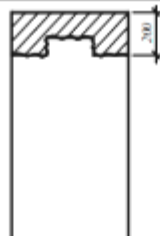
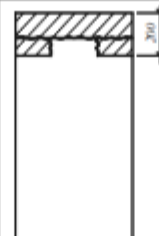
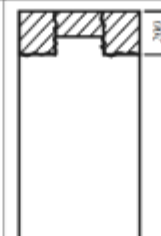
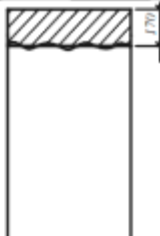
Рисунок 7.31 – Конструктивне рішення підсилення стін залізобетонними аплікаціями:

- 1 – залізобетонна аплікація; 2 – стіна, що підсилюється; 3 – плити перекриття;
4 – арматурна сітка

У разі незабезпечення несучої здатності залізобетонної балки виникає потреба в її підсиленні, зокрема нарощуванням перерізу [413]. Результати перевірки несучої здатності контактної шва представлені в табл. При розгляді варіанту контактної шва з природною шорсткістю з виступами до 10 мм розрахунок за [414] не забезпечує необхідного опору зсуву. Авторами [415] прийнято рішення улаштувати поздовжнє ребро в конструкції, що підсилюється. І в цьому випадку розрахунок засвідчив забезпечення несучої здатності контактної шва.

Однак, відомо, що найкраще зусилля зсуву сприймають шпонкові з'єднання (рис. 7.32). Розрахунок за [414] не забезпечив необхідного опору зсуву, однак розрахунок варіаційним методом на основі теорії пластичності при сумісному врахуванні армування й обтиснення показав задовільні результати.

Таблиця 7.4 – Результати порівняльного розрахунку несучої здатності контактної шва [413]

Варіант I Контактний шов має природню шорсткість з виступами до 10 мм і пронизаний вертикальними стержнями		Варіант II Конструкція, що підсилюється має поздовжнє ребро перерізом $b_{21}=150$ мм і $h_{21}=100$ мм			Варіант III Шпонковий стик з $l_k=70$ мм, $h_k=250$ мм, $b_k=300$ мм				
					Розрахунок згідно норм	Розрахунок згідно запропонованої методики			
l_{sk} , мм	1630	1530	1630	1630	1490	Бетонна шпонка	Врахування обтиснення	Врахування армування	Врахування обтиснення і армування разом
Обтиснення σ , МПа	1,10	1,18	1,10	1,10	1,21				
f_{sk} , МПа	1,07	1,65	1,61	1,61	0,91				
f_{sk} , МПа	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47				
f_{sk} , МПа	1,54	2,12	2,08	2,08	1,15	1,03	1,78	1,40	2,15
V_{sk} , кН	753,06	1621,8	1017,12	1864,72	511,82	459,0	795,7	625,8	961,1
									

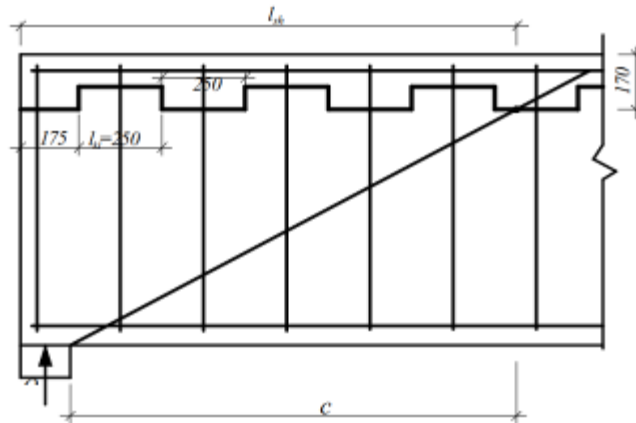


Рисунок 7.32 – Геометричні характеристики шпонкового шва

7.7 Інженерна методика розрахунку

За результатами проведених досліджень запропоновані залежності для визначення опору шпонкових стиків, котрі структуровані до нормативних. Послідовність розв'язання задач опору представлена на рис. 7.33.

Однак, у процесі вирішення задач потрібно користуватися Excel надбудовою «Пошук рішення». Для спрощення процесу нараховані таблиці типу 7.5 і 7.6 і рис. 7.34.

Таблиця 7.5 – До визначення $f_{sh,\sigma}^k$ при $l_k/h_k = 0,5$

σ/f_{cd}	$f_{sh,\sigma}^k/f_{cd}$								
	C12/15	C16/20	C20/25	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
0,1	0,235	0,226	0,220	0,220	0,216	0,211	0,213	0,212	0,213
0,2	0,305	0,299	0,295	0,295	0,292	0,289	0,290	0,290	0,290
0,3	0,353	0,349	0,347	0,347	0,345	0,343	0,344	0,343	0,344
0,4	0,384	0,382	0,381	0,381	0,380	0,379	0,379	0,379	0,379
0,5	0,401	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400

Таблиця 7.6 – До визначення $f_{sh,s}^k$ при $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ (2Ø8 A240C)

$\frac{l_k}{h_k}$	$f_{sh,s}^k/f_{cd}$								
	C12/15	C16/20	C20/25	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
0,2	0,467	0,419	0,383	0,346	0,327	0,308	0,300	0,291	0,283
0,3	0,419	0,373	0,338	0,302	0,285	0,266	0,259	0,250	0,243
0,4	0,378	0,333	0,300	0,266	0,249	0,232	0,225	0,217	0,210
0,5	0,342	0,299	0,268	0,236	0,220	0,204	0,198	0,190	0,184
0,6	0,311	0,270	0,241	0,211	0,196	0,181	0,176	0,169	0,163
0,7	0,284	0,246	0,218	0,190	0,176	0,162	0,157	0,151	0,145
0,8	0,260	0,225	0,198	0,172	0,160	0,147	0,142	0,136	0,131
0,9	0,240	0,206	0,182	0,157	0,146	0,134	0,129	0,124	0,119
1,0	0,222	0,190	0,167	0,144	0,134	0,122	0,118	0,113	0,109

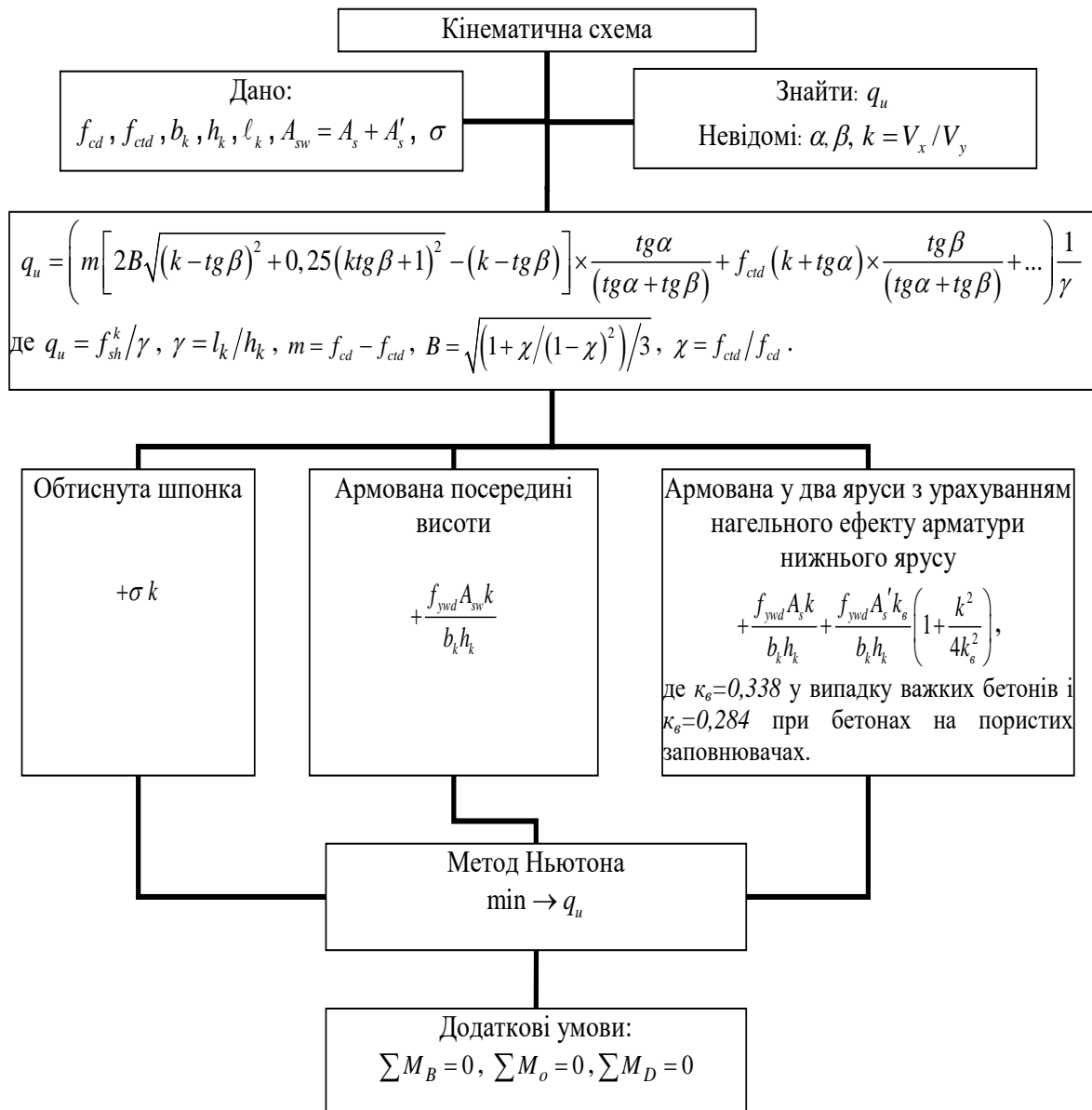


Рисунок 7.33 – Послідовність розв’язання задач опору контактних шпонкових стиків

Запропонована також інженерна методика розрахунку, згідно якої опір зрізу бетонної шпонки при $l_{k1,2} / h_{k1,2} \leq l_k / h_k \leq 0,5$ визначається із рівняння:

$$V_{Rd2} = \varphi_k \gamma_k V_{Rd,max}, \quad (7.3)$$

де $\varphi_k = 1 - \frac{2}{3} \left(l_k / h_k - l_{k1,2} / h_{k1,2} \right)^{0,5}$, тут $l_{k1,2} / h_{k1,2} = \frac{1}{8} + f_{ctd} / f_{cd}$; $\gamma_k = 1$ – при прямокутному поперечному перерізі; $\gamma_k = 0,9$ – для круглого перерізу; $V_{Rd,max} = (f_{cd} / 8 + f_{ctd}) b_k h_k$.

Опір обтиснутої бетонної шпонки з урахуванням нахилу навантаженої грані визначається із рівняння:

$$V_{Rd,\sigma} = \varphi_{\sigma} \varphi_{\alpha} V_{Rd,2}, \quad (7.4)$$

де $\varphi_{\sigma} = 1 + 2,7\eta_{\sigma}^{0,5}$, тут $\eta_{\sigma} = \sigma_n / f_{cd}$ – рівень обтиснення, який не повинен перевищувати $0,5f_{cd}$; $\varphi_{\alpha} = 1 + 0,1\tan\psi$, тут ψ – кут нахилу навантаженої грані.

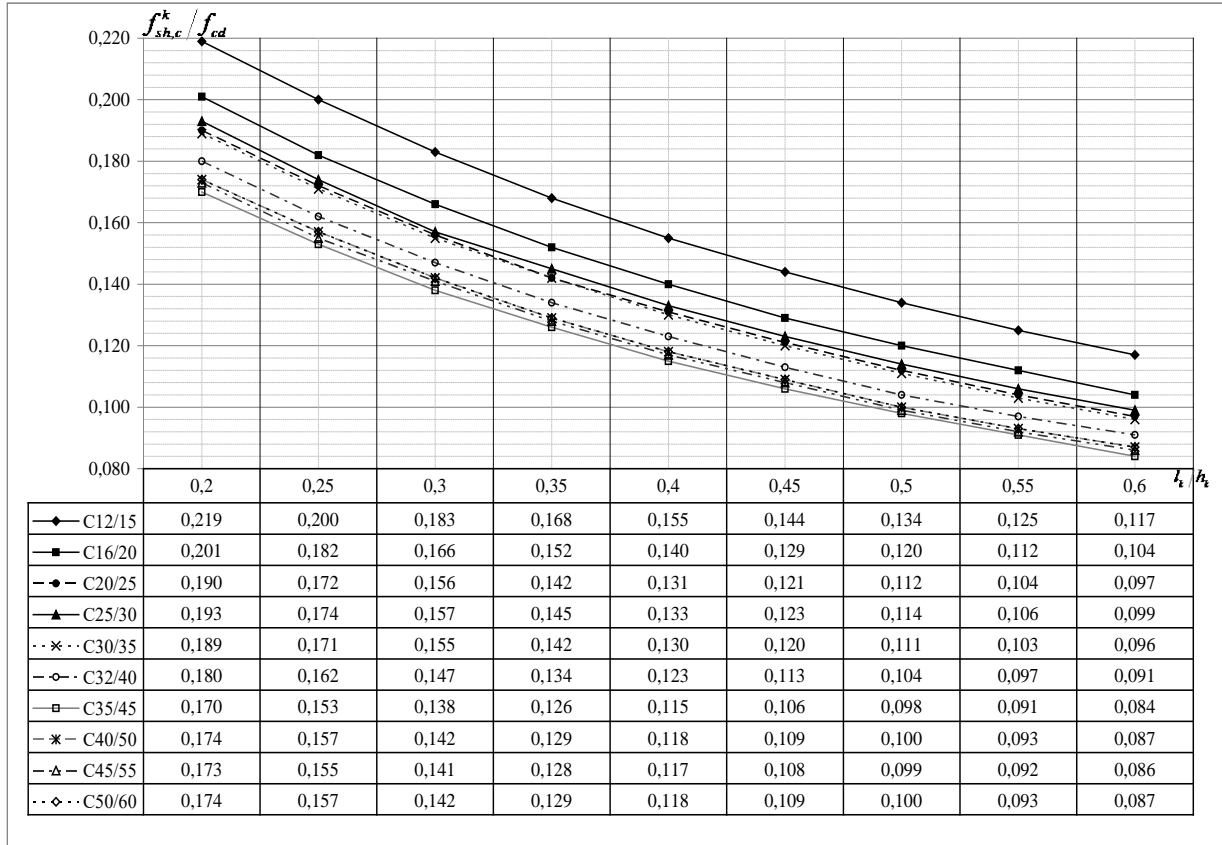


Рисунок 7.34 – До визначення опору бетонних шпонок

Опір армованої шпонки дорівнює:

$$V_{Rd,sw} = \varphi_{sw} \varphi_{\alpha} V_{Rd,2}, \quad (7.5)$$

де $\varphi_{sw} = 1 + 2,7(\rho_{sw} f_{yd} / f_{cd})^{0,5}$, тут $\rho_{sw} = A_{sw} / sb_k$, – коефіцієнт поперечного армування за умови $\rho_{sw} \leq 1\%$.

Опір багатошпонкового стику дорівнює:

$$V_{Rd,3} = \varphi_n V_{Rd,2}(V_{Rd,\sigma}, V_{Rd,sw}), \quad (7.6)$$

де $\varphi_n = n^{0,7}$, тут n – кількість шпонок у стику.

Опір шпонкового з'єднання при руйнуванні за швом визначається із залежності:

$$V_{Rd,3} = 0,75(f_{cd}f_{ctd})^{0,5} \varphi_{sw} n^{-0,3} \left\{ 1 - 0,45 \left[\frac{t_j}{nh_k + (n-1)h_1} \right]^{0,5} \right\} bh, \quad (7.7)$$

тут b – товщина стику; h – загальна висота стику в межах руйнування за швом; t_j – ширина шва; n – кількість шпонок у стику; h_1 – висота міжшпонкової ділянки.

Для врахування обтиснення та поперечного армування до залежності (7.7) вводяться відповідно коефіцієнти φ_σ і φ_{sw} згідно (7.4) і (7.5).

Рекомендується приймати: для бетонної шпонки й одношпонкового бетонного стику без бічного обтиснення прямокутну шпонку глибиною $l_k = 50$ мм за відношення $l_k / h_k = 1/4$; при армуванні або бічному обтисненні – трапецієподібну з кутом нахилу навантаженої грані 45° ; для багатошпонкового стику трикутний профіль із безперервним розташуванням армованих шпонок; відношення розмірів бетонних шпонок для уникнення крихкого їх руйнування слід приймати в інтервалі $1/4 \leq l_k / h_k \leq 1/2$, за рівня обтиснення $\sigma_n / f_{cd} \geq 0,3$ або відповідному йому поперечному армуванні вказаний інтервал можливо збільшити до $l_k / h_k = 1$; ширину шва $t_j \leq h_k$; при визначенні опору багатошпонкового стику в розрахунках приймати не більше 5 шпонок.

7.8 Висновки за розділом 7

1. Проілюстровані переваги застосування представленої методології розрахунку для оцінювання несучої здатності шпонкових з'єднань, яка дозволяє уникнути застосування емпіричних коефіцієнтів у розрахункових залежностях та можливого переоцінювання (недооцінювання) несучої здатності за рахунок розгляду повної сукупності можливих кінематичних механізмів руйнування конкретного стику, зазначених вище факторів впливу, і додаткового врахування місця прикладання стискуючого зусилля (симетричне і несиметричне обтиснення), поперечного армування, різних розмірів шпонок, їх форми, ширини шва та профіля стику.

2. Згідно запропонованої методології виконані розрахунки стиків:

- капітелі з колоною безбалкового збірного перекриття;
- надколонної плити із колоною в безбалково-безкапітельно-безконсольній конструктивній системі;
- збірних плит між собою при врахуванні їх сумісної роботи в перекритті;
- багатопустотної плити із монолітним ригелем збірно-монолітного перекриття;
- збірного та збірно-монолітного ригеля з колоною;
- контактнo-платформного шпонкового стику панельних стін з винесеними за грані зонами обпирання багатопустотних плит;
- вертикальних стиків стінових панелей на гнучких петлях;
- стояків плоских рам за висотою при створенні колони просторової рами конструктивної системи РАМПА.

3. На основі виконаних розрахунків запропоновано вдосконалення:

- вузла з'єднання надколонної плити із колоною в безбалково-безкапітельно-безконсольній конструктивній системі шляхом зміни розмірів шпонки: технічним результатом корисної моделі являється підвищення несучої здатності шпонкового з'єднання та покращення умов передачі вертикального навантаження в стику;
- стику плит перекриття між собою безбалково-безкапітельно-безконсольної конструктивної системи: елементом вдосконалення стику є застосування замість арматурних випусків із торців плит гнучких петель $\varnothing 6$ мм за типом «Reiko» зі зміною розмірів шпонки на 160×80 мм при незмінній товщині: технічним результатом є спрощення технології виготовлення і монтажу плит;
- конструкції з'єднання багатопустотної плити з монолітним ригелем в збірно-монолітних перекриттях, яке полягає у зміні армування шпонки із застосуванням пустотілого циліндричного каркасу замість каркасу у вигляді трикутної порожнистої піраміди: технічним результатом корисної моделі являється забезпечення однакової несучої здатності шпонкового з'єднання як у

вертикальній так і горизонтальній площинах та підвищення його надійності при сейсмічних впливах;

- отримано патент на корисну модель з подвійним призначенням арматури, який відрізняється тим, що поперечна арматура каркаса ригеля використовується як поздовжня арматура шпонок; також запатентований спосіб улаштування зазначеного шпонкового стику;

- контактнo-платформного шпонкового стику панельних стін з винесеними за грані зонами обпирання багатопустотних плит;

- конструкції багатошпонкового стику збірного ригеля із колоною шляхом збільшення кількості шпонок трикутного профілю з 3 до 5.

4. Для своєчасного застосування заходів щодо збереження будівель і споруд та відновлення експлуатаційної придатності несучих елементів конструктивних систем із залізобетону запропонована методика дворівневого оцінювання їх технічного стану.

5. Запропоновано підсилення конструкцій та забезпечення сумісної роботи елементів несучих систем у вузлах їх з'єднань шляхом улаштування залізобетонних шпонок.

6. Для спрощення розв'язання задач несучої здатності шпонкових стиків нараховані таблиці і запропонована інженерна методика розрахунку та рекомендації до проектування стиків.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вирішена важлива науково-технічна проблема забезпечення несучої здатності стикових з'єднань із підвищеним опором зрізу збірних і збірно-монолітних залізобетонних конструкцій шляхом розроблення методології їх розрахунку з використанням варіаційного методу в теорії пластичності бетону і врахування специфіки напружено-деформованого стану для підвищення достовірності й ефективності проектування, удосконалення конструктивних рішень, відновлення експлуатаційної придатності. Сформульовані висновки, котрі відображають результати дисертаційної роботи.

1. Виконано аналіз досліджень явища зрізу як форми руйнування бетону та залізобетону, граничного напружено-деформованого стану й опору стикових з'єднань несучих залізобетонних елементів сучасних конструктивних систем будівель і споруд. Встановлена перспективність застосування стиків із підвищеним опором зрізу, обумовлена розповсюдженням у будівництві технології збірно-монолітного каркасу з класичною рамно-в'язевою системою колон, ригелів і перекриттів із багатопустотних плит, безбалкової конструктивної системи та модернізованого панельного домобудування, для котрих важливе значення мають вузли з'єднань, які забезпечують сумісну роботу несучих залізобетонних конструкцій за рахунок влаштування шпонок.

2. Розроблена методика комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків, яка дозволяє оцінити вплив на опір як окремих визначальних факторів, так і їх сполучень.

3. Проведені експериментальні дослідження одношпонкових стиків, проаналізовано напружено-деформований стан та визначено опір дослідних зразків залежно від їх геометричних параметрів та міцності бетону. Зафіксовано руйнування окремих прямокутних шпонок та контактних стиків із важкого бетону та керамзитобетону: від зминання при відношенні глибини шпонки до її висоти $l_k/h_k \leq 0,2$, котре супроводжується зрізом за нахиленою площиною; від зрізу за наближеним до вертикалі перерізом при $0,3 \leq l_k/h_k \leq 0,5$ з

опором $f_c^k = (0,25...0,13)f_c$; від відриву за $l_k/h_k > 0,5$. Відносні деформації бетону стиску досягають $\varepsilon_c = 1,25$ ‰, дисперсне армування бетону призводить до їх збільшення – $\varepsilon_c = 1,4$ ‰, підвищення опору зрізу та зміни характеру руйнування із зовні крихкого до умовно пластичного. Опір при зрізі залежить від характеристик міцності f_c і f_{ct} , форми шпонкового профілю: трикутні шпонки мають вищий на 10 % граничний опір порівняно з прямокутними при $l_k/h_k = 0,5$. Для з'єднань зі швом із збільшенням його ширини від 50 до 200 мм несуча здатність при прямокутних шпонках знижується на 30 %.

4. Оцінено вплив обтиснення й армування на опір окремих шпонок та одношпонкових стиків. Обтиснення бетонних шпонок суттєво підвищує їх опір (при $\sigma/f_c = 0,32$ за $l_k/h_k = 0,5$ опір підвищується в 2,5 рази) та дозволяє збільшити інтервал реалізації зрізу до $l_k/h_k = 1$, при цьому поверхня руйнування віддаляється від вертикалі. Граничні відносні деформації за $\sigma/f_c = 0,3-0,47$ дорівнюють $\varepsilon_c = 2,2-2,9$ ‰. Поперечне армування впливає на опір шпонок аналогічно обтисненню. При А240С і $\rho_{sw} = 1,03$ % за $l_k/h_k = 0,25$ і $\rho_{sw} = 1,99$ % за $l_k/h_k = 0,5$ опір відповідно керамзитобетонних і фібробетонних шпонок зростає в 2 рази. Рознесення арматури у два яруси за висотою шпонки призводить до збільшення опору до 10 %. Відносні деформації стиску керамзитобетону досягають при армуванні по-середині з $\rho_w = 0,76$ % і $l_k/h_k = 0,25$ $\varepsilon_c = 1,9$ ‰ (для фібробетону $\varepsilon_c = 2,4$ ‰), за двоярусного розташування арматури – $\varepsilon_c = 2,9$ ‰. Деформації розтягнутої арматури за двоярусного розташування на (20 – 40)% більші, ніж за одноярусного, напруження в арматурі досягають межі текучості.

5. Проведені експериментальні дослідження багатошпонкових з'єднань, проаналізовано напружено-деформований стан і визначено граничний опір дослідних зразків. Для трьохшпонкових з'єднань зі швом зафіксовані такі форми руйнування: зріз двох шпонок та шва у межах останньої або руйнування однієї шпонки та зріз шва за похилим перерізом у межах двох інших при ширині шва $t_j = 25-200$ мм; руйнування однієї шпонки і шва в межах похилої

стиснутої смуги при $t_j = 200$ мм за трикутного профіля; руйнування шва при $t_j = 300$ мм. Опір керамзитобетонних і фібробетонних з'єднань підвищується: на 30% при зменшенні ширини шва з 200 до 50 мм; на 10% при зміні форми шпонки з прямокутної на трикутну та рознесенні арматури. Зафіксована нерівномірність напружень за довжиною багатошпонкового з'єднання: опір п'ятишпонкового контактного стику більше одношпонкового в 3 рази, восьмишпонкового в 5 разів. Деформації стиску стиків із фібробетону, керамзитобетону та важкого бетону складають $\varepsilon_c = 1,7...2,2\%$, напруження в арматурі досягають межі текучості.

6. Визначені показники факторів впливу, за яких опір елементів шпонкових з'єднань є максимальним та інтервали, коли унеможливлено крихке руйнування. Для бетонних шпонок слід приймати відношення розмірів $l_k / h_k = 0,25$, що відповідає максимальному опору; для уникнення відривної форми руйнування відношення l_k / h_k не повинно перевищувати 0,5. За ефективний для залізобетонних шпонок із важкого та керамзитобетону може бути прийнято рівень обтиснення $\sigma_c / f_c = 0,35$ та відсоток армування $\rho_{sw} = 1\%$, при застосуванні фібробетону на поліпропіленових волокнах можливо його збільшити до 2%, що підвищує опір при $l_k / h_k = 0,5$ до 2 разів.

7. На основі отриманих результатів експериментальних досліджень запропоновані кінематичні схеми руйнування шпонкових з'єднань. При зрізі шпонок на поверхні руйнування наявні стиснуті та розтягнуті ділянки. Обтиснення й армування приводить до збільшення розмірів зон стиску. У стиснутих областях на поверхні зрізу спостерігається локалізація пластичної деформації, її наявність обґрунтовує можливість застосування теорії пластичності у якості розрахункового апарату для оцінювання несучої здатності. Запропоновані дві схеми руйнування одношпонкового з'єднання залежно від ширини шва t_j : зріз шпонок за перерізом, наближеним до вертикалі; зріз шва у межах висоти шпонки; $i+1$ розрахункових схем для

багатошпонкового з'єднання із руйнуванням шпонок, шва та їх сполучення, де i – кількість шпонок у стику.

8. Розроблена методологія розрахунку несучої здатності шпонкових з'єднань із застосуванням варіаційного методу в теорії пластичності бетону та врахуванням специфіки їх напружено-деформованого стану, характеру руйнування та сукупності факторів впливу. Теоретичні розробки дозволили запропонувати залежності, структуровані до нормативних, котрі враховують: характеристики міцності бетону при стискові і розтягу; співвідношення розмірів шпонки l_k / h_k , котре обумовлює випадок руйнування (максимальний опір отримано на межі реалізації зминання та зрізу за $l_k / h_k = 0,25$); форму поперечного перерізу (встановлено, що опір шпонки із круглим поперечним перерізом виявився меншим порівняно із еквівалентним квадратним на 10%); форму шпонкового профіля (шпонки із нахилоною гранню мають вищий опір порівняно із прямокутними); рівень обтиснення; армування (кількість арматури, її розташування за висотою шпонки), котре впливає на опір аналогічно обтисненню; ширину шва. В стиках зі швом передбачається розглядати всі можливі випадки руйнування $n+1$, при цьому за розрахункове приймається мінімальне значення граничного опору. При визначені опору багатошпонкових стиків слід враховувати роботу не більше 5 шпонок.

9. Достовірність отриманих теоретичних результатів здійснена на основі аналізу збіжності теоретичного опору з експериментальним. Фактори варіювання змінювалися в широких межах: відношення $l_k / h_k = 0,1-1$; обтиснення $\sigma \leq 0,47 f_c$; кут нахилу опорної грані $\psi = (0-45)^\circ$ від бетону (важкий $f_c = 22,5-56,9$ МПа, керамзитобетон $f_c = 10-23,5$ МПа, фібробетон $f_c = 12-14$ МПа); армування в один і два ряди з $\rho_{sw} = 0-2,89\%$; кількість шпонок у стику 1, 3, 5 і 8. Отримана задовільна збіжність теоретичного опору із дослідним на 224 зразках: середнє арифметичне відношення $\bar{X} = f_k^{calc} / f_k^{rect} = 0,9...1,05$; коефіцієнт варіації $\nu = 7,62...19,23\%$. Порівняно з нормативною методикою та авторськими методами розрахунку при заданому

рівні надійності запропонований метод має найнижчі середні запаси опору і відкриває перспективи ресурсозбереження.

10. Запропонована інженерна методика розрахунку несучої здатності шпонкових з'єднань з рекомендаціями щодо областей їх ефективного застосування. Порівняння результатів розрахунків опору залізобетонних шпонок за розробленою методикою з нормативною засвідчує зниження витрати арматури: при класі бетону С30/35 і $l_k / h_k = 0,5$ на 30%.

11. Вдосконалені конструктивні рішення:

- з'єднання надколонної плити із колоною в безбалково-безкапітельно-безконсольній конструктивній системі шляхом зміни відношення розмірів l_k / h_k з 1 до 0,5 (технічним результатом корисної моделі є підвищення опору шпонок при $l_k / h_k = 0,5$ до 50 % та покращення умов передачі навантаження на з'єднання);

- стика плит безбалкового перекриття між собою (результатом є спрощення технології виготовлення і монтажу плит при застосуванні замість арматурних випусків із торців плит гнучких петель Ø6 мм за типом «Reiko»);

- стика збірної багатопустотної плити з монолітним ригелем шляхом армування шпонок циліндричними каркасами (технічним результатом корисної моделі є забезпечення однакової несучої здатності з'єднання у вертикальній та горизонтальній площинах з підвищенням надійності при сейсмічних впливах);

- з'єднання монолітного ригеля із збірною багатопустотною плитою з подвійним призначенням арматури: як робочої арматури шпонок та поперечної арматури каркаса ригеля;

- контактано-платформного шпонкового стика панельних стін і багатопустотних плит (з винесеними за грані панелей зонами обпирання);

- багатошпонкового стика збірного ригеля із колоною (підвищення опору шляхом збільшення кількості шпонок трикутного профілю до 5).

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Довженко О.О. Багатоповерхові каркасні будівлі із збірно-монолітними балковими перекриттями: Монографія/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2016. – 197 с.
2. Павліков А.М. Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону: Монографія / А.М. Павліков, Д.К. Балясний, О.В. Гарькава, О.О. Довженко, С.М. Микитенко, Н.М. Пінчук, Д.Ф. Федоров; За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2017. – 120 с.
3. Довженко О.О. Перспективи застосування технології збірно-монолітного каркасу в багатоповерховому будівництві України / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.В. Шостак // Нові технології в будівництві. – № 32. – 2017. – С. 79 – 85.
4. Пушкарьова К.К. Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури / К.К. Пушкарьова, А.М. Бамбура, Л.Й. Дворкін, О.В. Градобоев, М.Л. Зоценко, О.С. Кагановський, А.М. Павліков, А.А. Плугін, С.А. Тимошенко, Г.М. Шабанова – К.: Вік-принт, 2015. – 280 с.
5. Pessiki S. Review of existing precast concrete gravity load floor framing systems / S. Pessiki, R. Prior, R. Sause, S. Slaughter // PCI Journal. – 1995. – Vol. 40. – Iss. 2. – Pp. 52– 68.
6. Prior R. C. Identification and preliminary assessment of existing precast concrete floor framing systems [Електронний ресурс]/ R.C. Prior. – Lehigh University, 1993. – Режим доступу: <http://preserve.lehigh.edu/etd/213>
7. Aninthaneni P.K. Development of a demount-able precast concrete frame building system for seismic regions. – Christchurch: University of Canterbury, 2017. – 324 p.
8. Dijk K. van State of the art deconstruction in the Netherlands/ K. van Dijk, P. Boedianto, A. Kowalczyk// Overview of deconstruction in selected countries, Chapter 6, 2000. – Pp. 95–143.

9. Structural precast concrete in buildings: Report of a study group of the New Zealand Concrete Society and the New Zealand Society for Earthquake Engineering; second edition, 1999. – 143 p.

10. Yan X. Experimental study of a new precast prestressed concrete joint/ X. Yan, S. Wang, C. Huang, A. Qi, Ch. Hong// Applied Sciences. – 2018. – Vol. 8 (10), 1871.

11. Кривельов Л.І. Науковий супровід впровадження технології залізобетонної збірно-монолітної каркасної системи в будівництво багатоповерхових будинків цивільного призначення/ Л.І. Кривельов, О.А.Карпенко, В. Г. Пошивач, О. М. Райтаровський // Реконструкція житла. – 2009. – Вип. 11. – 10 с.

12. Савицький М.В. Залізобетонні покриття багатоповерхових будівель /М.В. Савицький, В.С. Магала, О.В. Рабіч, К.В. Шляхов, І.Н. Матюшенко //Будівництво, матеріалознавство, машинобудування: Зб. наук. пр. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2009. – Вип. 50. – С. 470–474.

13. Пат №23425U Україна, МПК(2006) E04G23/00. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття /М.В. Савицький, В.С. Магала, В.А. Чернець, О.В. Рабіч, Ю.Г. Чумак, І.І. Куліченко, О.М. Пшінько, Т.Д. Нікіфорова, О.Г. Зінкевич, О.Л. Токар. – u200613815. Заявлено 25.12.2006 ; Опубл. 25.05.2007, Бюл. № 7, 2007 р.

14. Savytskyi M.V. Durability and cost-effectiveness of precast and cast-in-situ deck/ M.V. Savytskyi, E.L. Butskaya// Techniczne nauki. Chemia i chemiczne technologie. Budownictwo i architektura. Przemysl: Nauka i studia. – 2013. – 35 (103). – Pp. 77–83.

15. Savytskyi N.V. Buildings with precast and cast-in-situ deck/ N.V. Savytskyi, E.L. Butskaya, N.V. Panchenko// Будівництво, матеріалознавство, машинобудування: Зб. наук. пр. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2013. – Вип. 68. – С. 316–322.

16. Савицький М.В. Плоске залізобетонне збірно-монолітне перекриття / М.В. Савицький, О.Л. Буцька // Вісник національного університету «Львівська

політехніка». – Львів: НУЛП, 2010. – Вип. 662. – С. 258–263.

17. Савицький М.В. Обґрунтування вибору плоского збірно-монолітного перекриття ПДАБА /М.В. Савицький, О.Л. Буцька// Будівництво, матеріалознавство, машинобудування: Зб. наук. пр. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2010. – Вип. 56. – С. 393–403.

18. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття: пат. на корисну модель 23425: МПК-2011.01 E04G 23/00 / В.С. Магала, М.В. Савицький. Опубл. 27.12.2010.

19. Савицький М.В. Міцність вузла сполучення збірних плит і монолітних ригелів плоского збірно-монолітного перекриття / М.В. Савицький, О.Л. Буцька, К.О. Пірадов, Т.А. Ковтун-Горбачова // Будівництво, матеріалознавство, машинобудування: Зб. наук. пр. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2015. – Вип. 81. – С. 185–190.

20. Савицький М.В. Результати натурних випробувань фрагмента збірно-монолітного перекриття/ М.В. Савицький, О.Л. Буцька, В.А. Чернець// Будівництво, матеріалознавство, машинобудування: Зб. наук. пр. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2011. – № 61. – С. 382–387.

21. Павліков А.М. Безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівлі: особливості та досвід використання під доступне житло / А.М. Павліков, Є.М. Бабич, Б.М. Петтер // Будівельні конструкції: Міжвід. наук. зб. наук. пр. (будівництво). – К.: ДП ДНДІБК, 2013. – Вип. 78; у 2-х кн.: Кн. 1. – С. 28–34.

22. Збірно-монолітна конструктивна система будівлі під соціальне житло: звіт про прикладну науково-дослідницьку роботу, № 0113U000383 / [А.М. Павліков, М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников та ін.]. – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – 439 с.

23. Павліков А.М. Індустріальна безкапітельно-безбалкова конструктивна система і нові конструктивно-технологічні рішення основ і фундаментів на

основі сучасних будівельних матеріалів для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури/ А.М. Павліков, М.Л. Зоценко, А.М. Бамбура, С.А. Тимошенко // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. – Харків: УДАЗТ, 2015. – Вип. 155. – С. 53–61.

24. Павліков А.М. Схеми руйнування середніх плит безкапітельно-безбалкових перекриттів і розрахунок їх міцності / А.М. Павліков, С.М. Микитенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 31. – С. 200–211.

25. Спосіб з'єднання панелей діафрагм жорсткості в будинках безкапітельно-безбалкової конструктивної системи : патент на корисну модель № 91267 : МПК E048 1/04 (2006.01) / А.М. Павліков, Д.Ф. Федоров, Т.Ю. Качан : власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 25.06.2014, Бюл. № 12.

26. Спосіб з'єднання залізобетонних плит перекриття в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи : патент на корисну модель UA №98285, МПК E04B 1/04 (2006.01)/А.М. Павліков, Т.Ю. Качан, Д.К. Балясній, Д.Ф. Федоров : – власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 27.04.2015, Бюл. №8.

27. Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла: патент на корисну модель №93195, МПК E04B 1/18 (2006.01) / А.М. Павліков, О.В. Гарькава, Д.Ф. Федоров, Г.Г. Фаренюк, Б.М. Петтер, Ж.М. Бовкун : власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 25.09.2014, Бюл. №18.

28. Спосіб з'єднання надколонної плити перекриття з колоною в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи: патент на корисну модель № 102290: МПК E048 1/04 (2006.01) /А.М. Павліков, Д.Ф. Федоров, Т.Ю. Качан : власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 26.10.2015, Бюл. № 20.

29. Pavlikov A. Highly constructed precast flat slab frame structural system of buildings and research of its slabs/ A. Pavlikov, O. Harkava, Yu. Prykhodko, B. Baryliak// Proceedings of the International fib Symposium on Conceptual Design of Structures, 2019. – Pp. 493–500.

30. Микитенко С.М. Експериментальні дослідження елементів збірно-монолітного безкапітельно-безбалкового перекриття/ С.М.Микитенко// Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Зб. наук. пр. – Луцьк: ЛНТУ, 2023. – Вип. 20. – С. 79–85.

31. Ліпянін В.А. Сучасний стан та перспективи великопанельної житлової забудови у великих містах України (на прикладі м. Рівне)/В.А. Ліпянін, Т.О. Мілаш// Вісник НУВГП: Технічні науки. – 2016. – № 4 (76). – С. 320–326.

32. Шилюк П.С. Індустріальне домобудування – основний ресурс будівництва доступного житла / П.С. Шилюк, М.М. Мойсеєнко, В.П. Омельчук, В. В. Омельчук // Будівельні конструкції. – 2013. – Вип. 78(1). – С. 41–46.

33. Гнесь І.П. Великопанельне житло: реальність і перспективи / І.П. Гнесь // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2007. – № 585: Архітектура. – С. 26–29.

34. Довженко О.О. Шляхи модернізації великопанельного будівництва/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.Є. Зима, Д.А. Хорошун// Збірник наукових праць XII Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи», 6 грудня 2019 р. – м. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка, 2019. – С. 261–264.

35. Gorachek E. Strength and rigidity of butt joints of large-panel structures / E. Gorachek, V.I. Lishak, D. Pume et al.; Ed. V.I. Lishak. – 1980. – 192 p.

36. Mitrofanov V.P. The theory of perfect plasticity as the elementary mechanic pseudo-plastic ultimate state of concrete: bases, limitations, practical aspects/ V.P. Mitrofanov// Proceedings of the 2nd fib Symposium, Naples, Italy, June 5–8, 2006. – Pp. 6–7.

37. Rabotnov Yu.N. Mechanics of deformable solids / Yu.N. Rabotnov. – 1988. – 712 p.

38. Smirnov A.F. Soprotivlenie materialov/ A.F. Smirnov. – 1968. – 600 s.

39. Bajkov V.N. Zhelezobetonnye konstrukcii/ V.N. Bajkov, Ye.E. Sigalov: uchebnik dlya vuzov. – 1991. – 767 s.

40. Петров А.Н. Про інтерпритацію зрізу в бетоні/ А.Н. Петров // Будівельні конструкції. – К.: Будівельник. – 1967. – Вип. VI. – С. 181–188.
41. Bondarenko V.M. Zhelezobetonnie i kamennie konstruksii/ V.M. Bondarenko, D.G. Suvorkin: uchebnik dlya studentov vuzov po spetsialnosti «Promishlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo». – 1987. – 384 s.
42. Залізобетонні конструкції/ Під ред. Полякова Л.П. – К.: Вища школа, 1984. – 352 с.
43. Stolyarov Ya.V. Vvedenie v teoriyu zhelezobetona/ Ya.V. Stolyarov. – 1941. – 448 s.
44. Sakhnovskii K.V. Zhelezobetonnie konstruksii/ K.V. Sakhnovskii. – 1961. – 840 s.
45. Akhverdov I.N. Novaya interpretatsiya sreza v betone i yee matematicheskoe virazhenie/ I.N. Akhverdov, S.M. Itskovich // Issledovaniya po betonu i zhelezobetonu: Sb. tr. AN Latviiskoi SSR. – Riga. – 1960. – Vip. 5. – S. 161–170.
46. Проектування залізобетонних конструкцій: Справ. посібник/ А.Б. Голишев, В.Я. Бачинский, В.П. Поліщук и др. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.
47. Yashin A.V. Raschet konstruksii, rabotayushchikh na srez/ A.V. Yashin // Materiali XXII nauchno-tekhnicheskoi konferentsii. – 1970. – S. 16–17.
48. Myagkov M.P. K metodike ispitaniu gornikh porod na skalivanie/ M.P. Myagkov // Gornii zhurnal. – 1934. – № 2. – S. 5–12.
49. Bresler B. Failure of plain concrete under combined stresses/ B. Bresler, S. Pister //Proceeding American society of civil Engineer. – 1955. – Vol. 81. – Pp. 345–674.
50. Belaenko F.A. Opiti po opredeleniyu kreposti gornikh porod pri odnoremennom deistvii szhatiya i sdviga/ F.A. Belaenko, G.L. Pavlenko // Gornii zhurnal. – 1937. – № 16. – S. 15–17.
51. Goncharov I.G. Prochnost kamennikh materialov v usloviyakh razlichnikh napryazhennikh sostoyanii/ I.G. Goncharov. – 1960. – 124 s.

52. Ashrakov A.A. K metodike opredeleniya sil zatsepleniya v treshchinakh zhelezobetonnykh balok pri deistvii poperechnykh sil/ A.A. Ashrakov, A.V. Samarin//Voprosi nadezhnosti mostovykh konstruktsii: Mezhvuzovskii tematicheskii sbornik trudov. – 1984. – S. 62–68.

53. Lindenberg B.Ya. Osnovnie fiziko-mekhanicheskie svoystva zolobetonov/ B.Ya. Lindenberg, G.Ya. Kunnos // Issledovaniya po betonu i zhelezobetonu. – Riga: AN Latviiskoi SSR. – 1959. – Vip. IV. – S. 87–107.

54. Gvozdev A.A. Study of the adhesion of new concrete to old / A.A.Gvozdev, A.P. Vasiliev, S.A. Dmitriev. – 1932. – 54 p.

55. Piradov A.B. Konstruktivnie svoystva legkogo betona i zhelezobetona/ A.B. Piradov. – 1973. – 133 s.

56. Каленіченко А.Г. Про вплив заміни в деяких залізобетонних конструкціях звичайного бетону активованою масою із доменних шлаків/ А.Г. Каленіченко, А.С. Зорич// Будівельні конструкції: Зб. тр. – Харків, 1959. – Вип. 3. – С. 161–197.

57. Рохлін І.А. Методичні рекомендації із розрахунку та випробування конструкцій із малопластичних матеріалів при складних напружених станах/ І.А. Рохлін. – К.: НДІБКГ, 1988. – 22 с.

58. Митрофанов В.П. Про трактування поняття «чистого зрізу» в бетоні/ В.П. Митрофанов, В.В. Погрібний, О.О. Довженко// Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – Вип. 33. – К.: Техніка, 2001. – С. 39–43

59. Митрофанов В.П. Про трактування поняття «чистий зріз» для бетону/ В.П. Митрофанов, В.В. Погрібний, О.О. Довженко// Удосконалення розрахунків міцності елементів бетонних, залізобетонних і кам'яних конструкцій: Зб. наук. праць, присвячений 70-річчю з дня народження В.П. Митрофанова. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – С. 50–62

60. Dovzhenko O.O. To the shear strength of concrete/ O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, O.E. Zuma// IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 753, 052021.

61. Довженко О. О. Зріз як форма руйнування бетону / О.О. Довженко,

В.В. Погрібний, І.А. Юрко // Наука та будівництво. – 2017. – № 4 (14). – С. 43–50.

62. Bazant Z.P. Shear fracture test of concrete/ Z.P. Bazant, P.A.Pfeiffer // Materials and Structures. – 1986. – Vol. 110 (19). – Pp. 111–121.

63. Boulifa R. A new technique for studying the behavior of concrete in shear/ R. Boulifa, M. L. Samai, M. Benhassine/ Journal of King Saud University Engineering Sciences. – 2013. – Vol. 25. – Pp. 149–159.

64. Wong R.C.K. Shear strength components of concrete under direct shearing/ R. C. K. Wong, S. K. Y. Ma, R. H. C. Wong, K. T. Chau// Cement and Concrete Research. – 2007. – Vol. 37. – Pp. 1248–1256.

65. Resan S.F. Suggested test model of concrete shear strength predication/ S.F. Resan // Asian Journal Civil Engineering. – 2019. – Vol. 20. – Pp. 637–648.

66. Rajesh C. A new shear test setup for determining shear strength of normal and high strength concrete/ C. Rajesh, G.R. Kumar// Structures. – 2023. – Vol. 54. – Pp. 1046–1057.

67. Jajodia R. Shear strength of plain concrete/ R. Jajodia, S. Gadve// Strain. – 2023. – Vol. 59(3), e12436.

68. Kaliyavaradhan S. K. Effect of recycled PVC fibers from electronic waste and silica powder on shear strength of concrete/ S.K. Kaliyavaradhan, A. Kurup// Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste. – 2017. – Vol. 23. – Iss. 3, 06017001.

69. Yeskov V. S. Issledovanie raboti betona na srez s obzhatiem / V. S. Eskov // Stroitelnie konstruktsii, zdaniya i sooruzheniya: materialy pervoi nauchno-tekhnicheskoi konferentsii TsNIIEP. – 1970. – S. 42–46.

70. Kalnais A.A. Issledovanie prochnosti i deformativnosti konstruktivnogo gazobetona / A. A. Kalnais, G. A. Teters, K. K. Shkerbelis // Issledovaniya po betonu i zhelezobetonu. – Riga: AN Latviiskoi SSR, 1959. – Vip. IV. – S. 243–261.

71. Yeskov V.S. Issledovanie metodov ispitanii betona na srez / V.S. Eskov // Issledovaniya konstruktsii zdanii i sooruzhenii dlya selskogo stroitelstva. – 1967. – S. 137–144.

72. Berg O.Ya. Fizicheskie osnovi teorii prochnosti betona i zhelezobetona / O. Ya. Berg. – 1962. – 95 s.
73. Bushkov V. A. Zhelezobetonnie konstruksii / V. A. Bushkov. – 1940. – Ch. I. – 58 s.
74. Yevdokimov A. A. Tekhnologiya i stroitelnie svoistva betona na iskusstvennikh poristikh zapolnitelyakh / A. A. Evdokimov, O. E. Pflaumer. – 1959. – 72 s.
75. Luksha A. K. Prochnost trubobetona / A. K. Luksha. – Minsk: Visshaya shkola, 1977. – 96 s.
76. Grigorev D.A. Issledovanie raboti tonkostennikh zhelezobetonnikh balok s predvaritelno napryazhennoi prodolnoi armaturoi i khomutami / D.A. Grigorev // Trudi VNIИ transportnogo stroitelstva. – 1956. – Vip. 19. – S. 110–176.
77. Cocker E. Optical Method of Stress Investigation / E. Cocker, L. Failon. – 1936. – 643 p.
78. Рохлін І.А. Дослідження і розрахунок беззварних шпонкових стиків тонкостінних залізобетонних конструкцій / І.А. Рохлін, В. А. Бондарев. – К.: НДІБК, 1968. – 34 с.
79. Geniev G.A. Theory of strength of concrete and reinforced concrete / G.A. Geniev, V.N. Kissyuk, G.A. Tyupin. – 1974. – 316 p.
80. Buzhevich G. A. Keramzitozhelezobeton / G. A. Buzhevich, N. A. Kornev. – 1965. – 236 s.
81. Погрібний В. В. Міцність бетонних і залізобетонних елементів при зрізі: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Погрібний В. В. – Полтава, 2001. – 236 с.
82. Gusakov V. N. Svoistva avtoklavnikh betonov / V.N. Gusakov // Sb. tr. – 1958. – S. 121–152.
83. Jose1 V. Hollow core slabs in construction industry/ V. Josel, P.R.Kumar// International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. – 2014. – Vol. 3. – Iss. 5. – Pp. 414–420.
84. Vinutha D. Seismic performance of precast slab to beam connection: an

overview/ D. Vinutha, R. Vidjeapriya, K.P. Jaya// Current Science. – 2021. – Vol. 121. – Iss. 1. – Pp. 61–76.

85. Shehata I. A. E. M. Strength of shear keys used in precast prestressed composite beams/ I.A.E.M. Shehata, L.D.C.D. Shehata, E.C.G. de Mendonça// Materials and Structures. – 2010. – Vol. 43. – Pp. 675–685.

86. Araujo D. L. Beam-slab connection in precast bridge decks with pockets filled out with high-performance concrete and shear key/ D.L. Araujo, M.K.El. Debs// IBRACON Structural Journal. – 2005. – Vol. 1. – Pp. 1–28.

87. Tur V.V. Proektirovanie sbornikh perekritii iz plit pustotnogo nastila bezopalubochnogo formovaniya v svete trebovanii zarubezhnikh norm/ V.V. Tur, T.M. Petsold, A.V. Shcherbach//Stroitel'naya nauka i tekhnika. – 2010. – № 1–2. – S. 15–24.

88. Mironova Ju. Structural solution of the horizontal joint of floor slabs in girderless frame/ Ju. Mironova// E3S Web of Conferences. – 2021. – Vol. 274, 03017.

89. Стоянов Е.Г. Експериментальне дослідження роботи диску перекриття, складеного із збірних залізобетонних попередньо напружених багатопустотних плит/ Е.Г. Стоянов, А.В. Набока//Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – 2017. – Вип. 134. – С. 143–147.

90. The hollow core floor design and applications manual. – Belfiore (Verona), Italy: ASSAP, 2002. – 220 p.

91. Morcoux G. Shallow precast concrete floor without beam ledges or column corbels/ G. Morcoux, E. Henin, M. K. Tadros// PCI Journal. – 2019. – Vol. 64. – Iss. 4. – Pp. 41–54.

92. Wu B. An experimental study of the shear behavior of joints in precast concrete columns/ B. Wu, Zh. Wei// Advances in Structural Engineering. – 2022. – Vol. 26(3). – Pp. 413–427.

93. Бетон від Ковальської. Доступ через <https://beton.kovalska.com>

94. Holly I. Connections and joints in precast concrete structures/ I. Holly, I. Abrahoim// Slovak Journal of Civil Engineering. – 2020. – Vol. 28. – № 1. –

Pp. 49–56.

95. Sørensen J. H. Construction-friendly ductile shear joints for precast concrete panels/J.H. Sørensen, L.C. Hoang, G. Fischer, J. F. Olesen// Proceedings of the Second International Conference on Performance-based and Life-cycle Structural Engineering (PLSE 2015). – School of Civil Engineering, The University of Queensland, Brisbane, Australia, 2015. – Pp. 440–449.

96. Sørensen J.H. Test and analysis of a new ductile shear connection design for RC shear walls/ J.H. Sørensen, L.C. Hoang, J.F. Olesen, G. Fischer // Structural Concrete. – 2017. – Vol. 18. – Pp. 189–204.

97. Suuraskola P. Technologically advanced product from Peikko – PVL cable loop // Housing construction. – 2013. – № 3. – Pp. 21–25.

98. Jørgensen H. B. Load carrying capacity of keyed joints reinforced with high strength wire rope loops/ H. B. Jørgensen, L. C. Hoang// In Proceedings of fib Symposium Concrete – Innovation and Design, Copenhagen May 18–20, 2015. – Pp. 83–84.

99. Jørgensen H.B. Load carrying capacity of shear wall T-connections reinforced with high strength wire ropes / H.B. Jørgensen, T. Bryndom, M. Larsen, L.C. Hoang // Performance-Based Approaches, fib Symposium, Cape Town. – 2016. – Nov, 21–23.

100. Andersen H.B. Liner i præfabrikerede betonelementer (Wires in precast concrete elements)/ H.B. Andersen, D.G. Poulsen// Master's thesis, Department of Civil Engineering, Technical University of Denmark, Denmark, 2002. (In Danish).

101. Frederiksen M.S. Elementsamlinger med wirebokse – eksperimentel undersøgelse af forskydningsstyrker og deformationsegenskaber (Precast element connections with wire boxes – Experimental study on shear and deformation properties)/ M. S. Frederiksen, K. Madsen// Master's thesis, Architectural Engineering, Aarhus School of Engineering, Denmark, 2011. (In Danish).

102. Hagsten L.G. Element connection with Pfeifer wireboxes/ L.G. Hagsten// Technical report, Aarhus University School of Engineering, Denmark, 2013.

103. Jørgensen H.B. Strength of loop connections between precast concrete element – Part 1: Ubar connections loaded in combined tension and bending – Part 2: Wire loop connections loaded in shear/ H.B. Jørgensen// Ph.D. thesis, University of Southern Denmark, Denmark, 2014.

104. Jørgensen H.B. Strength of precast concrete shear joints reinforced with high-strength wire ropes/H.B. Jørgensen, L.C. Hoang, L.G. Hagsten //Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, 2017. – Vol. 170(3). – Pp. 168–179, 1600096.

105. Sørensen J.H. Test and lower bound modeling of keyed shear connections in RC shear walls/ J.H. Sørensen, M.A. Herfelt, L.C. Hoang, A.Muttoni// Engineering Structures. – 2018. – Vol. 155. – Pp. 115–126.

106. Biswal A. Study of shear behavior of grouted vertical joints between precast concrete wall panels under direct shear loading / A. Biswal, A.M. Prasad, A.K. Sengupta // Structural Concrete. – 2018. – Pp. 564–582.

107. Biswal A. Experimental investigation and prediction of shear behavior of vertical joints between precast concrete wall panels/ A. Biswal// Master Thesis. – Chennai, India: Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras. – 2015.

108. Sarma B.S. Experimental studies on wire rope loop connections for precast concrete panel walls / B.S. Sarma, V. Govindaraj, S. Manohar// The Fourth International fib congress. Mumbai. – 2014. – Vol. 2. – Pp. 555–558.

109. Kaya S. Shear stiffness and capacity of joints between precast wall element/ S. Kaya // Master Thesis. – Stockholm, Sweden, 2017. – 192 p.

110. R3L Wire Rope Loop Box Technical Manual Design according to Eurocodes [https://rsteel.fi/wp-content/uploads/R3L-Wire-Rope-Loop-Box-manual ENG.pdf](https://rsteel.fi/wp-content/uploads/R3L-Wire-Rope-Loop-Box-manual_ENG.pdf)

111. RVL-N Single Wire Loop Box Technical Manual Design according to ACI and Eurocodes <https://rsteel.fi/wp-content/uploads/RSTEEL-RVL-N-wire-rope-loops-design-instructions-Eurocodes-16.5.2014.pdf>

112. RVL WIRE LOOP MANUAL <https://rsteel.fi/wp-content/uploads/RVL->

WIRE-LOOP 31.03.2022-1.pdf

113. Пейкко Україна <https://www.peikko.ua/pro-peikko/peikko-ukraine/>
114. Bobrishev P.N. Prochnost i deformatsii zamonolichennikh stikov silikatobetonnykh panelei pri sdvige/ P.N. Bobrishev, A.V. Cherkashin, V.I. Konovodchenko // Prochnost krupnopanelnykh i kamennykh konstrukttsii. – 1972. – S. 149–162.
115. Konovodchenko V.I. Prochnost stikovikh soedinenii seismostoikikh krupnopanelnykh zdaniy pri sdvige / V.I. Konovodchenko, A.V. Cherkashin, P.N. Bobrishev // Beton i zhelezobeton. – 1968. – № 8. – S. 5–12.
116. Gerasimova I.A. Ispitanie shponochnikh zamonolichennikh vertikalnykh stikov na sdvig / I.A. Gerasimova // Konstruktsii zhilykh zdaniy. – 1987. – С. 72–76.
117. Gvozdev A.A. Study of adhesion of new concrete to old / A.A. Gvozdev, A.P. Vasiliev, S.A. Dmitriev. – 1932. – 54 s.
118. He Ya. Effects of interface roughness and interface adhesion on new-to-old concrete bonding/ Ya. He, X. Zhang, R.D. Hooton, X. Zhang//Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 151. – Pp. 582– 590.
119. Houborg J. Casting joints / J. Houborg// Master Thesis, Technical University of Denmark, 1974.
120. Johansen K.W. Styrkeforholdene i støbeskel i beton (Strength of concrete construction joints)/ K.W. Johansen// Bygningsstat. Medd. – 1930. – Vol. 2. – Pp. 67–68.
121. Lotoeva Ye.G. Prochnost i zhyostkost vertikalnykh stikov naruzhnykh keramzitobetonnykh stenovykh panelei pri staticheskoi nagruzke / Ye.G. Lotoeva // Seismostoikost zdaniy i inzhenernykh sooruzheniy. – 1972. – S. 206–214.
122. Gorizontálne stiki seismostoikikh panelnykh zdaniy: obzornaya informatsiya. – 1986. – Вып. XII. – 60 s.
123. Korovin N.N. Eksperimentalnoe issledovanie shponochnikh sopryazhenii rigelei s kolonnoi / N.N. Korovin, V.S. Yeskov // Beton i zhelezobeton. – 1965. – № 3. – S. 40–43.
124. Paramzin A.M. Issledovanie prochnosti i deformativnosti nekotorykh vidov stikov sbornikh zhelezobetonnykh karkasov dlya seismostoikikh zdaniy: avtoref.

dis. na soiskanie nauch. stepeni kand. tekhn. nauk / A.M. Paramzin. – 1967. – 20 s.

125. Bobrishev P.N. Vliyanie kolichestva shponochnikh svyazei na nesushchuyu sposobnost obraztsov pri sdvige / P.N. Bobrishev // Seismostoikost zdanii i inzhenernikh sooruzhenii: Tr. in-ta. – 1970. – Vip. 14. – S. 148–154.

126. Zhelezobetonnie steni seismostoikikh zdanii. Issledovanie i osnovi proektirovaniya / G.I. Ashkinadze, M.E. Sokolov, L. D. Martinova i dr.; Pod red. G.I. Ashkinadze i M. Ye. Sokolova. – 1988. – 504 s.

127. Nicula I. Some regent experimental investigation on reinforced concrete large panels and connections / I. Nicula, P. Popescu, M. Stanescu, M. Stefanescu // RILEM 81 CP Meeting – CIB W23 Meeting, Copenhagen, 1985. – Pp. 348–353.

128. Semchenkov A.S. Zhestkosti omonolichennikh sopryazhenii (shvov, stikov) mezhdru elementami sbornikh diskov perekritii / A.S. Semchenkov, M.M. Kozelkov, A.V. Lugovoi // Beton i zhelezobeton. – 2008. – № 2. – S. 17–20.

129. Nielsen V.P. Limit Analysis and Concrete Plasticity; 3rd ed./ V.P. Nielsen, L.C. Yoang. – CRC Press, 2016. – 788 p.

130. Korovin N.N. Shponochnie stiki sbornikh zhelezobetonnikh obolochek / N.N. Korovin, V.S. Yeskov// Promishlennoe stroitelstvo. – 1966. – № 8. – S. 25–29.

131. Yashin A.V. K raschetu shponochnikh soedinenii / A.V. Yashin // Beton i zhelezobeton. – 1978. – № 6. – S. 17–18.

132. Кваша В.Г. Дослідження і розрахунок бетонних і залізобетонних шпонкових з'єднань плоских плит / В. Г. Кваша, П. Н. Коваль // Вісник Львов. політехн. ун-та. Резерви прогресу в архітектурі і будівництві. – Львів: Вища шк., видавництво при Львів. політехн. ун-ті, 1985. – № 198. – С. 24–37.

133. Kvasha V.G. Issledovanie shponochnikh soedinenii ploskikh plit / V. G. Kvasha, P.N. Koval // Beton i zhelezobeton. – 1984. – № 1. – S. 36–39.

134. Fatkhullin V.Sh. Prochnost predvaritelno napryazhyonnogo shponochnogo kontakta sborno-monolitnikh konstruksii / V.Sh. Fatkhullin // Prochnost i treshchinostoikost korotkikh zhelezobetonnikh elementov: Mezhvuz. sb. – 1989. – S. 62–66.

135. Martinova N.G. Ispitaniya na sdvig vertikalnikh stikov monolitnikh sten so skvoznimi shponkami / N.G. Martinova // Devyatoe koordinatsionnoe soveshchanie "Effektivnie konstruktsii i metodi rascheta nesushchikh sistem, elementov i uzlov beskarkasnikh zdanii": Tezisi dokl. – Vilnyus, 1984. – S. 48–51.

136. Zech U. I. Joints in large panel precast concrete structures, seismic resistance of precast concrete panel buildings / U.I. Zech. – Report No.1, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1976. – 174 p.

137. Karanfilov T.S. K voprosu o raschyote shponochnikh soedinenii na vinoslivost / T. S. Karanfilov // Beton i zhelezobeton. – 1976. – № 9. – S. 9–11.

138. Naotaka Y. Study shear behavior of shear key on joints of precast concrete structure (Part 1. Summary and result of experiments) / Y. Naotaka, T. Norimono, K. Katori, S. Hayashi // Journal of Structural and Construction Engineering. – Architectural Institute of Japan. – 1997. – № 10. – Pp. 441–442.

139. Norimono T. Analytical study on relations between form and shear behavior of shear key on joints of precast concrete structure / T. Norimono, K. Katori, S. Hayashi // Journal of Structural and Construction Engineering. – Architectural Institute of Japan. – 1996. – № 9. – Pp. 835–836.

140. Abolinish D.S. Melkozernistii beton, armirovannii obrezkami provoloki/D.S. Abolinish, V.K. Kravinkas, G.E. Lagutina // Beton i zhelezobeton. – 1973. – № 5. – C. 27–29.

141. AASHTO 89 (American Association of State Highway and Transportation Officials): Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges. – 1989.

142. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings: EN 1992-1-1, (Final Draft, December, 2004). – Brussels: CEN. – 2004. – 225 p.

143. Rizkalla S.H. Multiple shear key connections for precast shear wall panels / S.H. Rizkalla, R.L. Serette, J.S. Heuvel, E.K. Attiogbe // PCI Journal. – 1989. – № 3 – 4. – Pp. 104–120.

144. Rombach G. Precast segmental box girder bridges with external

prestressing design and construction / G. Rombach // Technical University, Hamburg, Germany. INSA Rennes. – 2002. – № 2. – Pp. 56–60.

145. Zhou X. Shear strength of joints in precast concrete segmental bridges/ X. Zhou, N. Mickleborough, Z. Li// *ACI Structural Journal*. – 2005. – Vol. 102 (6). – Pp. 901–904.

146. Buyukozturk O. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges/ O. Buyukozturk, M. M. Bakhoun // *Journal Structural Engineering*. – 2024. – Vol. 116 (12). – Pp. 3380–3401.

147. Jiang H. Shear behavior of dry joints with castellated keys in precast concrete segmental bridges/ H. Jiang, L. Chen, Z.J. Ma, W. Feng// *Journal Bridge Engineering*. – 2015. – Vol. 20 (2). – Pp. 1–12.

148. Jiang H. Effect of specimen thickness and coarse aggregate size on shear strength of single-keyed dry joints in precast concrete segmental bridges/ H. Jiang, J. Feng, A. Liu, W. Liang, Y. Tan, H. Liang// *Structural Concrete*. – 2019. – Vol. 5. – Pp. 955–970.

149. Zhi Q. Experimental study on the shear behavior of precast wall concrete joints with/without dowel reinforcement/Q. Zhi, X. Xiong, W. Yang, S. Liu, J. Xiong// *Materials (Basel)*. – 2020. – Vol. 13 (7). – Pp. 1–18.

150. Liu T. Shear strength of dry joints in precast UHPC segmental bridges: experimental and theoretical research/ T. Liu, Z. Wang, J. Guo, J. Wang// *Journal Bridge Engineering*. – 2019. – Vol. 24 (1), 04018100.

151. Guan D. Shear behavior of the UHPC-NSC interface with castellated keys: effect of castellated key dimension and dowel rebar D. Guan, J. Liu, C. Jiang, Z. Chen, Z. Guo// *Structures*. – 2021. – Vol. 31. – Pp. 172–181.

152. Ye M. Shear behavior of joints in precast UHPC segmental bridges under direct shear loading/ M. Ye, L. Li, H. Li, C. Zhou// *Construction and Building Materials*. – 2022. – Vol. 357, 129212.

153. Ye M. A critical review on shear performance of joints in precast Ultra High-Performance Concrete (UHPC) segmental bridges/ M. Ye, L. Li, B. Pei, D.-Y. Yoo, H. Li, C. Zhou// *Engineering Structures*. – 2024. – Vol. 301, 7224.

154. Hu Y. Shear strength prediction method of the UHPC keyed dry joint considering the bridging effect of steel fibers/ Y. Hu, J. Qiu, Z. Li, Y. Yao, J. Liu, J. Wang// *Engineering Structures*. – 2022. – Vol. 255, 113937.

155. Traver-Abella C. Effect of steel fibres on the shear behaviour of SCC dry joints in precast segmental bridges/ C. Traver-Abella, J. L. Bonet, J. R. Albiol-Ibáñez // *Construction and Building Materials*. – 2024. – Vol. 415, 134998.

156. Rokhlin I.A. Issledovanie raboti stikov sbornikh zhelezobetonnikh obolochek / I. A. Rokhlin, V.A. Bondarev, L.Ya. Altshtein, I.V. Dorenbaum // *Stroitelnie konstruksii: Mezhd. sb.* – 1967. – Vip. 8. – S. 22–28.

157. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінфор», 2011. – 118 с. (Національний стандарт України).

158. Instruktsiya po proektirovaniyu konstruksii panelnikh zhilikh zdanii: VSN 72-77. – 1978. – 177 s.

159. Голишев А.Б. Проектування підсилення несучих залізобетонних конструкцій промислових будівель і споруд / А.Б. Голишев, И.Н. Ткаченко; Під. ред. А.Б. Голишева. – К.: Логос, 2001. – 172 с.

160. Posobie po proektirovaniyu zhilikh zdanii / TsNPIEP zhilishcha Goskomarkhitekturi. Konstruksii zhilikh zdanii. – 1989. – Vip. 3. – 304 s.

161. Кваша В.Г. Эффективные конструктивно-технологические решения расширения и усиления автодорожных мостов железобетонной накладной плитой / В.Г. Кваша, П.М. Коваль, Ю.М. Собко // *Проблеми теорії та практики будівництва: Зб. наук. пр.* – Полтава, 1994. – С. 119–130.

162. Büyüköztürk O. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges/ O. Büyüköztürk, M.M. Bakhoun, S.M. Beattie// *Journal of Structural Engineering*. – 1990. – Vol. 116. – Pp. 3380–3401.

163. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th ed.; American Association of State Highway and Transportation Officials: Washington, DC, USA, 2014. – 1716 p.

164. Alcalde M. Shear strength of dry keyed joints and comparison with different formulations/ M. Alcalde, H. Cifuentes, F. Medina// In Proceedings of the VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Univ. of Castilla-La Mancha, Ciudad Real, Spain, 10–14 March 2014.

165. Turmo J. Shear strength of match cast dry joints of precast concrete segmental bridges: proposal for Eurocode 2/ J. Turmo, G. Ramos, A.C. Aparicio// *Materiales de Construcción*. – 2006. – Vol. 56. – Pp. 45–52.

166. Hou W. Influencing factors and shear capacity formula of single-keyed dry joints in segmental precast bridges under direct shear loading/ W. Hou, M.Peng, B. Jin, Y. Tao, W. Guo, L. Zhou// *Applied Sciences*. – 2020. – Vol. 10(18), 6304.

167. Makhviladze L.S. Seismostoikoe krupnopanelnoe domostroenie/ L.S. Makhviladze. – 1987. – 221 s.

168. Korovin N.N. Eksperimentalnoe opredelenie koeffitsienta treniya na kontakte sbornogo i monolitnogo betona / N.N. Korovin, V.N. Golosov // *Sovershenstvovanie stikov zhelezobetonnikh konstruktsii*. – 1987. – S. 30–36.

169. Ahmed G.H. Shear strength of joints in precast posttensioned segmental bridges during 1959–2019, review and analysis/ G.H. Ahmed, O.Q. Aziz// *Structures*. – 2019. – Vol. 20. – Pp. 527–542.

170. Li G. Axial–shear–flexure interaction behavior of joints in precast concrete segmental bridge columns/ G. Li, H. Hu, S. Zhao// *Journal of Bridge Engineering*. – 2018. – Vol. 23, 04018071.

171. Song S. Experimental study and theoretical analysis in bending and joint shear of high-speed railway precast segmental concrete box bridges/S. Song // Ph.D. Thesis, Southeast University, Nanjing, China, 2015.

172. Saibabu S. Performance evaluation of dry and epoxy jointed segmental prestressed box girders under monotonic and cyclic loading/S. Saibabu, V.Sriniva, S. Sasmal, N. Lakshmanan, N.R. Iyer// *Construction and Building Materials*. – 2013. – Vol. 38. – Pp. 931–940.

173. Bu Z.-Y. Inter shear transfer of unbonded prestressing precast segmental bridge column dry joints/ Z.-Y. Bu, W.-Y. Wu// *Engineering Structures*. – 2018. – Vol. 154. – Pp. 52–65.

174. Liu T. Shear strength of dry joints in precast UHPC segmental bridges: experimental and theoretical research/ T. Liu, Z. Wang, J. Guo, J. Wang// *Journal of Bridge Engineering*. – 2019. – Vol. 24, 04018100.

175. Shamass R. Finite-element analysis of shear-off failure of keyed dry joints in precast concrete segmental bridges/ R. Shamass, X. Zhou, G. Alfano// *Journal of Bridge Engineering*. – 2015. – Vol. 20, 04014084.

176. Jiang H. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete dry joints in precast segmental bridges/ H. Jiang, R. Wei, Z.J. Ma, Y. Li// *Journal of Bridge Engineering*. – 2016. – Vol. 21, 04016085.

177. Jiang H. Shear behavior of dry joints with castellated keys in precast concrete segmental bridges/ H. Jiang, L. Chen, Z.J. Ma, W. Feng// *Journal of Bridge Engineering*. – 2015. – Vol. 20, 04014062.

178. Jiang H.B. Numerical analysis on the shear behavior of single-keyed dry joints in precast high-strength concrete segmental bridges/ H.B. Jiang, S. Di Wang, Z.C. Fang, G. Chen, J.H. Li// *Mathematical Biosciences and Engineering*. – 2019. – Vol. 16. – Pp. 3144–3168.

179. Jiang H. Numeric analysis on shear behavior of high-strength concrete single-keyed dry joints with fixing imperfections in precast concrete segmental bridges/ H. Jiang, M. Chen, Z. Sha, J. Xiao, J. Feng// *Materials*. – 2020. – Vol. 13, 2914.

180. Feng F. Enhanced ultimate shear capacity of concave square frustum-shaped wet joint in precast steel–concrete composite bridges/ F. Feng, F. Huang, W. Wen, P. Ge P, Y. Tao// *Applied Sciences*. – 2021. – Vol. 11(4), 1915.

181. Ibrahim I.S. Ultimate shear capacity and failure of shear key connection in precast concrete construction/ I.S. Ibrahim, K.H. Padil, H.M.A. Bady, A.A. Saim, N.N. Sarbini// *Malaysian Journal of Civil Engineering*. – 2014. – Vol. 26. – Pp. 414–430.

182. Hussein H.H. Field investigation of ultra-high-performance concrete shear

key in an adjacent box-girder bridge/ H.H. Hussein, S.M. Sargand, I. Khoury// Structure and Infrastructure Engineering. – 2019. – Vol. 15. – Pp. 663–678.

183. Hou W. Influencing factors and shear capacity formula of single-keyed dry joints in segmental precast bridges under direct shear loading/ W. Hou, M. Peng, B. Jin, Y. Tao, W. Guo, L. Zhou// Applied Sciences. – 2020. – Vol. 10, 6304.

184. Zhang X. The mechanical performance of concrete shear key for prefabricated structures/ X. Zhang, H. Hao, J. Zheng, F. Hernandez//Advances in Structural Engineering.– 2020. – Vol. 24. – Pp. 291–306.

185. Zhang X. Experimental study on the behavior of precast segmental column with domed shear key and unbonded post-tensioning tendon under impact loading/ X. Zhang, H. Hao, C. Li, T.V. Do// Engineering Structures. – 2018. – Vol. 173. – Pp. 589–605.

186. Ge P. A machine learning based method for predicting the shear strength of fiber-reinforced concrete joints in precast segmental bridges/P. Ge, O. Yang, J. He, K. Zhang, S. Wu//Engineering Structures. – 2024. – Vol. 302, 117374.

187. Chen L. Shear performance of ultra-high performance concrete multi-keyed epoxy joints in precast segmental bridges/ L. Chen, J. Yan, N. Xiang, J. Zhong// Structures. – 2022. – Vol. 46. – Pp. 1696–1708.

188. Jiang H. Effect of specimen thickness and coarse aggregate size on shear strength of single-keyed dry joints in precast concrete segmental bridges/ H. Jiang, J. Feng, A. Liu, W. Liang, Y. Tan, H. Liang //Structural Concrete. – 2020. – Vol. 19. – Pp. 955–970.

189. Chen P. Optimization of shear resistance in horizontal joints of prefabricated shear walls through post-cast epoxy resin concrete applications/ P. Chen, S. Zhao, P. Hu, X. Zhou, Yu. Li// Buildings. – 2024. – Vol. 14(10), 3119.

190. Fauchart J. Etude expérimentale de joints horizonraux entre pan-neaux préfabriqués pour murs de bâtiments /J. Fauchart, P. Cortini// Annales de L'institut Techniquedu Batiment et Des Travaux Publics. – 1972. – Vol. 300. – Pp. 86–104.

191. Hamadi Y.D. Behavior of normal and light weight aggregate beams with

shear cracks / Y.D. Hamadi, P.E. Regan // *The Structural Engineer*. – 1980. – Vol. 58B. – Iss. 4. – Pp. 75–139.

192. Jensen B. C. Some applications of plastic analysis to plain and reinforced concrete/ B.C. Jensen// Ph. D. thesis, Copenhagen, Technical University of Denmark, Institute of Building Design, Report No. 123, 1977. – 119 p.

193. Jin-Ping Z. Strength of cracked concrete. Part 2 – Micromechanical modelling of shear failure in cement paste and in concrete / Z. Jin-Ping. – Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, Report R, 1997. – № 18. – Pp. 180–185.

194. Kaare K.B. Construction joints in normal and high strength concrete / K.B. Kaare // Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, Report, 1994. – № 314. – Pp. 70–73.

195. Martinova N.G. Prochnost betonnikh i zhelezobtonnikh shponok pri znakoperemennom nagruzhenii / N.G. Martinova // *Konstruktivnie sistemi polnosbornikh zhilikh zdaniy: Sb. nauch. tr.* – 1984. – S. 112–119.

196. Popov V.G. Nesushchaya sposobnost na sdvig vertikalnikh stikov sten iz monolitnogo betona raznikh vidov (tyazhelogo i keramzitobetona) s asbestotsementnimi otsekatelyami: avtoref. dis. na soiskanie uchen. stepeni kand. tekhn. nauk: spets. 05.23.01 / V. G. Popov. – Vilnyusskii ISI. – Vilnyus, 1990. – 25 s.

197. Martinova N.G. Prochnost i deformativnost vertikalnikh stikovikh soedinenii sten beskarkasnikh monolitnikh zdaniy: avtoref. dis. na soiskanie nauch. stepeni kand. tekhn. nauk / N.G. Martinova. – 1986. – 19 s.

198. Cristofferson J. Ultimate capacity of joints in precast large panel concrete buildings / J. Cristofferson // Ph. D. thesis. – Department of structural engineering. – Technical University of Denmark, 1997. – Pp. 160–164.

199. Ukazaniya po proektirovaniyu konstruktsii krupnopanelnikh zhilikh domov, stroyashchikhsya v seismicheskikh raionakh: SN 328-65. – 1966. – 196 s.

200. Sokolov B.S. Teoreticheskie osnovi soprotivleniya betona i zhelezobetona pri szhatii // *Izvestiya vuzov. Stroitelstvo*. – 1993. – № 9. – S. 39–43.

201. Braestrup M.W. Concrete plasticity – a historical perspective/

M.W. Braestrup// *Structural Concrete*. – 2021. – Vol. 22. – Pp. 2508–2525.

202. Braestrup M.W. Concrete plasticity – a historical perspective, concrete – innovations in materials, design and structures/ M.W. Braestrup// *Keynote Lecture: Proc. fib – Symposium, Krakow 27–29 May 2019*. – 2019. – Pp. 29–48.

203. Hill R. *The mathematical theory of plasticity*/ R. Hill. – Oxford, England: Clarendon, 1950. – 356 p.

204. Hodge P.G. Variational principle for plastic materials with strainhardening/ P.G. Hodge, W.A. Prager // *Mathematical Physics*. – 1948. – Vol. 7(1). – Pp. 1–10.

205. Drucker D.C. Extended limit analysis theorems for continuous media/ D.C. Drucker, W. Prager, H.J. Greenberg// *Quarterly of Applied Mathematics*. – 1952. – Vol. 9. – Pp. 381–901.

206. Drucker D.C. On structural concrete and the theorems of limit analysis/ D.C. Drucker// *Mem. Int. Assoc. Bridge Struct. Eng.* – 1961. – Vol. 21. – Pp. 49–59.

207. Drucker D.C. Some implications of work hardening and ideal plasticity/ D.C. Drucker// *Quarterly of Applied Mathematics*. – 1950. – Vol. 7. – Pp. 411–418.

208. Drucker D.C. Soil mechanics and plastic analysis or limit design/ D.C. Drucker, W. Prager// *Quarterly of Applied Mathematics*. – 1952. – Vol. 10. – Pp. 157–165.

209. Chen W-F. Bearing capacity of concrete blocks or rock/ W-F. Chen, D.C. Drucker// *Journal of the Engineering Mechanics Division*. – 1969. – Vol. 95(4). – Pp. 955–78.

210. Prager W. The general theory of limit design/ W. Prager// *Proc. 8th international congress of theoretical and applied mechanics*. – 1955. – Pp. 65–72.

211. Gvozdev A.A. Determination of the magnitude of the destructive load for statically indeterminate systems undergoing plastic deformations / A. A. Gvozdev // *Proceedings of the Conf. on Plastic Deformations of the Academy of Sciences*. – 1938. – Pp. 15–20.

212. Gvozdev A.A. Calculation of the bearing capacity of structures using the limit equilibrium method: the essence of the method and its justification /

A.A. Gvozdev. – 1949. – 280 p.

213. Johansen K.W. Beregning af krydsarmerede jernbetonpladers brudmoment/ K.W. Johansen// Bygningsstatistiske Meddelelser. – 1931. – Vol. 3(1). – Pp. 1–18. (German version: Bruchmomente der Kreuzweise bewehrten Platten// Mem. Int. Ass. Bridge Struct. Eng. – 1932. – Vol. 1. – Pp. 277–296).

214. Johansen K.W. Brudlinieteorier/ K.W. Johansen. – Gjellerup: Copenhagen, 1943. – 189 p. (English translation: Yield-line theory, Cement and Concrete Association, London, 1962).

215. Nielsen M.P. Limit analysis of reinforced concrete slabs/ M.P. Nielsen// Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series, 26; Copenhagen: Danish Academy of Technical Sciences, 1964. – 167 p.

216. Nielsen M.P. On the strength of reinforced concrete discs/ M.P. Nielsen// Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series; Copenhagen: Danish Academy of Technical Sciences, 1971. – 70 p.

217. Nielsen M.P. Om forskydningsarmering i jernbetonbjælker (on shear reinforcement in reinforced concrete beams) / M.P. Nielsen// Bygningsstatistiske Meddelelser. – 1968. – Vol. 38(2). – Pp. 33–58. (discussion: 40(1), 1969, Pp. 60–63).

218. Braestrup M.W. Yield line theory and limit analysis of plates and slabs/ M.W. Braestrup // Magazine of Concrete Research. – 1970. – Vol. 22(71). – Pp. 99–106.

219. Braestrup M.W. Plastic methods of analysis and design/ M.W. Braestrup, M.P. Nielsen. In: FK Kong et al., editors. Handbook of structural concrete. – London, England: Pitman, 1983. – Ch 20.

220. Braestrup M.W. Concrete plasticity – the Copenhagen shear group 1973-1979/ M.W. Braestrup// Bygningsstatistiske Meddelelser. – 1994. – Vol. 65 (2, 3, 4). – Pp. 33–87.

221. Braestrup M.W. Axisymmetric punching of plain and reinforced concrete/ M.W. Braestrup, M.P. Nielsen, B.C. Jensen, F. Bach// Technical University of Denmark, Structural Research Laboratory, Report R72, 1976 – 33 p.

222. Braestrup M.W. Discussion of K. Cederwall and A. Li: the application of the nodal force concept in yield-line analysis/ M.W. Braestrup//Nordic Concrete Research. – 1990. – Vol. 9. – Pp. 213–214.

223. Braestrup M.W. Plastic analysis of shear in reinforced concrete/ M.W. Braestrup//Magazine of Concrete Research. – 1974. – Vol. 26(89). – Pp. 221–228.

224. Braestrup M.W. Shear strength prediction – plastic method/ M.W. Braestrup. In: FK Kong, editor. Reinforced concrete deep beams. – London, England: Blackie and Son, 1990. – Pp. 183–203.

225. Braestrup M.W. Structural concrete beam shear – still a riddle? / M.W. Braestrup//Symposium on Shear and Torsion in Concrete Structures, New Orleans 8 – 9 November 2009, ACI special publication (ed A Belarbi et al), Farmington Hills, Michigan, 2009, SP-265-15. – Pp. 327–343.

226. Braestrup M.W. Punching shear concrete slabs/ M.W. Braestrup // IABSE. – 1978. – Vol. 1978. – Pp. 115–136.

227. Braestrup M.W. Punching shear revisited: impact of the plasticity approach/ Byggningsstatistiske Meddelelser. – 2001. – Vol. 72(1). – Pp. 1–26.

228. Braestrup M.W. Punching of reinforced concrete slabs: code rules, plastic analysis, test results/ M.W. Braestrup// Nordic Concrete Research. – 1989. – Vol. 8. – Pp. 24–48.

229. Marti P. Fließbedingungen für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit/ P. Marti, B. Thürlimann // Beton-Stahlbeton. – 1977. – Vol. 72(1). – Pp. 7–12.

230. Marti P. Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton, Eidgenössisches Technische Hochschule, Institut für Baustatik und Konstruktion/ P. Marti// Ther. Ber. – 1980. – Vol. 104. – 176 p.

231. Marti P. Theory of structures/ P. Marti. – Berlin, Germany: Ernst & Sohn, 2013. – 679 p.

232. Marti P. An upper-bound rigid-plastic solution for the shear failure of concrete beams without shear reinforcement. Discussion contributions/ P. Marti,

D.H.Clyde, P. Bhatt, M.W. Braestrup, J.F. Jensen, K.O. Kemp, et al.// Magazine of Concrete Research. – 1982. – Vol. 34(119). – Pp. 96–104.

233. Marti P. Plastic analysis of reinforced concrete shear walls/ P. Marti// IABSE. – 1978. – Vol. 1978. – Pp. 51–69.

234. Marti P. How to treat shear in structural concrete/ P. Marti// ACI Structural Journal. – 1999. – Vol. 96(3). – Pp. 408–414.

235. Mueller P. Plastische berechnung von stahlbetonscheiben und – balken, eidgenössische technische hochschule institut für baustatik und konstruktion, Bericht 83, Zurich, 1978. – 176 p.

236. Mueller P. Failure mechanisms for reinforced concrete beams in torsion and bending/ P. Mueller// Mem. Int. Assoc. Bridge Struct.Eng. –1976. – Vol. 36II. – Pp. 147–163.

237. Lampert P. Bruchwiderstand von stahlbetonbalken under torsion und biegun, Eidgenössisches Technische Hochschule, Institut für Baustatik und Konstruktion, Bericht 26. – 1970. – 189 p.

238. Cavagnis F. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements/ F. Cavagnis, M. Fernandez Ruiz, A. Muttoni// Structural Concrete. – 2018. – Vol. 19(1). – Pp. 49–64.

239. Muttoni A. The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions/ A. Muttoni, M. F. Ruiz, J.T. Simoes // Structural Concrete. – 2018. – Vol. 19(1). – Pp. 174–190.

240. Morley C.T. Yield criteria for elements of reinforced concrete slabs/ C.T. Morley// IABSE. – 1978. – Vol. 28. – Pp. 35–47.

241. Ibell T.J. A plasticity approach to the assessment of shear in concrete beam-and-slab bridges/ T.J. Ibell, C.T. Morley, C.R. Middleton// Structural Engineering. – 1997. – Vol. 75(19). – Pp. 331–338.

242. Collins M.P. A general shear design method/ M.P. Collins, D. Mitchell, P. Adebar, F.J. Vecchio//ACI Structural Journal. – 1996. – Vol. 93(1). – Pp. 36–45.

243. Collins M.P. Investigating the stress-strain characteristics of diagonally

cracked concrete/ M.P. Collins //IABSE. – 1979. – Vol. 1979. – Pp. 27–34.

244. Collins M.P. Towards a rational theory for RC members in shear/ M.P. Collins//Journal of the Structural Division. – 1978. – Vol. 104(4). – Pp. 649–666.

245. Mitchel D. Diagonal compression field theory – a rational model for structural concrete in pure torsion/ D. Mitchel, M.P. Collins//ACI Journal. – 1974. – Vol. 71(8). – Pp. 396–408.

246. Vecchio F.J. Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified field theory/ F.J. Vecchio, M.P. Collins//ACI Structural Journal. – 1988. – Vol. 85(3). – Pp. 258–268.

247. Vecchio F.J. Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation/ F.J. Vecchio// Journal of Structural Engineering. – 2000. – Vol. 126(9). – Pp. 1070–1077.

248. Hsu T.T.C. Softening truss model for shear and torsion/ T.T.C. Hsu// ACI Structural Journal. – 1988. – Vol. 85(6). – Pp. 624–635.

249. Hsu T.T.C. Nonlinear analysis of membrane elements by fixed-angle softened truss model/ T.T.C. Hsu, L-X. Zhang//ACI Structural Journal. – 1997. – Vol. 94(5). – Pp. 483–492.

250. Koiter W.T. Stress-strain relations, uniqueness and variational theorems for elastic-plastic materials with singular yield surfaces/ W.T. Koiter //Quarterly of Applied Mathematics. – 1953. – Vol. 11(3). – Pp. 350–354.

251. Baker A.L.L. The ultimate-load theory applied to the design of reinforced and prestressed concrete frames/ A.L.L. Baker. – London, England: Concrete Publications, 1956. – 91 p.

252. Schlaich J. Toward a consistent design of structural concrete/ J. Schlaich, K. Schäfer, M. Jennewein// PCI Journal. – 1987. – Vol. 32(3). – Pp. 74–150. 255. Paul B.A. modification of the Coulomb-Mohr theory of fracture/ B. Pau// Journal of Applied Mechanics. – 1961. – Vol. 61(28). – Pp. 259–268.

253. Sandbye P. A plastic theory for plain concrete/ P. Sandbye// Byggningsstatistiske Meddelelser. – 1965. – Vol. 36(2). – Pp. 41–62.

254. Chen W-F. Extensibility of concrete and theorems of limit analysis/

W-F.Chen// Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1970. – Vol. 96(3). – Pp. 341–52.

255. Jensen B.C. Some applications of plastic analysis to plain and reinforced concrete/ B.C. Jensen// Technical University of Denmark, Institute of Building Design, 1977. – Report 123.

256. Jensen B.C. Lines of discontinuity for displacements in the theory of plasticity of plain and reinforced concrete/ B.C. Jensen// Magazine of Concrete Research. – 1975. – Vol. 27(92). – Pp. 143–150.

257. Jensen B.C. Lok-tests determine the compressive strength of concrete/ B.C. Jensen, M.W. Braestrup// Nord Betong. – 1976. – Vol. 2. – Pp. 9–11.

258. Cookson P.J. Generalized yield lines in reinforced concrete slabs/ P.J. Cookson// Journal of Structural Mechanics. – 1979. – Vol. 7(1). – Pp. 65–82.

259. Fox E.N. Limit analysis for plates: the exact solution for a clamped square plate of isotropic homogeneous material obeying the square yield criterion and loaded by uniformly pressure/ E.N. Fox// Philosophical Transactions of the Royal Society. – 1974. – Vol. 277(1265). – Pp. 121–155.

260. Kemp K.O. A lower bound solution to the collapse of an orthotropically reinforced slab on simple supports/ K.O. Kemp// Magazine of Concrete Research. – 1962. – Vol. 14(41). – Pp. 79–84.

261. Kemp K.O. The yield criterion for orthotropically reinforced concrete slabs/ K.O. Kemp// International Journal of Mechanical Science. – 1965. – Vol. 7. – Pp. 737–746.

262. Robinson J.R. Essais des modèle d'âme de poutres en double té/ J.R. Robinson, J. M. Démoreux// Annales de l'Institut Techniques du Bâtiment et des Travaux publics. – 1977. – Vol. 354. – Pp. 77–95.

263. Hofbeck J.A. Shear transfer in reinforced concrete/ J.A. Hofbeck, I.O. Ibrahim, A.H. Mattock //ACI Journal. – 1969. – Vol. 66(2). – Pp. 119–128.

264. Hess U. Udtrækning af indstøbte inserts (pull-out of imbedded inserts)/ U. Hess// Danish Engineering Academy, Civil Engineering Department, Theoretical and Applied Mechanics. – 1975. – Report 75:54. – 25 p.

265. Rzhnitsin A.R. Raschet obolochek metodom predelnogo ravnovesiya /

A.R. Rzhantsin // Issledovaniya po voprosam teorii plastichnostii prochnosti stroitelnykh konstruksii: Cb. tr. – 1958. – 270 s.

266. Jensen B.C. On the ultimate load of vertical, keyed shear joints in large panel buildings/ B.C. Jensen// In: Symposium on Bearing Walls in Warsaw. – 1975. – Vol. 8.

267. Herfelt M.A. Numerical limit analysis of precast concrete structures/M.A Herfelt, P. N. Poulsen, L. C. Hoang, J. F. Jensen//Structural Concrete. – 2017. – Vol. 17 (3). – Pp. 48–490.

268. Mehrpay S. Investigating the fracture behavior of structural concrete shear key in prefabricated walls by discrete modeling / S. Mehrpay, K. Matsumoto, M. Zhu, Z. Wang, T. Ueda//Construction and Building Materials. – 2023. – Vol. 397, 132272.

269. Zhan Yu. Experimental and numerical investigations on shear behavior of large keyed tooth joints / Yu.Zhan, Z. Li, Z. Chen, Ju. Shao, F. Yue, Zh.J.Ma, Sh.Zhao //Construction and Building Materials. – 2022. – Vol. 344, 128200.

270. Jiang H.Experimental and numerical investigations on direct shear performance of UHPC dry joints/ H. Jiang, C. Huang, G. Mei, X. Gao, Y. Tian, X. Sun// Engineering Structures. – 2023. – Vol. 283, 115872.

271. Zhan J. Experimental and numerical investigations on shear performance of key tooth joints of precast concrete segmental bridge under repeated loading/J. Zhan J, F. Yue, F. Liu, Z.J. Ma // Construction Building Materials. – 2022. Vol. 351, 128794.

272. Wang H. Experimental and numerical studies on shear behavior of prefabricated bridge deck slabs with compact UHPC wet joint / H.Wang , Zh. Zhou, Zh. Zhang, Ya. Zou, J. Jiang, X. Zeng // Case Studies in Construction Materials . – 2023. – Vol. 19, e02362.

273. Chen G. Numerical analysis on shear behavior of joints under low confining and eccentric load/G. Chen, Z. Fang, S. Wang, H. Jiang, H. Liang// Advances in Civil Engineering . – 2019. – Vol. 12, 4589824

274. Jiang H. Numeric Analysis on Shear Behavior of High-Strength Concrete Single-Keyed Dry Joints with Fixing Imperfections in Precast Concrete Segmental Bridges /H. Jiang, Chen M, Sha Z, Xiao J, Feng J. // *Materials*. – 2020. – Vol.13(13), 2914..

275. He F. Experimental and numerical investigation on shear performance of double-keyed epoxy UHPC joints/ F. He, Y. Zhang, J. Yang, J. Qiu // *Railway Construction*. – 2024. – Vol. 64. – Pp. 76–82.

276. Митрофанов В.П. Про можливість застосування передумови про ідеальну пластичність до бетону/ В.П. Митрофанов, В.В. Погрібний, О.О. Довженко// *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. – Одеса: ОДАБА, 2002. – Вип. 7. – С. 118–124.

277. Mitrofanov V.P. Variatsionnii metod v teorii idealnoi plastichnosti betona / V.P. Mitrofanov // *Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzhenii*. – 1990. – № 6. – S. 23–28.

278. Митрофанов В.П. Теорія ідеальної пластичності як елементарна механіка псевдопластичного граничного стану бетону: основи, обмеження, практичні аспекти, вдосконалення/ В.П. Митрофанов // *Комунальне господарство міст: Зб. наук. тр.* – К.: Техніка, 2006. – Вип. 72. – С. 6–26.

279. Митрофанов В.П. Врахування крихкості, псевдопластичності та пластичності бетону в розрахунках міцності при складних неоднорідних напружено-деформованих станах / В.П. Митрофанов, Н.М. Пінчук // *Науковий вісник будівництва*. – 2016. – № 1. – С. 101–107.

280. Kolmogorov V.L. Mechanics of metal forming/ V.L. Kolmogorov. – 1986. – 688 p.

281. Kachanov L.M. Fundamentals of the Theory of Plasticity / L.M. Kachanov. – 1969. – 420 p.

282. Погрібний В.В. Методологія розрахунку несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій з використанням умов екстремуму

деформування: Монографія/ В.В. Погрібний. – Полтава: ПП «Астрія», 2022. – 388 с.

283. Митрофанов В.П. Варіаційний метод розрахунку міцності кам'яної кладки при місцевому стиску/ В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, В.В. Погрібний// Будівництво, матеріалознавство, машинобудування: Зб. наук. праць. – Дніпро: ПДАБА, 2005. – Вип. 35. – Ч. 2. – С. 76–82.

284. Довженко О.О. Розрахунок міцності варіаційним методом цегляних та армоцегляних стін при місцевому кутовому стисненні/ О.О. Довженко, Н.М. Пінчук// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полтавський національний техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – Вип. 21. – С. 54–60.

285. Довженко О.О. Теоретичне дослідження міцності на зріз бетонних балок-стінок за допомогою варіаційного методу в теорії пластичності бетону/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, К.І. Залужна, Т.Ю. Качан// Вісник Кременчуцького національного університету імені Юрія Остроградського. – Кременчук: КрНУ, 2011. – Вип. 4 (69). – Ч. 1 – С. 120–123.

286. Довженко О.О. Оцінювання міцності при зрізі бетонних елементів на основі теорії пластичності бетону/О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Мальована// Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту – Харків: УДУЗТ, 2016. – Вип. 165. – С. 204–214.

287. Pohribnyi V. The design of concrete elements strength under local compression based on the variational method in the plasticity theory/ V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, L. Karabash, I. Usenko/ MATEC Web of Conferences. – 2017. – Vol. 116, 0201

288. Pohribnyi V. The improved technique for calculating the concrete elements strength under local compression/ V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, I.Kuznietsova, D. Usenko// MATEC Web of Conferences. – 2018. –Vol. 230, 02025.

289. Pohribnyi V. Plasticity theory in strength calculations concrete elements

under local compression/V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Fenko, D. Usenko// Lecture Notes in Civil Engineering. – 2022. – Vol. 181. – Pp. 343–353.

290. Usenko D. Masonry strengthening under the combined action of vertical and horizontal forces / D. Usenko, O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, held in Paris, France, August 26–28, 2020. – Pp. 193–199.

291. Kuznietsova I. The strength of fiber concrete on basalt fibers under local compression / I. Kuznietsova, O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, I. Usenko // Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, held in Paris, France, August 26–28, 2020. – Pp. 63–69.

292. Dovzhenko O. Strength calculation of risers near the supports of reinforced concrete three-hinged frames based on the concrete plasticity theory/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, Ye. Klymenko, M. Oreškovič, O. Maliovana // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – Vol. 708 (1), 012046.

293. Довженко О.О. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: експериментальні дослідження: Монографія. – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2015. – 181 с.

294. Довженко О.О. Методика комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків бетонних и залізобетонних елементів/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса//Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)/ Полтавський національний техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – Вип. 5 (35). – С. 72–82.

295. Чурса Ю.В. Програма комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків бетонних і залізобетонних елементів/ Ю.В. Чурса, О.О. Довженко// Бетон і залізобетон в Україні. – 2014. – № 3 (98). – С. 8–11.

296. Dovzhenko O. The bearing capacity experimental determination of the keyed joints models in the transport construction/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, I. Yurko, I. Shostak // Web of conferences. – 2017. – Vol. 116, 02011.

297. Тензорезистори. Загальні технічні умови: ГОСТ 21616–91. – 1991. –

12 с.

298. Сайт кафедри будівельних конструкцій <https://nupp.edu.ua/page/materialno-tekhnichna-baza-kafedri-budivelnikh-konstruktсий.html>

299. Клей епоксидний універсальний. ТУ У 24.6-2331414750-001:2009. – К.: 2009. – 4 с.

300. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94) Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 45 с. – (Державний стандарт України).

301. Погрібний В.В. Міцність обтиснутих бетонних шпонок при зрізі/ В.В. Погрібний, О.О. Довженко, В.Н. Рожко// Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2004. – Вип. 55. – С. 290–297.

302. Довженко О.О. Міцність стиків залізобетонних елементів з урахуванням обтиснення й армування/О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, В.І. Рудченко, А.А. Шиян// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип.27. – С. 76–87.

303. Карабаш Л.В. Методика експериментального дослідження міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування / Л.В. Карабаш, О.О. Довженко // Матеріали II Міжнародної науково-практичної конференції «Сучасні наукові дослідження – 2006». – Дніпро: Наука і освіта, 2006. – Т. 45. – С. 6–9.

304. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування/ О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, П.Б. Митрофанов// Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2007. – Вип. 76. – С. 16–22.

305. Митрофанов В.П. Міцність залізобетонних шпонок з різним розташуванням арматури // В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, О.А. Голов, Л.В. Карабаш, С.І. Арцев// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. 34. – С. 436–444.

306. Dovzhenko O.O. Effective keyed connections of hollow-core floor slabs with walls in modern large-panel house building / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, L.V. Karabash // Science and technique. – 2018. – №2. – Т. 2. – С. 146–156.

307. Довженко О.О. Міцність залізобетонних шпонок при двоярусному розташуванні арматури/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, М.О. Музичук// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полтавський національний техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Вип. 1 (29). – С. 80–86.

308. Погрібний В.В. Міцність елементів із високоміцного бетону при зрізі/ В.В. Погрібний, О.О. Довженко, О.О. Мальована// Збірник наукових праць XII Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи», 6 грудня 2019 р. – Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка, 2019. – С. 295–298.

309. Довженко О.О. Міцність шпонкових з'єднань з урахуванням різної форми шпонкового профілю/ О.О. Довженко, В.Н. Рожко, Т.Ю. Качан // Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2007. – Вип. 76. – С. 113–123.

310. Довженко О.О. Вплив профілю шпонок та ширини шва на несучу здатність з'єднань залізобетонних конструкцій у транспортному будівництві/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Є.І. Чумак// Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – 2018. – № 178. – С. 97–106.

311. Довженко О.О. Розрахунок міцності одношпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 306–313.

312. Довженко О.О. Міцність одношпонкових стиків трапецієподібної форми із фібробетону на поліпропіленових волокнах із урахуванням особливостей армування/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. –

Рівне: УДУВГП, 2012. – Вип. 23 – С. 225–232.

313. Довженко О.О. Міцність шпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах / О.О. Довженко, І.А. Юрко// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2012. – Вип. 46. – С. 64–73.

314. ДСТУ Б В.2.7-46:2010 Цементи загальнобудівельного призначення. – К.: СЕПРОЦЕМ, 2011. – 20 с. (Державний стандарт України).

315. ДСТУ Б В.2.7-32-95 Дрібні заповнювачі для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. – К.: ДП НДІБК, 1995. – 40 с. (Державний стандарт України).

316. ДСТУ Б В.2.7-215:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу. – К.: ДП НДІБК, 2009. – 30 с. (Державний стандарт України).

317. Клеї фенолполівінілацетатні. Технічні умови: ГОСТ 12172-74. – 1974. – 12 с.

318. Погрібний В.В. Експериментальні дослідження багатошпонкових стиків/ В.В. Погрібний, О.О. Довженко, В.Н.Рожко// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 271–275.

319. Dovzhenko O. Experimental study on the multikeyed joints of concrete and reinforced concrete elements /O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, L. Karabash // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – Vol. 7 (3.2). – Pp. 354–359.

320. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень міцності трьохшпонкових стиків з урахуванням ширини шва та армування/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко// Будівельні конструкції. Будівництво в сейсмічних районах України: Міжвід. наук.-техн. зб. наукових праць (будівництво) / ДНДІБК. – К.: НДІБК, 2010. – Вип. 73. – С. 541–547.

321. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень трьохшпонкових стиків із фібробетону/ О.О. Довженко, І.А. Юрко// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2010. – Вип. 20 – С. 187–192.

322. Довженко О.О. Експериментальні дослідження багатошпонкових стиків із фібробетону із поліпропіленовими волокнами/ О.О. Довженко, В.Н. Рожко І.А. Юрко// Будівельні конструкції. Сучасні технології бетону: Міжвід. наук.-техн. зб. наукових праць (будівництво) / ДНДІБК. – К.: НДІБК, 2009. – Вип. 72. – С. 481–487.

323. Погрібний В.В. Напружено-деформований стан і граничне навантаження шпонкових з'єднань залізобетонних конструкцій/В.В. Погрібний, О.О. Довженко// Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2002. – Вип. 39. – С. 23–28.

324. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень шпонкових з'єднань: характер тріщиноутворення, міцність бетонних і залізобетонних шпонок/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 25 – С. 276–286.

325. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень шпонкових з'єднань: вплив ширини шва та кількості шпонок на міцність стиків/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Г.А. Кошман// Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Міжвід. наук.-техн. зб. наукових праць (будівництво). – К.: НДІБК, 2013. – Вип. 79. – С. 370–379.

326. Довженко О.О. Методика експериментальних досліджень стиків залізобетонних елементів зі змінною кількістю шпонок/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 87–96.

327. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень залізобетонних елементів із змінною кількістю шпонок/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2014. – Вип. 29. – С. 143–150.

328. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с. (Державний стандарт України).

329. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 16 с. (Державний стандарт України).

330. ДСТУ ISO 6892-1:2019 (ISO 6892-1:2016, IDT) Металеві матеріали. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури. – К: ДП «УкрНДНЦ», 2020. – 70 с. (Державний стандарт України).

331. Довженко О.О. Аналіз досліджень зрізу як форми руйнування стикових з'єднань несучих залізобетонних конструкцій/ О.О. Довженко// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2024. – Вип. 45. – С. 158–165.

332. Pohribnyi V. The ideal plasticity theory usage peculiarities to concrete and reinforced concrete / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Maliovana // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – 7 (3.2). – Pp. 19–26.

333. Погрібний В.В. Характеристика зрізу як форми руйнування / В.В. Погрібний, О.О. Довженко // Modern scientific researches and developments: theoretical value and practical results – 2016: materials of international scientific and practical conference. – Bratislava, 2016. – Pp. 111–112.

334. Погрібний В.В. Критерій та області реалізації зрізу в бетоні / В.В. Погрібний, О.О. Довженко, О.М. Шитова // Збірник наукових праць за матеріалами IV Міжнародної українсько-азербайджанської науково-практичної конференції (20– 21 травня 2021 року). – Полтава – Баку, 2021. – С. 162–163.

335. Довженко О.О. Зрізова форма руйнування: ознаки, характер, розподіл напружень і деформацій/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Х.С. Арцева, М.А. Побот//Тези 67-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів і студентів університету (2 квітня – 22 травня 2015 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2015. – Т.2. – С. 35–36.

336. Dovzhenko O. Bearing capacity calculation of reinforced concrete corbels under the shear action / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Pents, D. Mariukha //

MATEC Web Conf. – 2018. – Vol. 230, 02005.

337. Pohribnyi V. Concrete and reinforced concrete shear: an improved strength calculation method / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, Y. Klymenko, O. Fenko // AIP Conference Proceedings. – 2023. – Vol. 2678, 020014

338. Dovzhenko O. Shear failure form realization in concrete / O. Dovzhenko, V. Pogrebnyi, I. Yurko // News the national academy of sciences of the republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences. – 2018. – Vol. 2 (428). – Pp. 55–62.

339. Dovzhenko O. Discontinuous solutions of concrete elements strength problems using the principle of virtual velocities / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Kyrychenko, O. Malovana// Lecture Notes in Civil Engineering. – Springer, Cham. – 2022. – Vol. 181. – Pp. 59–71.

340. Dovzhenko O.O. On clarification of the application area of the concrete plasticity theory to the strength problems solutions / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, V.F. Pents, M.V. Pents //Lecture Notes in Civil Engineering. – Springer, Cham. – 2020. – Vol. 73. – Pp. 25–33.

341. Dovzhenko O.O. Concrete and reinforced concrete strength under action of shear, crushing and punching shear / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, I.A. Yurko // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2018. – Vol. 463, 022026.

342. Довженко О.О. Методика розрахунку стикових з'єднань збірно-монолітних конструктивних систем під доступне житло в Україні / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, А.О. Бігдан, Н.В. Дакало //Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(1). – С. 94 –105.

343. Dovzhennko O. Variational method applied in calculation of key joint's strength in the current construction system/ O. Dovzhennko, V. Pogribnyi, Yu. Chursa // Збірник наук. праць Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – Вип. 2(47)'. – С. 133–139.

344. Довженко О.О. Опір залізобетону при зрізі / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Мальована, Т.О. Совенко // Збірник наукових праць за

матеріалами IV Міжнародної українсько-азербайджанської науково-практичної конференції (20 – 21 травня 2021 року). – Полтава – Баку, 2021. – С. 127–128.

345. Довженко О.О. Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу: теоретичні й експериментальні дослідження: Монографія/ О.О. Довженко. – Житомир: Видавничий дім «Бук-Друк», 2024. – 200 с.

346. Погрібний В. Зріз бетону та залізобетону: удосконалена методика розрахунку міцності / В. Погрібний, О. Довженко, Є. Клименко, О. Фенко // Тези XIX Міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (м. Чернігів, 19 – 22 вересня 2021 р.). – С. 249–250.

347. Довженко О.О. Дослідження опору бетону зрізові на зразках Гвоздева / О.О. Довженко, В. В. Погрібний, Т. Ю. Качан // Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – К.: ХНАГХ, 2009. – Вип. 90. – С. 173–182.

348. Довженко О.О. Про можливість застосування теорії пластичності до розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Куриленко // Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2012. – Вип. 105. – С. 74–82.

349. Довженко О.О. Дослідження клейового з'єднання нового бетону зі старим при зрізі на прикладі зразків Гвоздева/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.Ю. Качан, А.В. Скубицький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 299–305.

350. Довженко О.О. Класифікація шпонкових з'єднань /О.О. Довженко, В.В. Погрібний// Тези 67-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів і студентів університету (2 квітня – 22 травня 2015 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2015. – Т. 2. – С. 31–32.

351. Довженко О.О. Методика розрахунку шпонкових з'єднань залізобетонних елементів/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса// Вісник національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.

– Львів: Видавництво Львівської політехніки. – 2013. – № 755. – С. 111–117.

352. Довженко О.О. Вплив згинального моменту на міцність шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний // “Questions. Answers. Hypotheses: science XXI century”: Collection of scientific reports. – Гданськ, 2014. – Ч. 1. – С. 11–16.

353. Довженко О.О. Варіаційний метод розрахунку міцності окремих прямокутних залізобетонних шпонок/ О.О. Довженко, Л.В. Карабаш// Дороги і мости: Зб. наук. пр. – К.: ДерждорНДІ, 2008. – Вип. 9. – С. 76–80.

354. Митрофанов В.П. Напружено-деформований стан, міцність і тріщиноутворення залізобетонних елементів при поперечному згині: Автореф. дис. ... канд.техн.наук. 05.23.01. – 1981. – 41с.

355. Довженко О.О. Врахування форми поперечного перерізу шпонок у розрахунках їх міцності/О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В.Чурса// Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків: УДУЗТ, 2015. – Вип. 155. – С. 221–228.

356. Довженко О.О. Пропозиції до розрахунку несучої здатності шпонкових стиків збірно-монолітних залізобетонних конструкцій споруд цивільного захисту/ О.О. Довженко, К.В. Каноненко// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2024. – Вип. 46. – С. 192–198.

357. Dovzhenko O. O. Bearing capacity evaluation of keyed joints in precast-in-place reinforced concrete structures for effective rehabilitation/ О.О. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, O.G. Fenko, V.A. Tytarenko, P.A. Yurko // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. – 2025. – Vol. 1499, 012011.

358. Довженко О.О. Опір кам'яних і залізобетонних елементів діагональному розколюванню/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, М.В. Пенц, М.О. Мищенко// Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Зб. наук. пр. – Луцьк: ЛНТУ, 2024. – С. 66–75.

359. Довженко О.О. Розрахунок несучої здатності шпонкового з'єднання при руйнуванні шва за стиснутою смугою / О.О. Довженко, М.О. Мищенко, Г.Р. Шершерія // Збірник наукових праць Українського державного університету

залізничного транспорту. – Харків: УкрДУЗТ, 2024. – Вип. 210. – С. 60–69.

360. Збірник наукових розробок планувальних та конструктивних рішень споруд цивільного захисту : Монографія / А.В. Гасенко, О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.В. Семко, О.І. Філоненко, О.І. Юрін. – Полтава : Астроя, 2023. – 209 с.

361. Dovzhenko O. The masonry calculation strength under the vertical and horizontal loads combined action by the variational method in the plasticity theory / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, D. Usenko // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2021. – 2 (57)' – С. 26–31.

362. Довженко О.О. Методи розрахунку несучої здатності конструкцій із квазікрихких матеріалів при зсуві / О.О. Довженко., В.В. Погрібний, В.Л. Швайковський, М.О. Міщенко, М.В. Пенц // Тези доповідей 10-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20 – 22 листопада 2024 р. – Харків: УкрДУЗТ, 2024. – С. 108 –110.

363. Довженко О.О. Розрахунок несучої здатності шпонкового з'єднання при руйнуванні шва за стиснутою смугою / О.О. Довженко, М.О. Міщенко, Г.Р. Шершерія // Тези доповідей 10-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20-22 листопада 2024 р. – Харків: УкрДУЗТ, 2024. – С. 110–112.

364. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності бетонних шпонок за існуючими методиками/ О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Ю.В. Чурса// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 201–210.

365. Пашинський В. А. Методика статистичного аналізу точності та ефективності розрахунків шпонкових з'єднань / В.А. Пашинський, О.О. Довженко, В.І. Рудченко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне, 2015. – Вип. 30. – С. 210–217.

366. Пашинський В.А. Результати статистичного аналізу методів

розрахунку шпонкових з'єднань та рекомендації щодо їх застосування/ В.А. Пашинський, О.О. Довженко, В.І. Рудченко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків: УДУЗТ, 2015. – Вип. 155. – С. 214–221.

367. Ventsel Ye.S. Teoriya veroyatnostei/ Ye.S. Ventsel. – 1969. – 576 s.

368. Zhelezobetonnie prostranstvennie konstruktsii pokritii i perekritii. Chast 1. Metodi rascheta i konstruirovaniya: SP 52-117-2008. 2008. – 240 s.

369. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності обтиснутих бетонних шпонок за існуючими методиками / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Є.О. Ржаних // Будівельні конструкції. – 2013. – Вип. 78(1). – С. 527–533.

370. Derbentsev I.S. Load bearing capacity and deformation of keyed connections with loop flexible connections in joints of large-panel multi-storey buildings/I.S. Derbentsev: Dis. kand. tekhn. nauk. – 2014. – 158 p.

371. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності залізобетонних шпонок за існуючими методиками (на прикладі контактної шва)/ О.О. Довженко, І.А. Юрко, А.Г. Гриценко//Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава, 2012. – Вип. 5 (35). – С. 84–91.

372. Chakrabarti S.C. Joints in reinforced concrete wall assembly-material model / S.C. Chakrabarti, G.C. Nayak, D.K. Paul // The Indian Concrete Journal. – 1988. – Vol. 62. – Iss. 5. – Pp. 249–259.

373. Cholewicki A. Loadbearing capacity and deformability of vertical joints in structural walls of large panel buildings/A. Cholewicki //Building science. – 1971. – Vol. 6(9). – Pp. 163–184.

374. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності багатошпонкових контактних стиків за існуючими методиками / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Я.В. Черненко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне, 2015. – Вип.

30. – С. 121–125.

375. Rukovodstvo po proektirovaniyu zhelezobetonnikh konstruktsii s bezbalochnimi perekritiyami. – 1979. – 54 s.

376. Довженко О.О. Шпонкові з'єднання збірних безбалкових перекриттів: капітельних та безкапітельних системи «КУБ-2,5»/О.О.Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, А.Г. Гриценко// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(39). – Т. 1. – С. 106–113.

377. Довженко О.О. Збірно-монолітна конструктивна система «КУБ-2,5» під соціальне житло в Україні: з'єднання колони з перекриттям / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, А.Г. Гриценко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2013. – Вип. 27. – С. 301–309.

378. Патент 95177/ Україна, МПК 2016.01 E04B 1/00. Вузол з'єднання надколонної плити з колоною у збірно-монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттях/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, А.О. Бігдан; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2014 07594 ; заявл. 07.07.2014 ; опубл. 10.12.2014, Бюл. № 23.

379. Dovzhenko O. Improved structural solutions of keyed joints of modern structural systems from reinforced concrete / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Kyrychenko. I. Kuznietsova and O. Bulbakha //AIP Conference Proceedings. – 2023. – Vol. 2678, 020007.

380. Довженко О.О. Стики несучих елементів сучасних конструктивних систем цивільних будівель / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // «ҚазҚСҒЗИ» АҚ хабаршысы, за матеріалами міжнародної науково-практичної конференції «Жаңа құрылыс тенденциялары 21 ғасырда». – 2017. – № 7(71). – С. 5–10.

381. Dovzhenko O. Improvement of the affordable housing precast and precast-castin place building production technologies: Collective Monograph / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // Modern world tendencies in the

development of science. – London, 2019. – Vol. 1. – Pp. 13–25.

382. Бульбаха О.С. Вдосконалена конструкція стику між плитами перекриття будівлі з конструктивною системою «Куб-2,5» / О.С. Бульбаха, А.А. Тарасенко, О.О. Довженко // Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 02 трав.–25 трав. 2023 р.). – Т. 1. – С. 142–144.

383. Довженко О.О. Multistory framed buildings with slab cast over precast joists: recommendations for designing concrete elements key joints/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Я.В. Черненко // Збірник наукових праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво/Полтавський національний техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – Вип. 1 (48)'. – С. 100–107.

384. Патент на корисну модель 104986 / Україна МПК (2006.01) E04B 1 / 38. Вузол з'єднання плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса : власник патенту – ПолтНТУ. – Опубл. 25.02.2016. – Бюл. № 4.

385. Патент на корисну модель 140820. Україна МПК (2020.01) E04B 1/00. Вузол з'єднання залізобетонних плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях з подвійним функціональним призначенням робочої арматури / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, К.С. Костроміцька: заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2020 09018; заявл. 29.07.2019, опубл. 10.03.2020, Бюл. № 5.

386. Патент на корисну модель 116444 Україна, МПК 2016.01 E04C 3/00 E04C 3/20 Спосіб улаштування вузла з'єднання плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях/О.О. Довженко, В.В. Погрібний; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2016 11185; заявл. 07.11.2016 ; заявл. 07.07.2014 ; опубл. 25.05.2017. Бюл. № 10.

387. Dovzhenko O. Improved joints of reinforced concrete elements in precast-and-cast-in-place construction based on destruction mechanics/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi//Technology transfer: Fundamental principles and innovative technical solutions. – 2019. – Pp. 58–60.

388. Довженко О.О. Удосконалене конструктивне рішення вузла з'єднання багатопустотних плит з монолітним ригелем багатоповерхових будівель/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.М. Мелешко//Зб. наук. праць за матер. XIII Міжнар. наук.-практ. конф. «Академічна й університетська наука: результати та перспективи» присвяченої 90-річчю Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» та пам'яті президента Національної академії наук України, академіка НАН України Бориса Євгеновича Патона (10–11 грудня 2020 р.). – Полтава: НУПП, 2020. – С. 244–247.

389. Довженко О.О. Шляхи підвищення енергоефективності конструктивних рішень вузлів з'єднань елементів несучих систем об'єктів транспорту / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.О. Совенко // Тези доповідей Міжнародної науково-технічної конференції «Енергоефективність на транспорті», 18 – 20 листопада 2020 р. – Харків: УкрДУЗД. – С. 71–72.

390. Помазан М.Д. Залізобетонні коробчасті перекриття: в 2 ч. Частина 1 – збірні перекриття / М.Д. Помазан // Бетон і залізобетон в Україні. – Полтава: Школяр, 2011. – Вип. 6. – С. 15–23.

391. Помазан М.Д. Залізобетонні коробчасті перекриття / М.Д. Помазан // Матер. IX Межнар. наук.-практ. інтернет-конф. «Стан сучасної будівельної науки – 2011». – Полтава: Полтавський ЦНП, 2011. – С. 45–64.

392. Патент на корисну модель 2052592 МПК-8 E04B1/18. Каркасна будівля «ІКАР» / В.С. Шмуклер, И.В. Шмуклер: патентовласник. – Шмуклер В.С. – Опубл. 20.01.1996. – Бюл. № 18.

393. Шмуклер В.С. Каркасні системи полегшеного типу / В.С. Шмуклер, Ю.А. Клімов, Н.П. Буряк. – Х.: Золоті сторінки, 2008. – 336 с.

394. Patent 2272108 МПК-2006.01 E04B 23/00. Karkas mnogoetazhnogo

zdaniya / V.A. Bolshakov, A.V. Durnev; patentoobladatel – ОАО НИПІ ВІОТІН; opubl. 27.10.2005, Vyul. № 8.

395. Мищенко М.О. Вузли з'єднання ригеля з колоною залізобетонних каркасів / М.О. Мищенко, З.Є. Травка-Бабенко, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 02 – 25 травня 2023 р.). – Т. 1. – С. 140–141.

396. Почапський М.Д. Перспективи збірно-монолітного будівництва для відновлення об'єктів в Україні/ М.Д. Почапський, С.В. Бутнік, М.Д. Помазан// Будівельне виробництво. – 2022. – № 74. – С. 35–41.

397. Патент на корисну модель 2000398 МПК-8 E04B1/18. Каркасно-панельна будівля «РАМПА» / В.С. Шмуклер: патентовласник. – Шмуклер В.С. – Опубл. 15.10.1999. – Бюл. № 22.

398. STO 36554501-026-2012 Rekomendatsii po raschetu i konstruirovaniyu zhilikh krupnopanelnikh domov s primeneniem bessvarnikh vertikalnikh i gorizontalkh stikov na trosovikh petlevikh soedineniyakh i mnogopustotnimi plitami bezopalubochnogo formovaniya. – 2012.

399. Zhang J. P. Strength of cracked concrete, part 1 – shear strength of conventional reinforced concrete beams, deep beams, corbels and prestressed reinforced concrete beams without shear reinforcement/J.P. Zhang// PhD thesis, Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, Denmark, 1994. Report No. R-311.

400. Довженко О.О. Вертикальні стики панельних будівель: конструктивні рішення, розрахунок за міцністю / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Є. І. Чумак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 33. – С. 237–243.

401. Довженко О.О. Шпонкові стики великопанельних будівель / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха // Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня

народження професора В.К. Єгупова «Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва» 25 – 29 жовтня 2016 р. – Одеса: ОДАБА, 2016. – С. 46–47.

402. Довженко О.О. Вертикальні стики стінових панелей із гнучкими петлями/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха// Тези доповідей III Міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві» (28 – 29 березня 2018 р.). – К.: КНУБА, 2018. – С. 103–104.

403. Довженко О. Вдосконалені конструктивні рішення шпонкових стиків сучасних збірних і збірно-монолітних конструктивних систем із залізобетону/ О. Довженко, В. Погрібний, В. Кириченко, І. Кузнєцова, О. Бульбаха // Тези XIX Міжнародної науково-практичної конференції «Іноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (м. Чернігів, 19–22 вересня 2021 р.). – С. 150–152.

404. Довженко О.О. Порівняльний розрахунок міцності вертикальних стиків збірних стінових елементів /О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха, Є.І. Чумак//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2019. – Вип. 37. – С. 158–163.

405. Довженко О.О. Шпонкові з'єднання елементів будівель із залізобетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Наука та будівництво. – 2018. – № 1. – С. 88–93.

406. Довженко О.О. Шпонкові стики в сучасних великопанельних будівлях/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Д.В. Марюха// Збірник наукових праць за матеріалами II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «Building innovations – 2019», 23 – 24 травня 2019 року – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 75–77.

407. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість – К.: ДП «УкрНДНЦ», – 2024. – 78 с.

408. Dovzhenko O. Accident prevention of buildings and structures based on two-level assessment of bearing capacity of structures/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, Ye. Klymenko, O. Fenko // AIP Conference Proceedings. – 2023. – Vol. 2684, 030009.

409. Мазурак А. Методики оцінки міцності на зріз контактних швів бетонних шарів/ А. Мазурак, В. Кальченко, О. Цап, В. Михайлечко, Ю. Собчак-Пястка // Вісник Львівського національного університету природокористування: архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2020. – № 21. – С. 21–26.

410. Рожко В.Н. Міцність залізобетонних шпонок при підсиленні залізобетонних елементів//Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – Вип. 3(33). – С. 196–202.

411. Рожко В. Н. Обстеження та реконструкція консервного цеху ТОВ «Куп'янський молочноконсервний комбінат»/ В.Н. Рожко// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2016. – Вип. 61. – С. 365–370.

412. Рожко В.Н. Розрахунок міцності залізобетонних шпонок при реконструкції консервного цеху ТОВ «Куп'янський молочноконсервний комбінат»/ В.Н. Рожко//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне, 2015. – Вип. 30. – С. 241–246.

413. Порівняльний розрахунок міцності контактного шва згідно норм і варіаційного методу на основі теорії пластичності / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Ю.В. Чурса // Тези 63-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (10 – 19 травня 2011 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2011. – Т. 2. – С. 22–23.

414. Rukovodstvo po proektirovaniyu zhelezobetonnikh sborno-monolitnikh konstruktsii. – 1977. – 89 с.

415. Голишев А.Б. Проектування підсилень несучих залізобетонних конструкцій промислових будівель і споруд / А.Б. Гольшев, І.Н. Ткаченко; За ред. А.Б. Голишева. – К.: Логос, 2001. – 172 с.

416. Довженко О.О. Інженерна методика розрахунків шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів / О.О. Довженко // Тези 77-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». (Полтава, 16 травня – 22 травня 2025 року) – Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка, 2025. – Т. 1. – С. 156–157.

417. Довженко О.О. Рекомендації щодо проектування шпонкових стиків бетонних і залізобетонних елементів (на основі досліджень, виконаних у ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка)// О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Тези 66-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (15 квітня – 15 травня 2014 р.) – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2014. – Т. 1. – С. 352–355.

ДОДАТОК А
ГРАФІЧНІ МАТЕРІАЛИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ВИПРОБУВАНЬ
ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ ШПОНКОВИХ З'ЄДНАНЬ

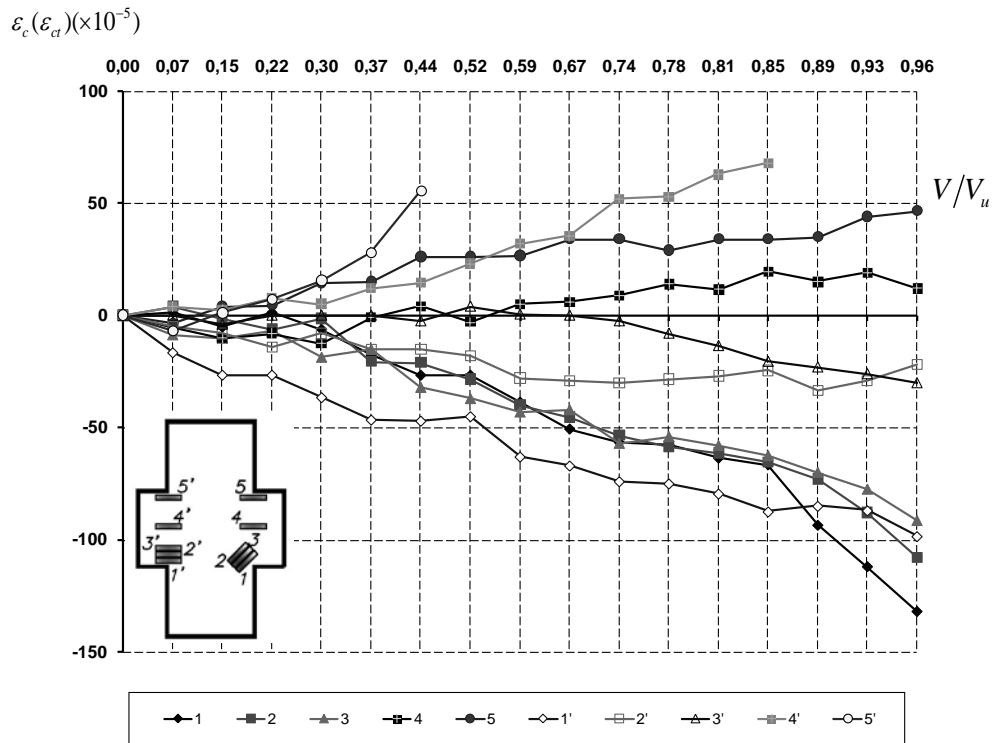


Рисунок А.1 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-0,5-П-Л-0,23 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,23$)

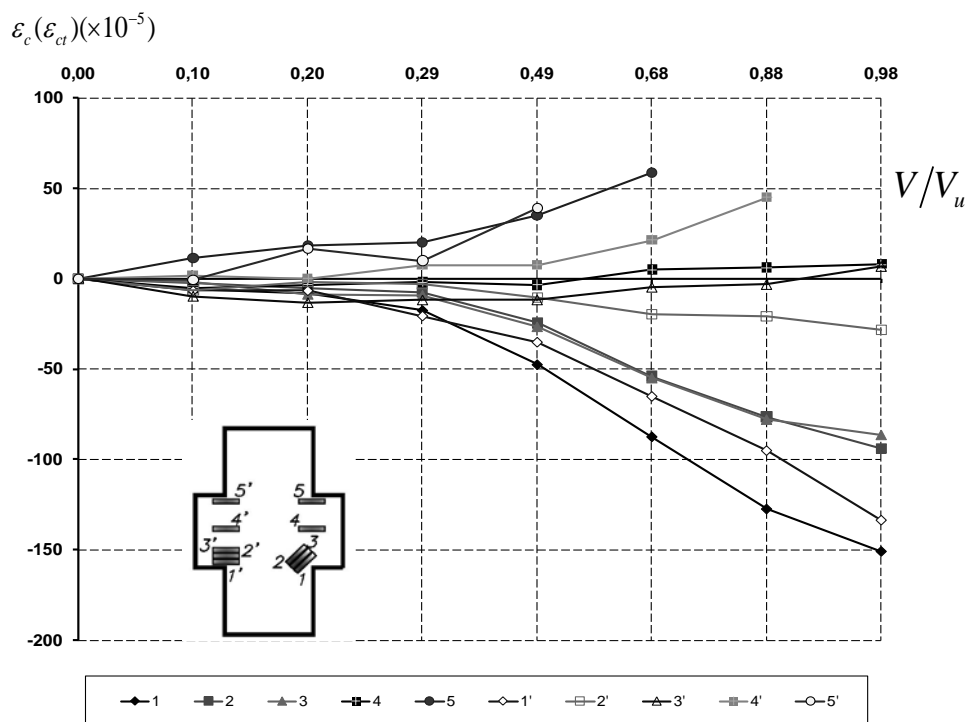


Рисунок А.2 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-0,5-П-Л-0,28 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,28$)

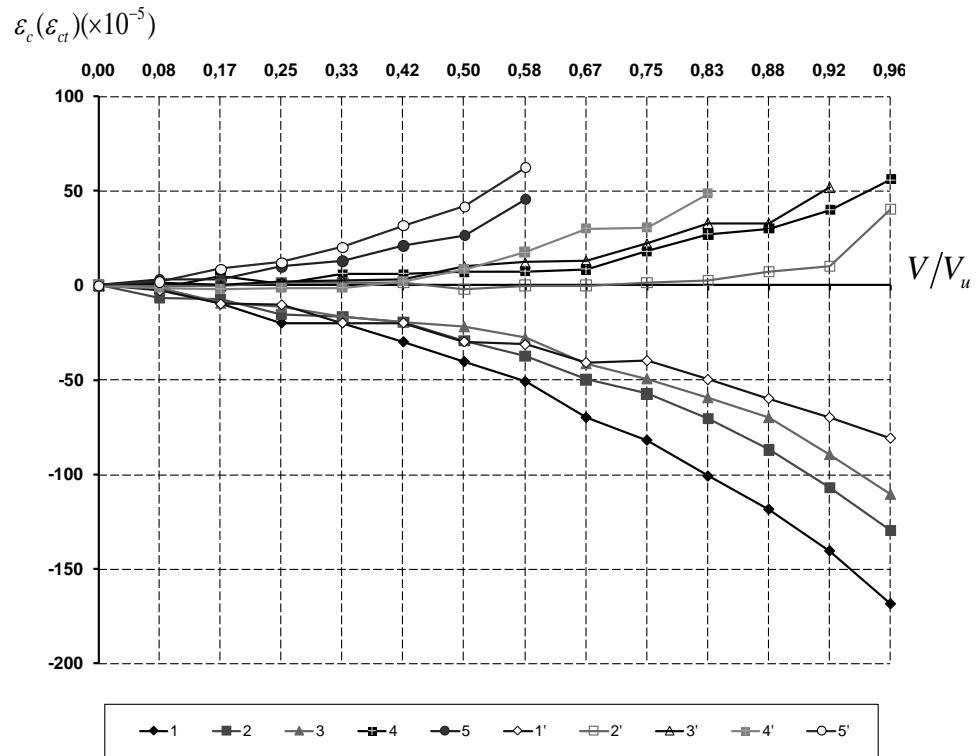


Рисунок А.3 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-0,5-П-Л-0,32 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,32$)

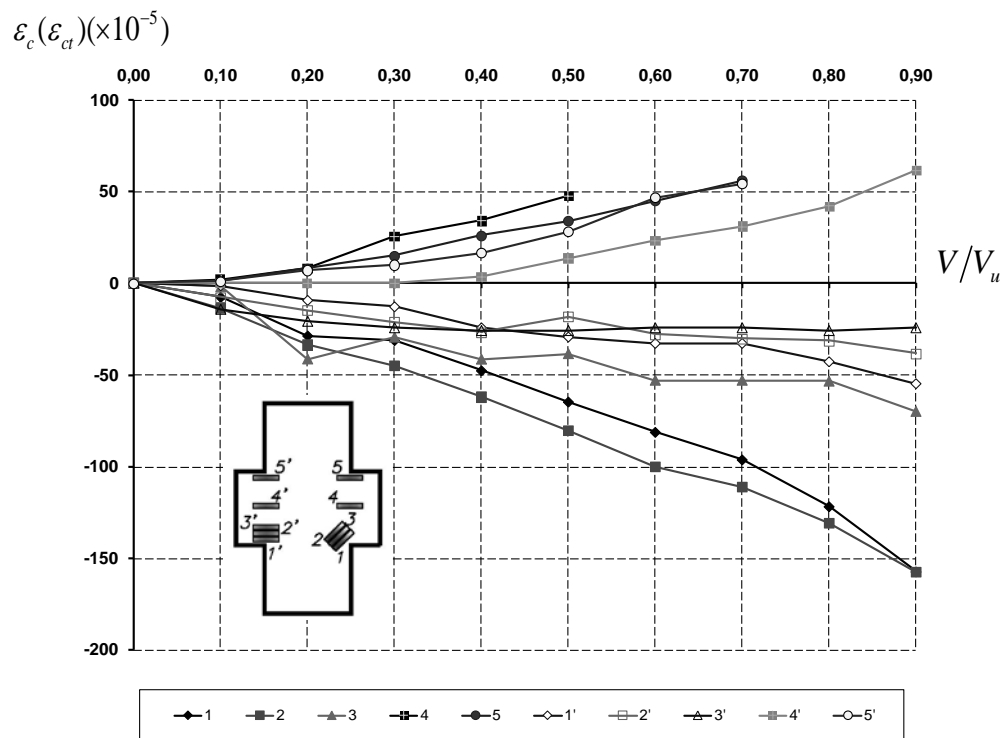


Рисунок А.4 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-0,8-П-Л-0,23 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,23$)

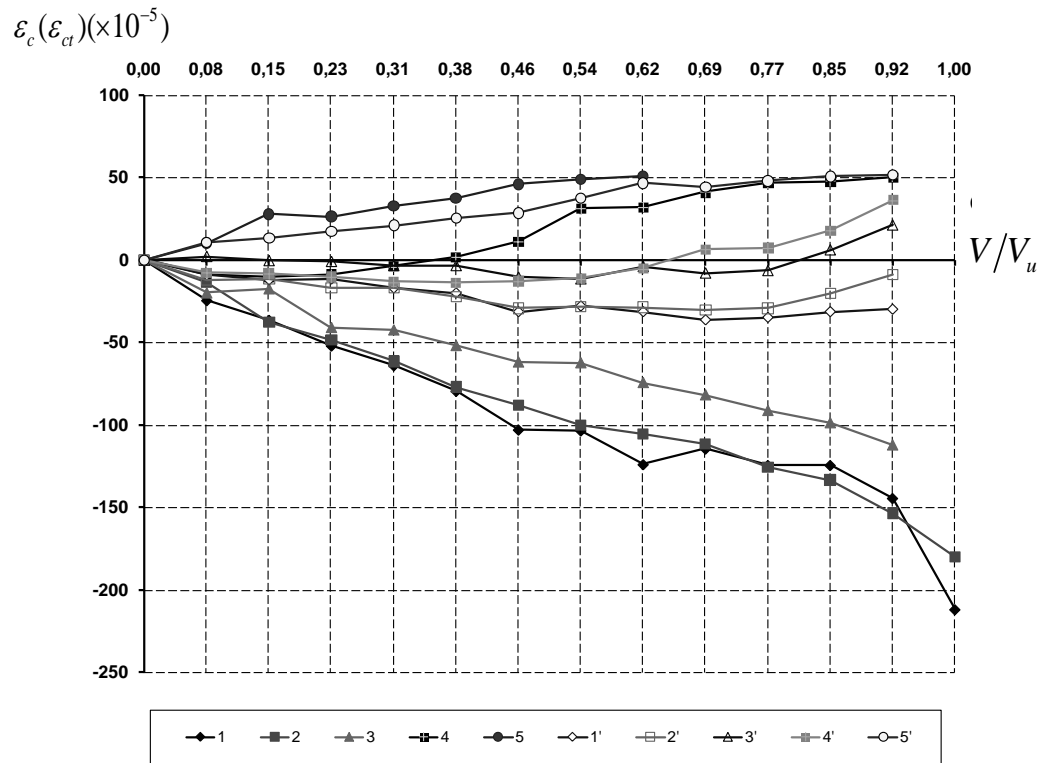


Рисунок А.5 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-0,8-II-L-0,34 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,34$)

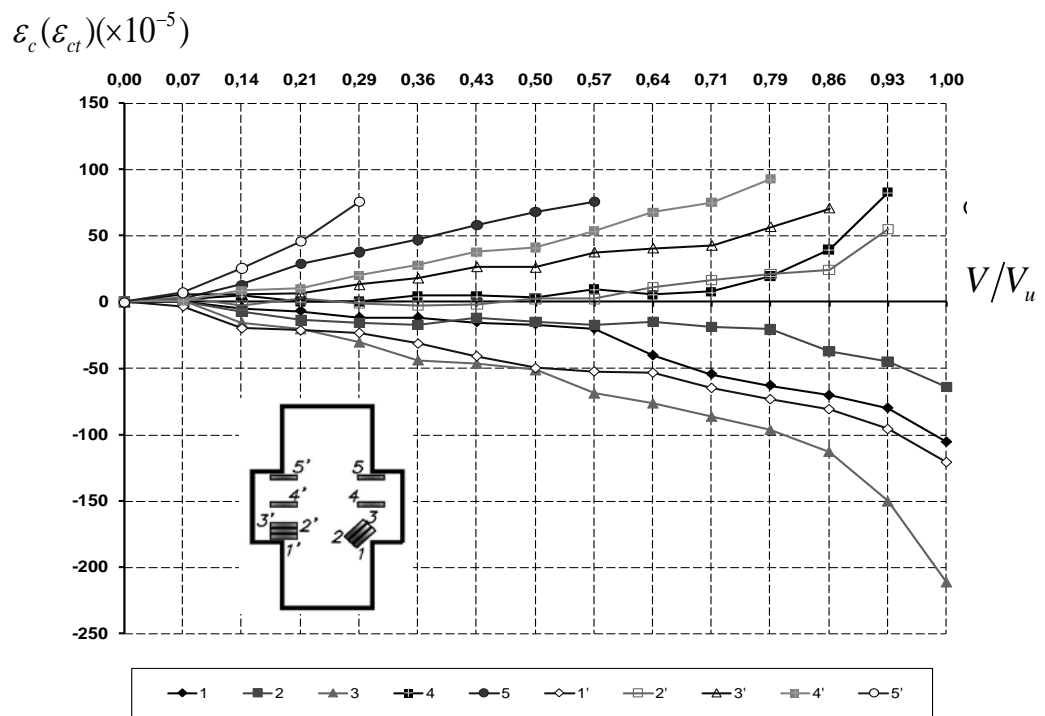


Рисунок А.6 – Залежність « $\varepsilon_c(\varepsilon_{ct}) - V/V_u$ » для зразка-шпонки ШО-0,8-II-L-0,35 (рівень обтиснення $\sigma/f_c = 0,35$)

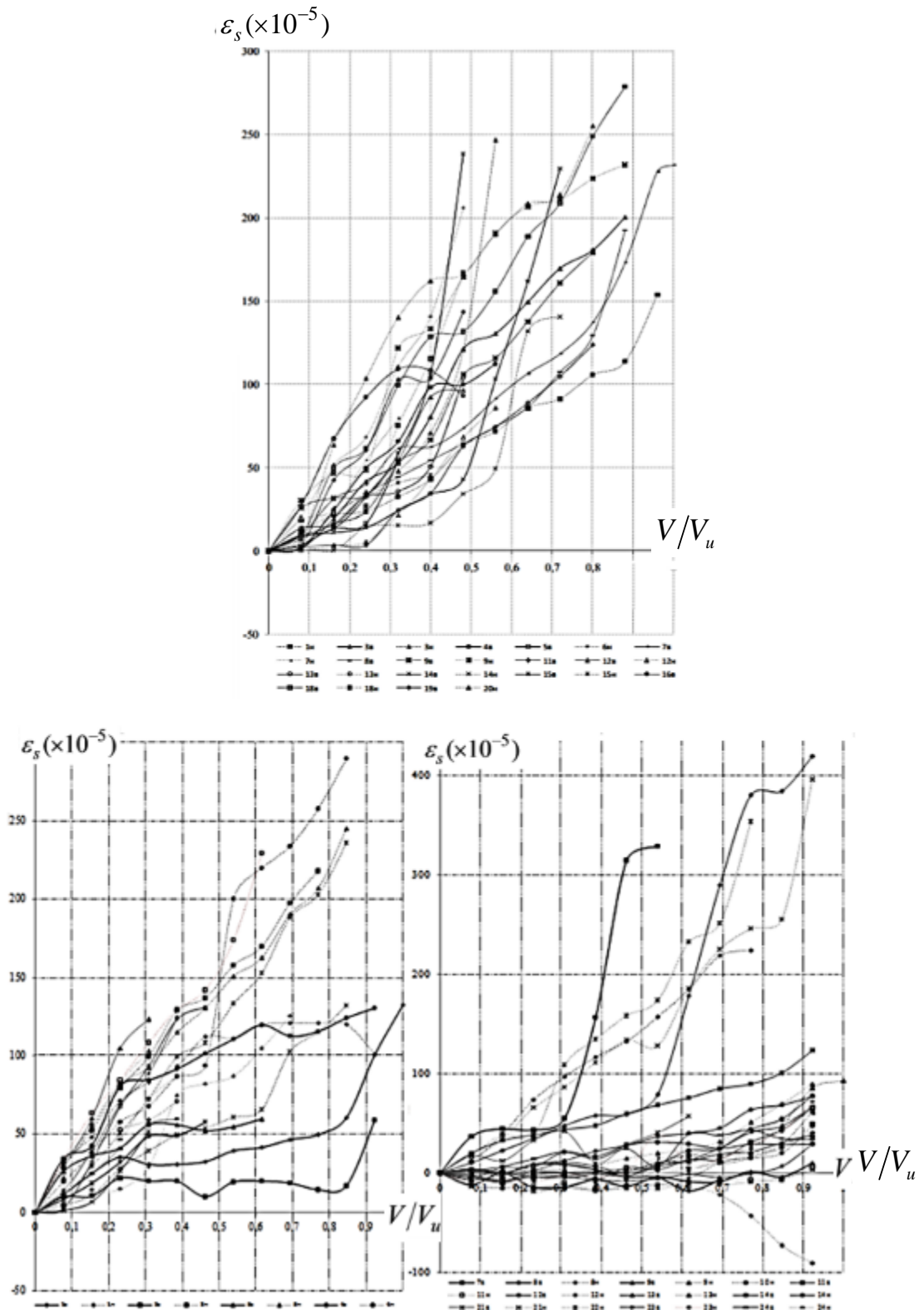


Рисунок А.7 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразка ША-0,25-П-Л-0,76-1 (2 \varnothing 12) із розміщенням у один ярус та зразків ША-0,25-П-Л-0,67-2 (4 \varnothing 8), що розташована в верхньому та нижньому ярусі

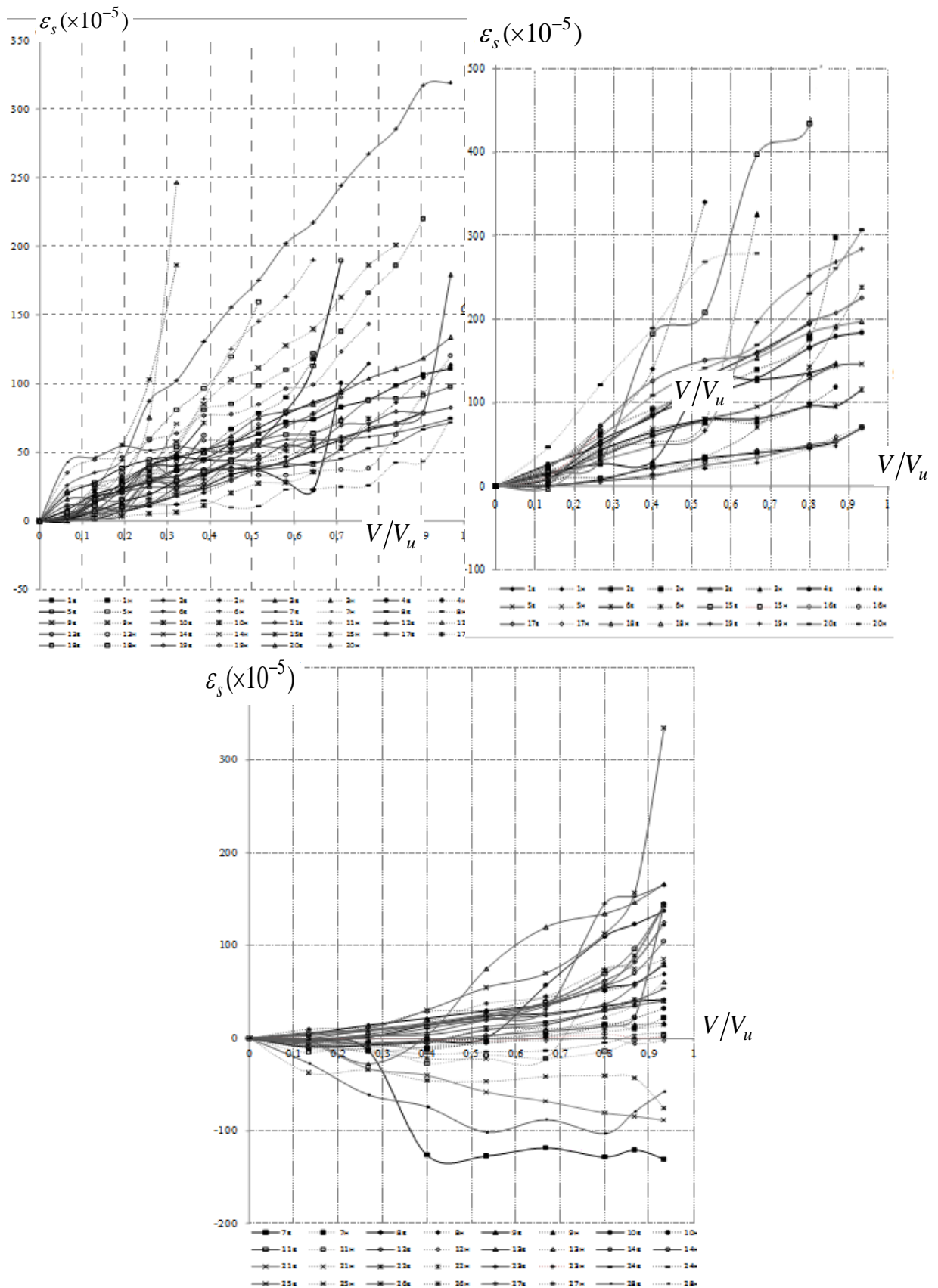
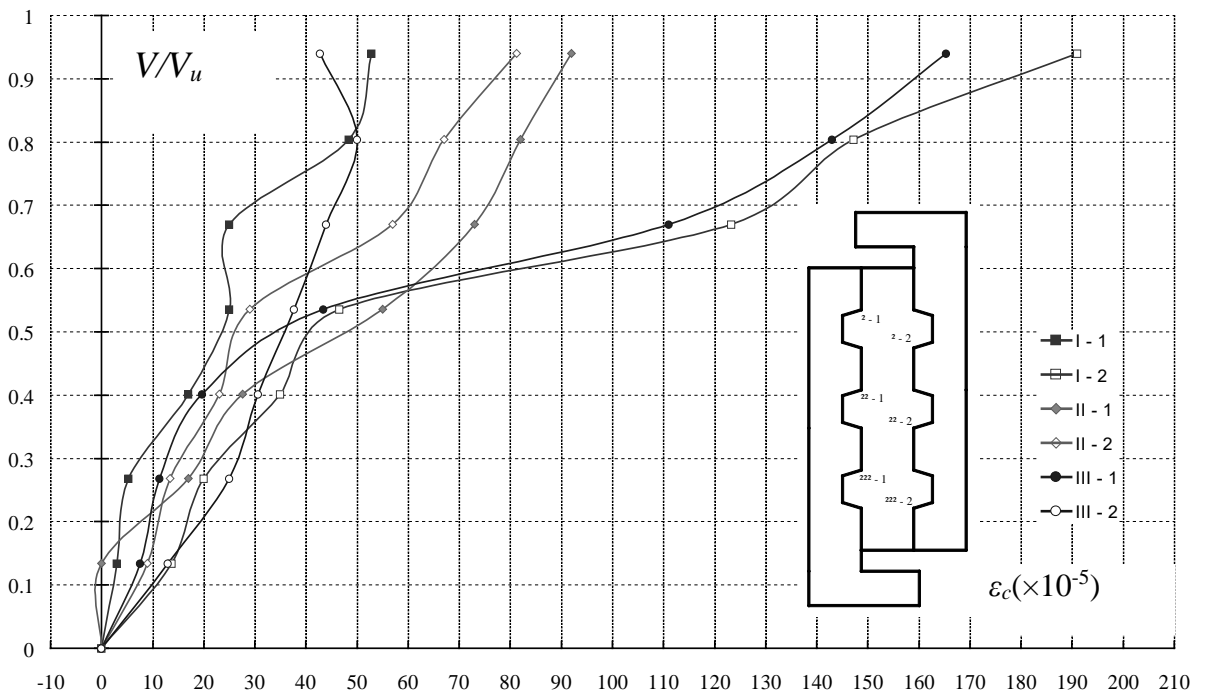
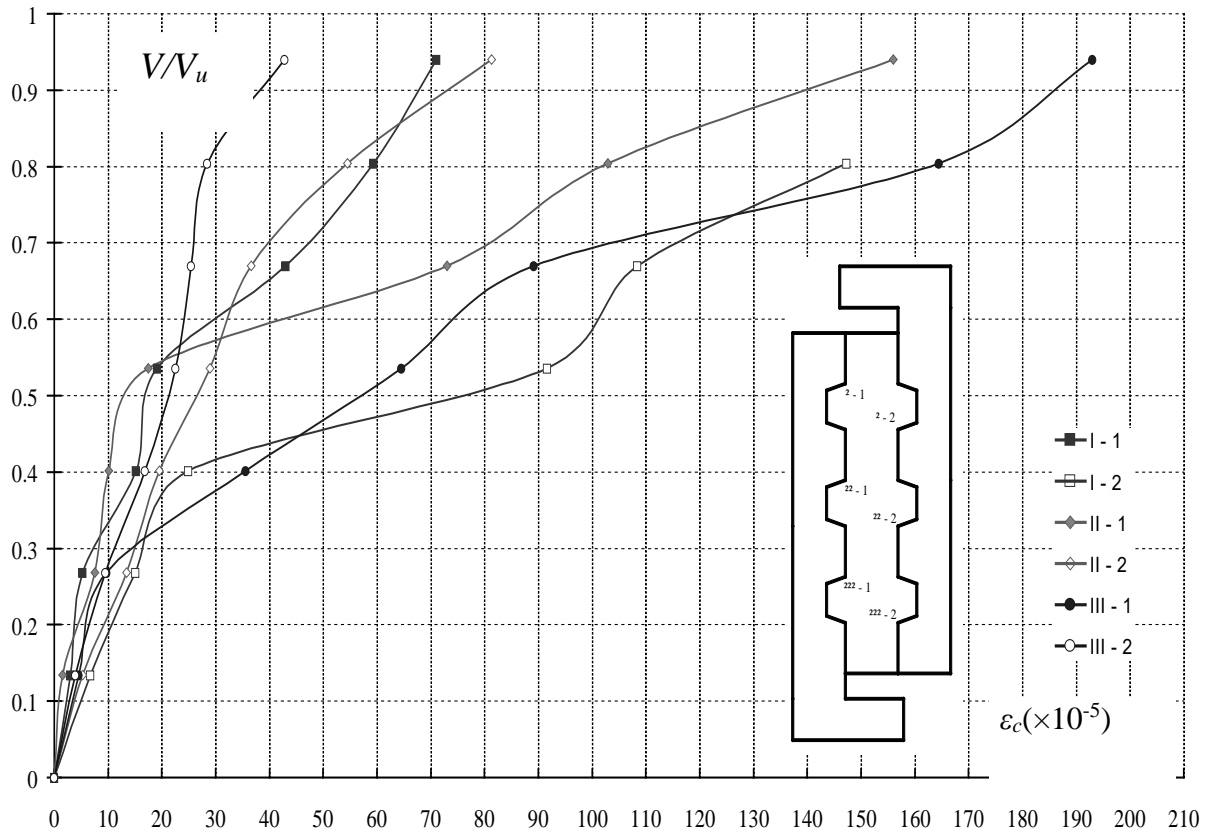


Рисунок А.8 – Залежність « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури, розташованої посередині висоти шпонки ША-0,25-П-Л-1,03-1 (2 \varnothing 14) і в верхній та нижній частині зразка ША-0,25-П-Л-1,03-2 (4 \varnothing 10)



б

Рисунок А.9 – Графіки залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для бетону зразків
ЗШС-50-0,25-Тр-Л-0,64-1 і ЗШС-100-0,25-Тр-Л-0,63-1

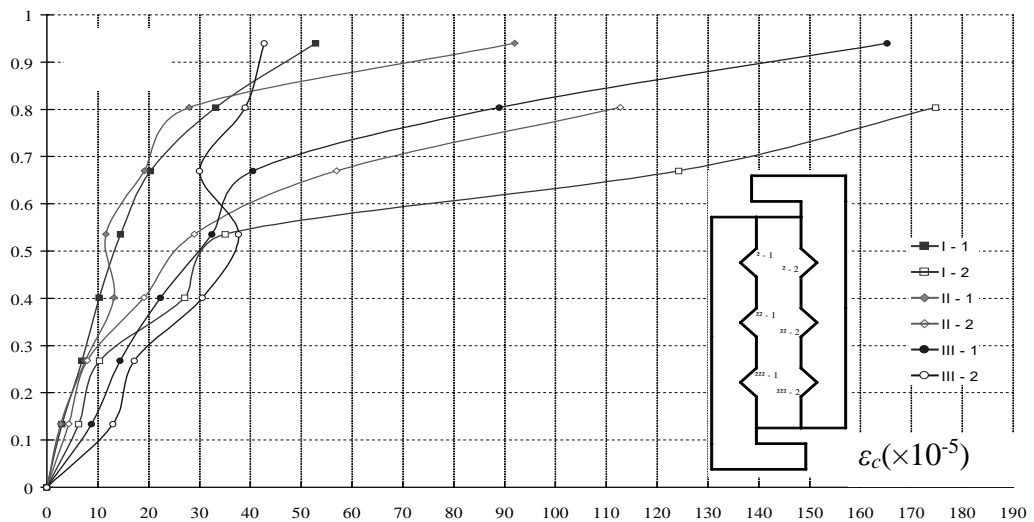
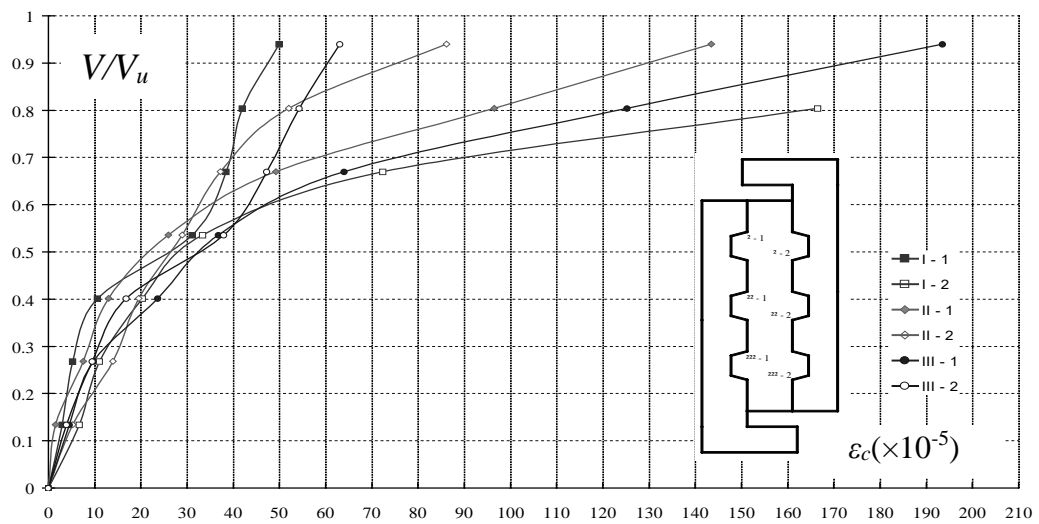
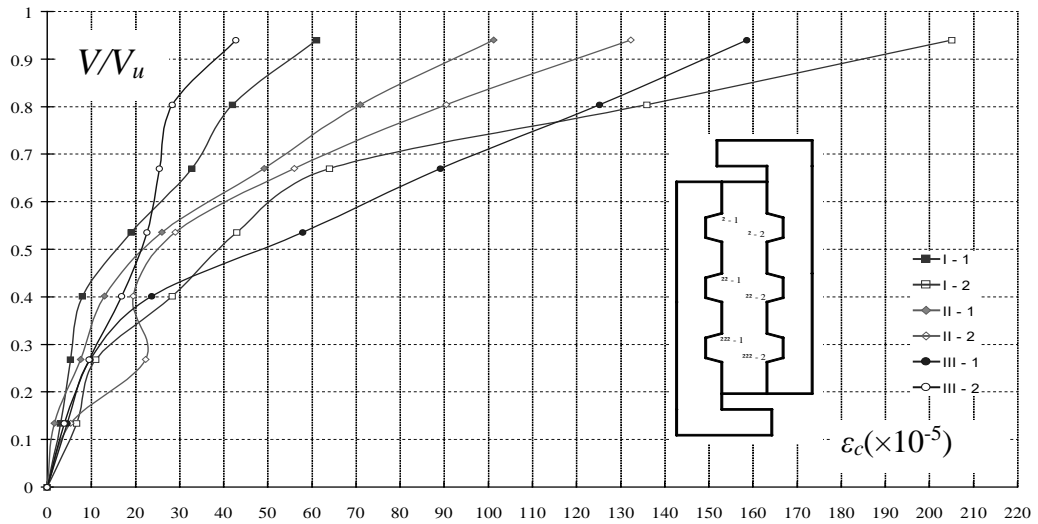


Рисунок А.10 – Графіки залежності « $\epsilon_c - V/V_u$ » для бетону зразків
 ЗШС-150-0,25-Тр-Л-0,62-1, ЗШС-200-0,25-Тр-Л-0,64-1,
 ЗШС-50-0,25-Т-Л-0,64-1

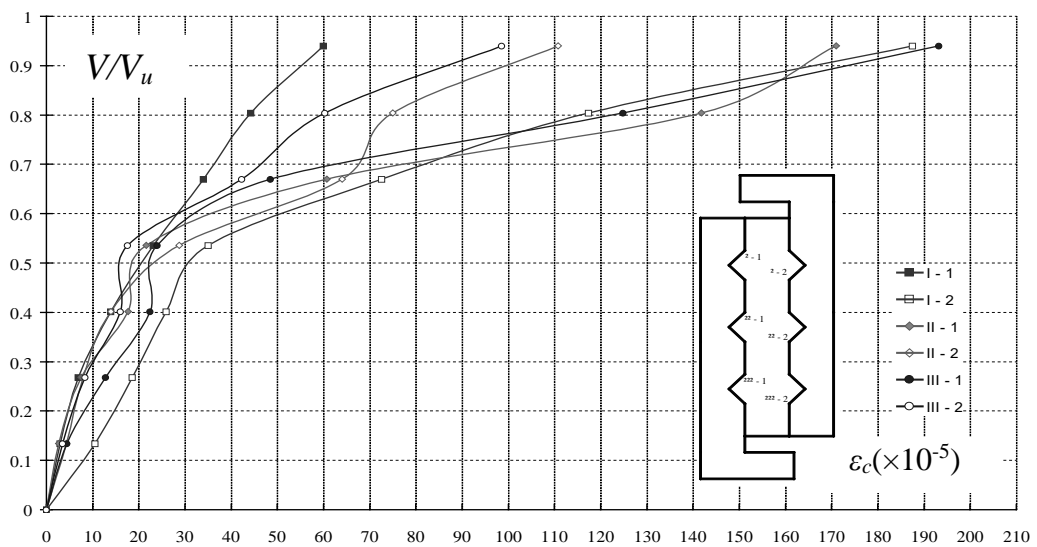
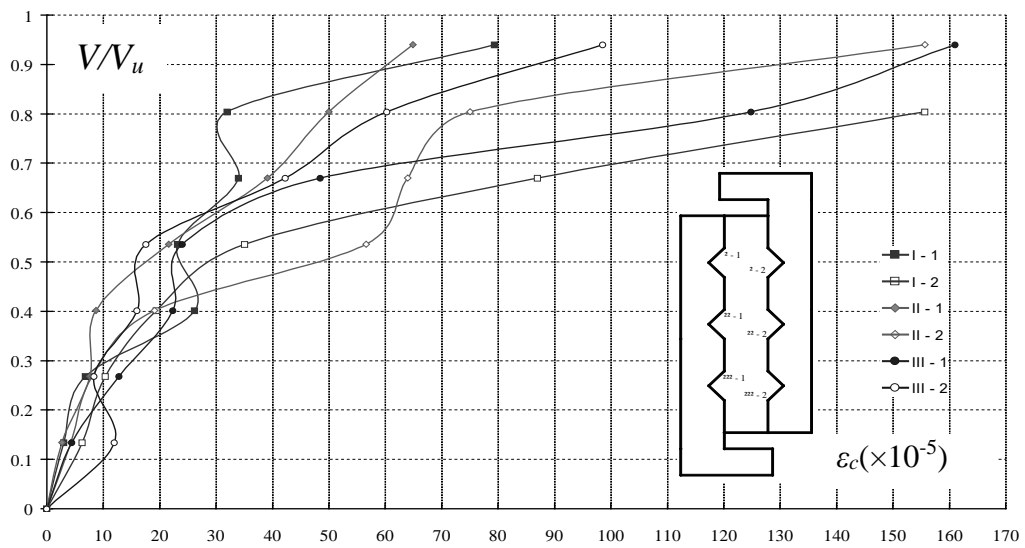
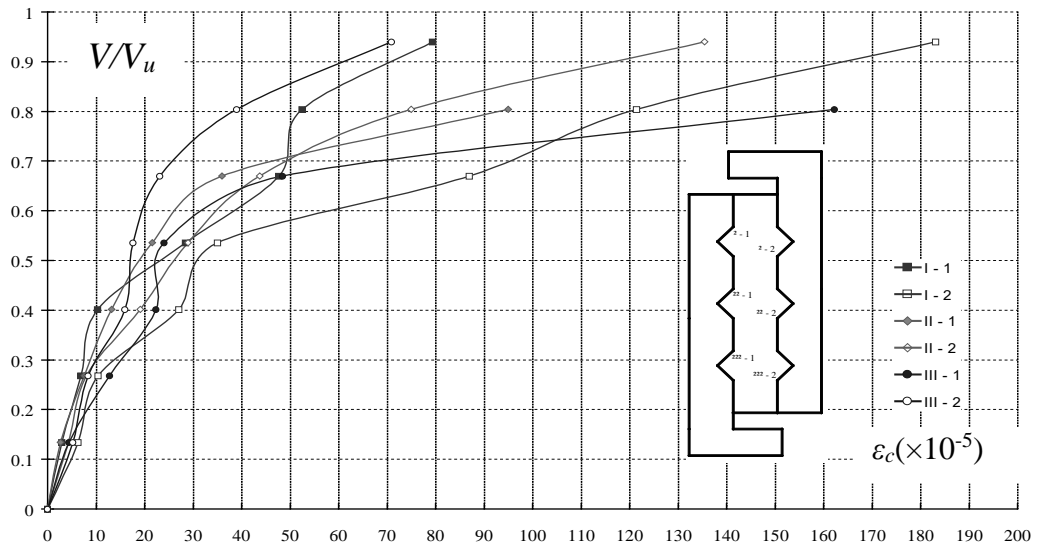


Рисунок А.11 – Графіки залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для бетону зразків
 ЗПС-100-0,25-Т-Л-0,69-1, ЗПС-150-0,25-Т-Л-0,67-1,
 ЗПС-200-0,25-Т-Л-0,68-1

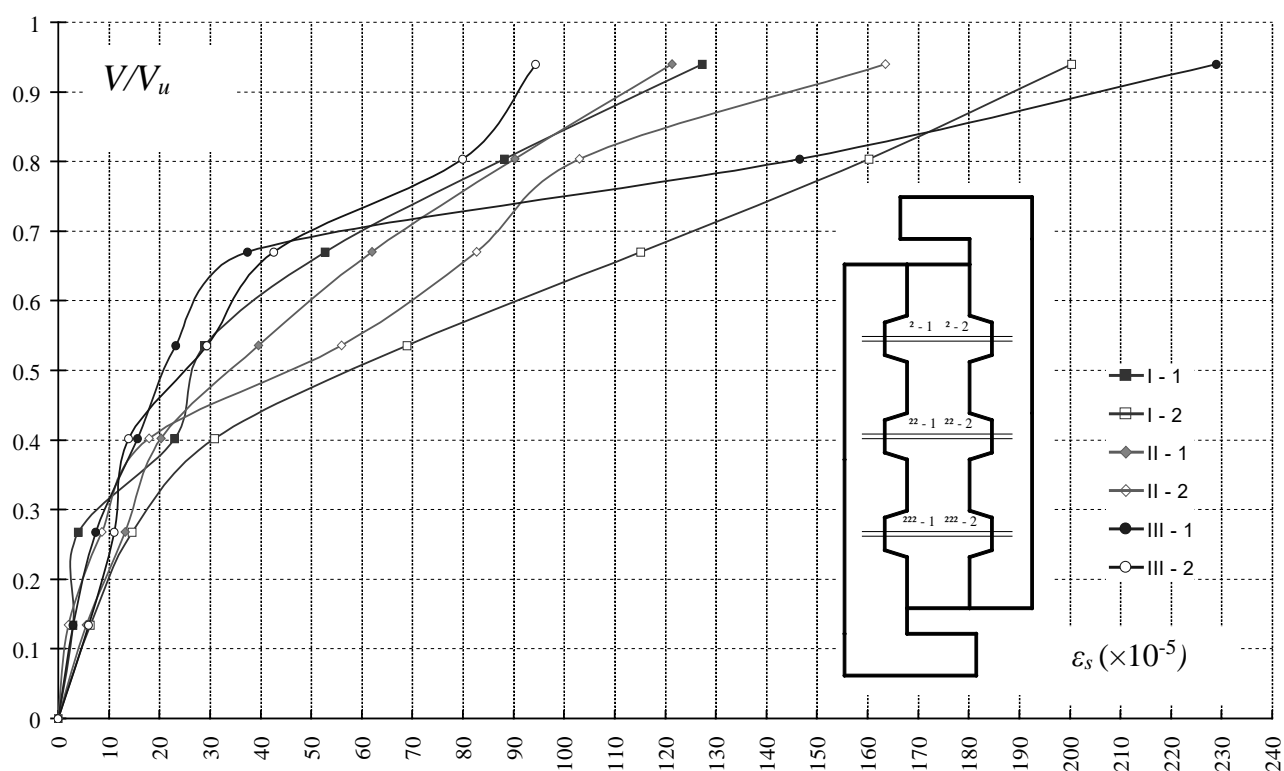
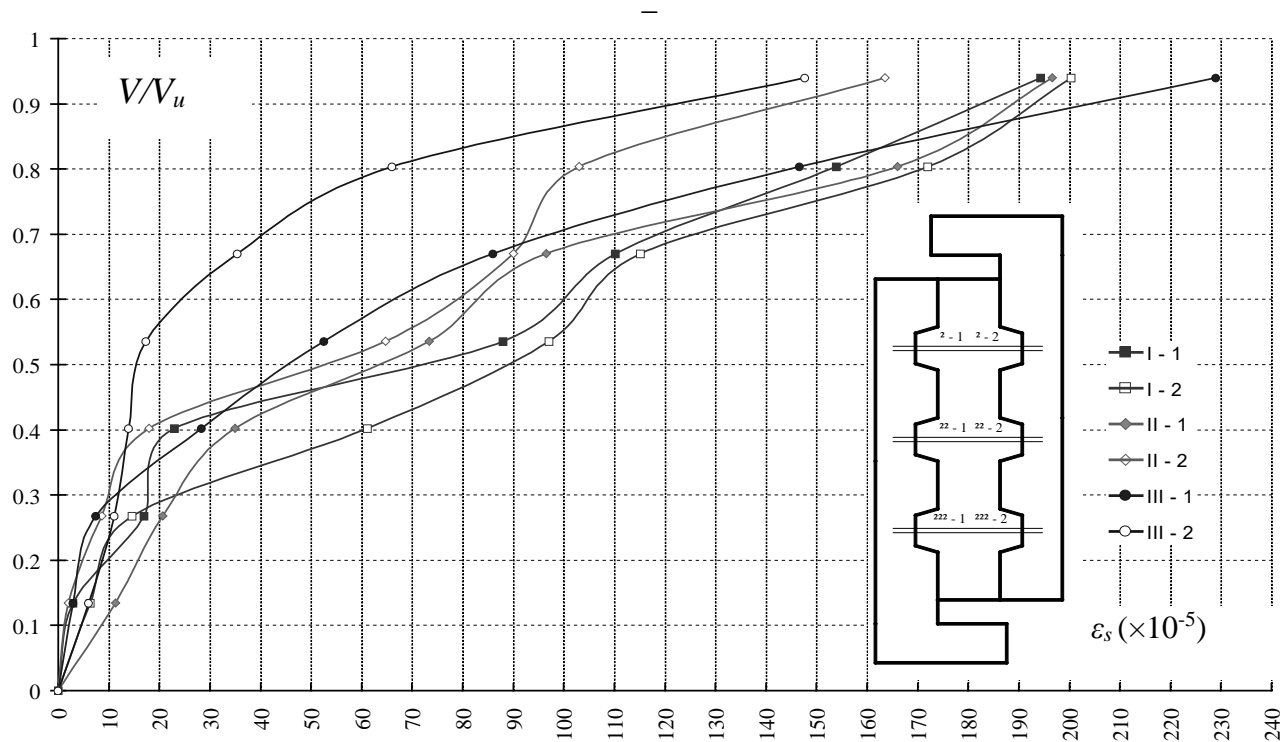


Рисунок А.12 – Графіки залежності « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразків

ЗШС-50-0,25-Тр-Л-0,64-1 та ЗШС-100-0,25-Тр-Л-0,63-1

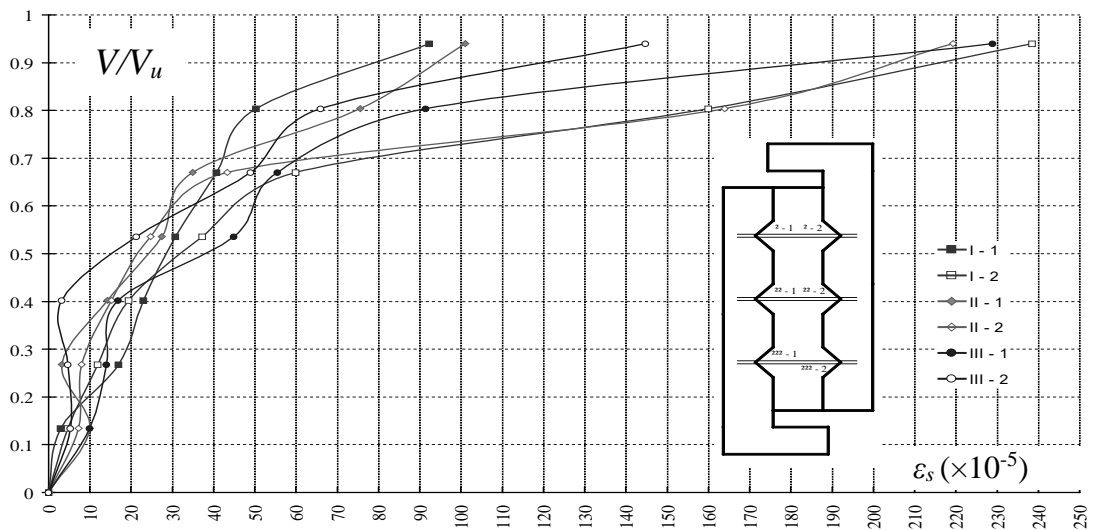
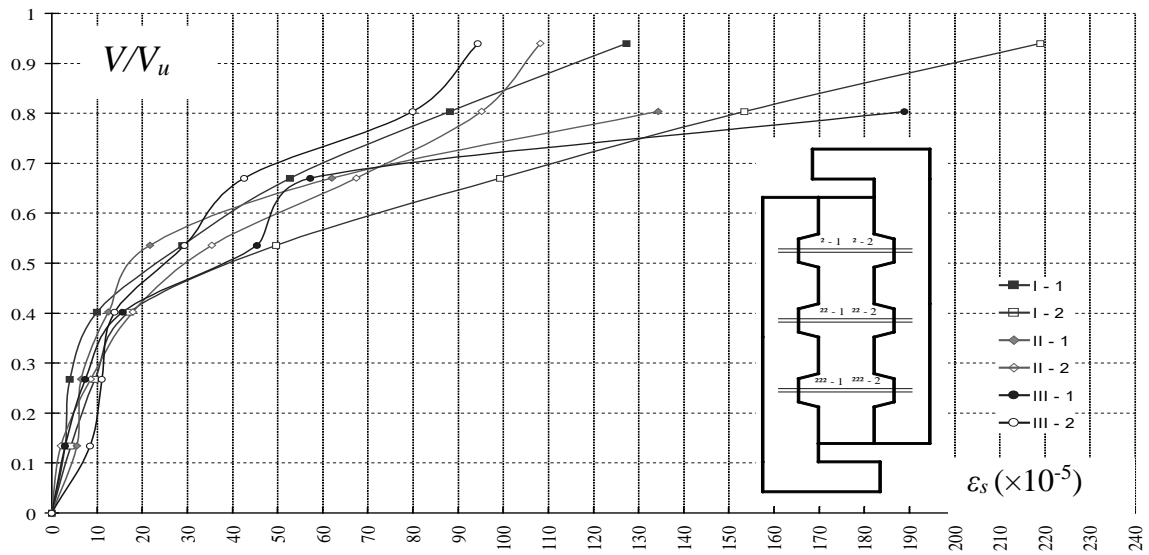
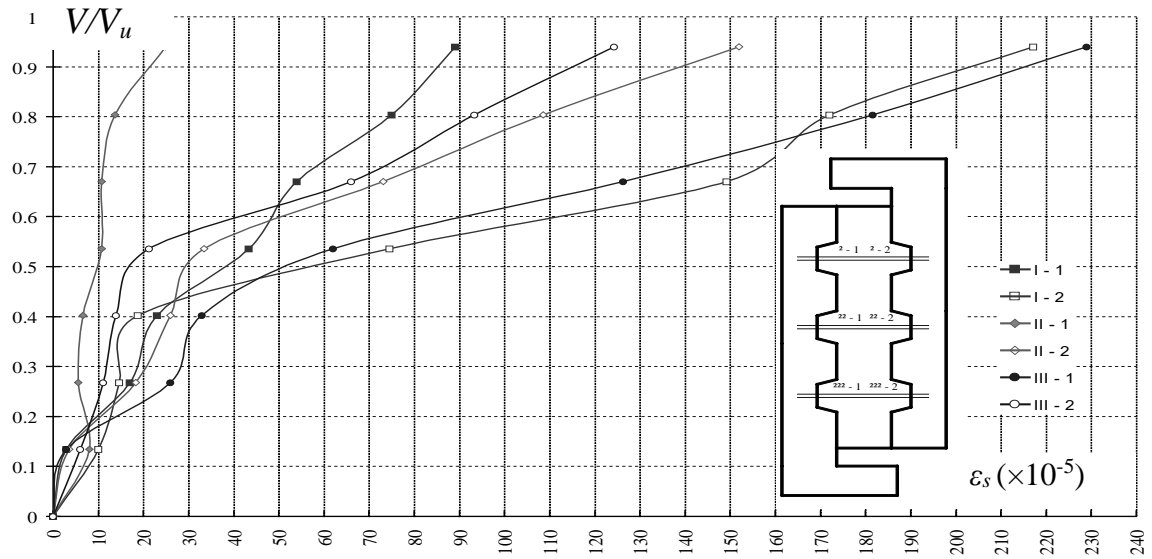


Рисунок А.13 – Графіки залежності « $\epsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразків
 ЗШС-150-0,25-Тр-Л-0,62-1, ЗШС-200-0,25-Тр-Л-0,64-1,
 ЗШС-50-0,25-Т-Л-0,64-1

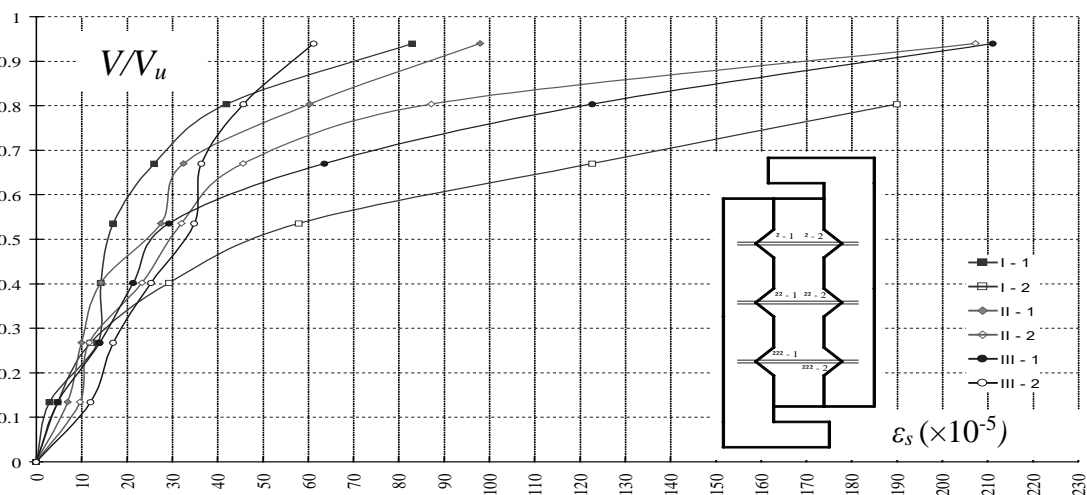
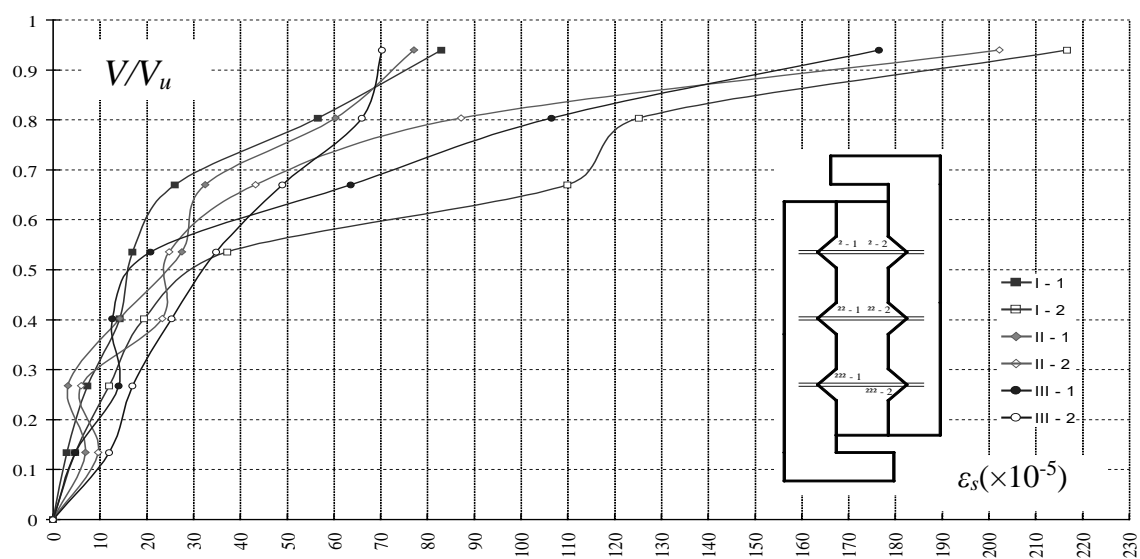
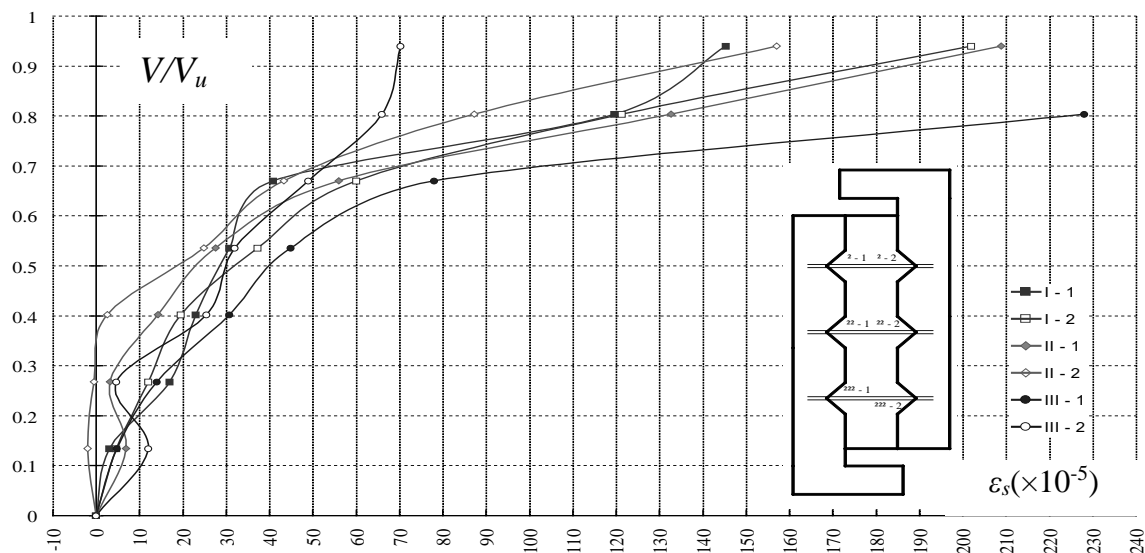
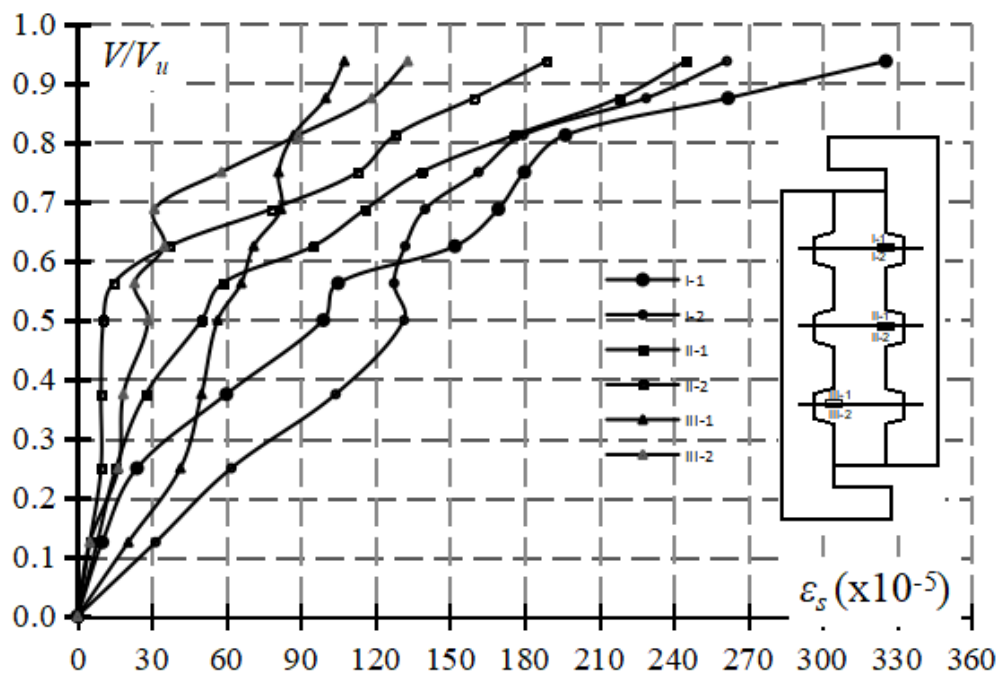
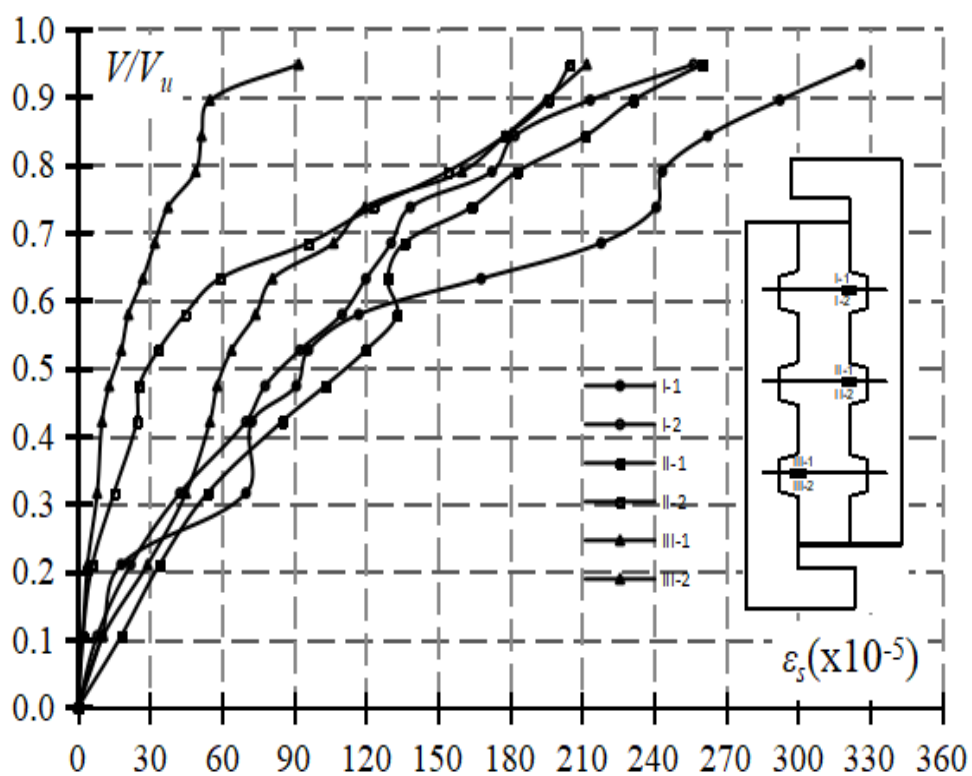


Рисунок А.14 – Графіки залежності « $\varepsilon_y - V/V_u$ » для арматури зразків
 3ШС-100-0,25-Т-Л-0,69-1, 3ШС-150-0,25-Т-Л-0,67-1,
 3ШС-200-0,25-Т-Л-0,68-1

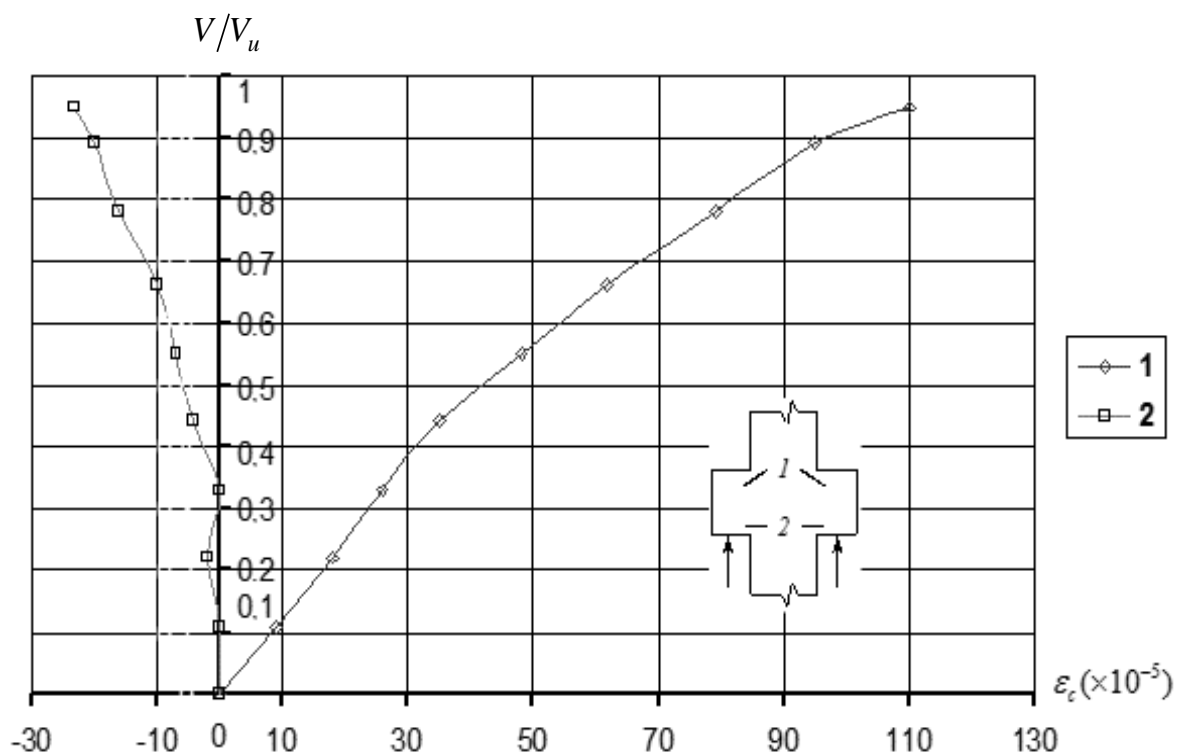


а

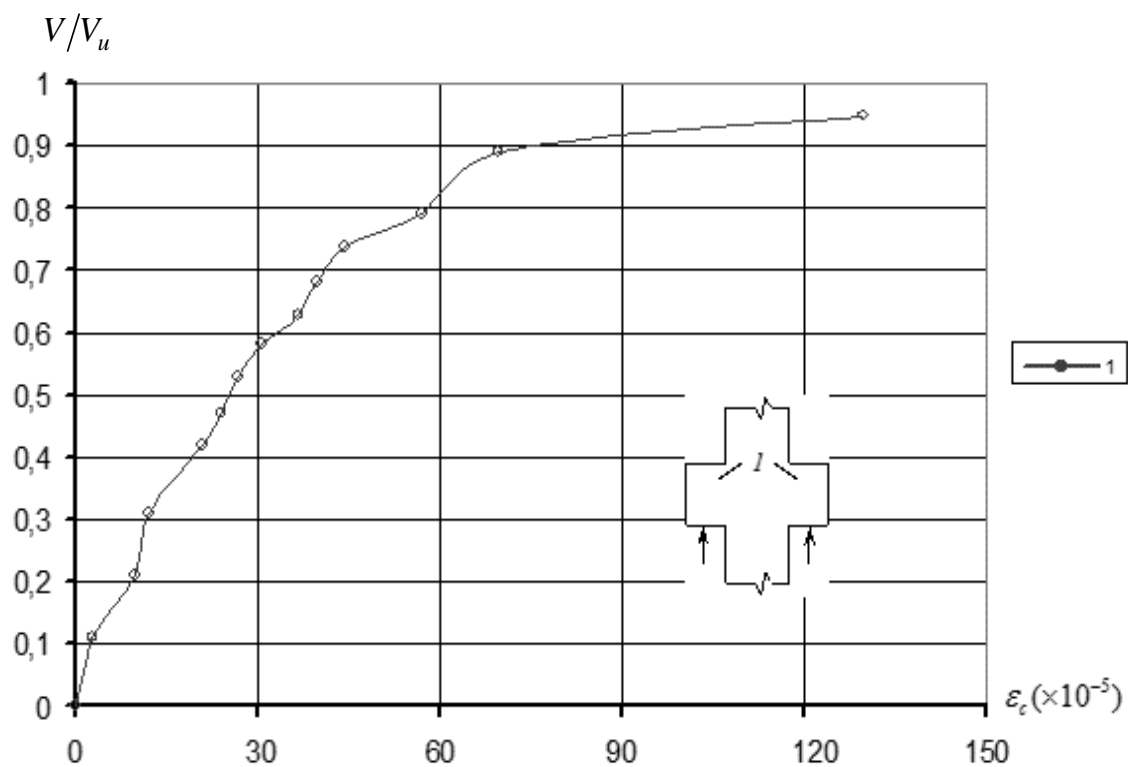


б

Рисунок А.15 – Графіки « $\varepsilon_s - V/V_u$ » для арматури зразків ЗШС-100-0,25-Тр-Ф-0,66-1 (а) і ЗШС-25-0,25-Тр-Ф-1,48-1 (б)



а



б

Рисунок А.16 – Графіки залежності « $\varepsilon_c - V/V_u$ » для бетону одношпонкових стиків у зоні 1 і 2 для зразків 1ШС-0,3-П-Л (а) і 1ШС-0,3-П-В-0,67-1 (б)

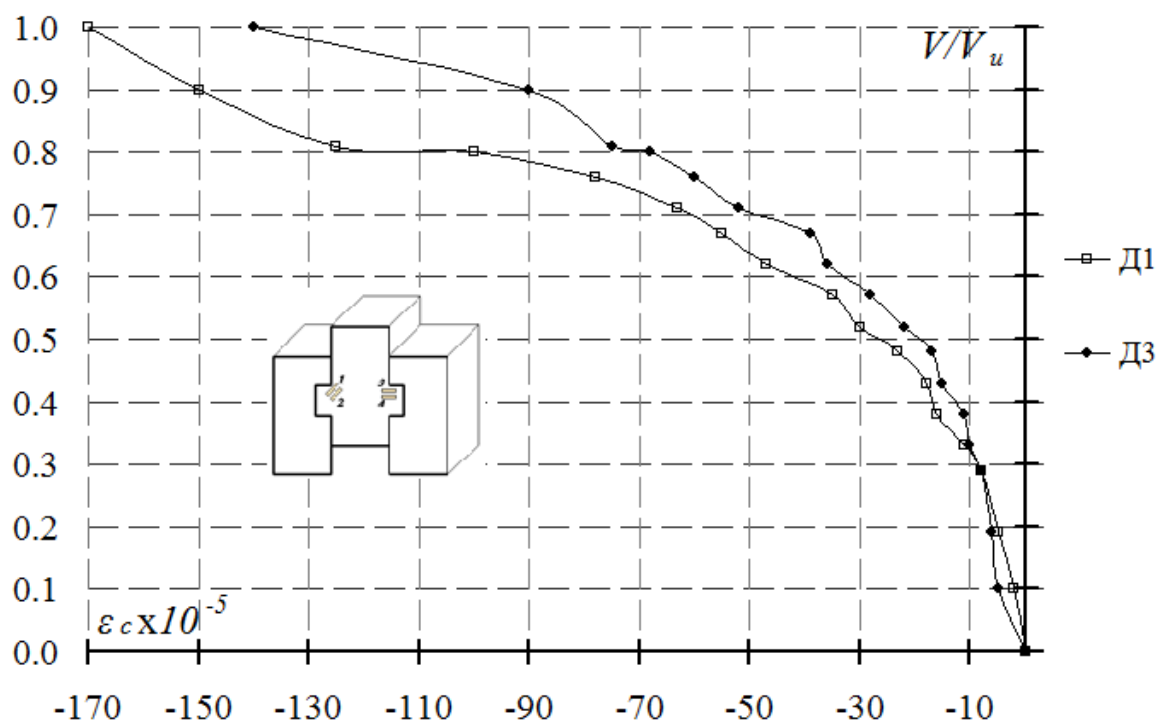


Рисунок А.17 – Залежність деформацій бетону від рівня навантаження для дослідного зразка 1ШС-0,3-П-В-0,67-1

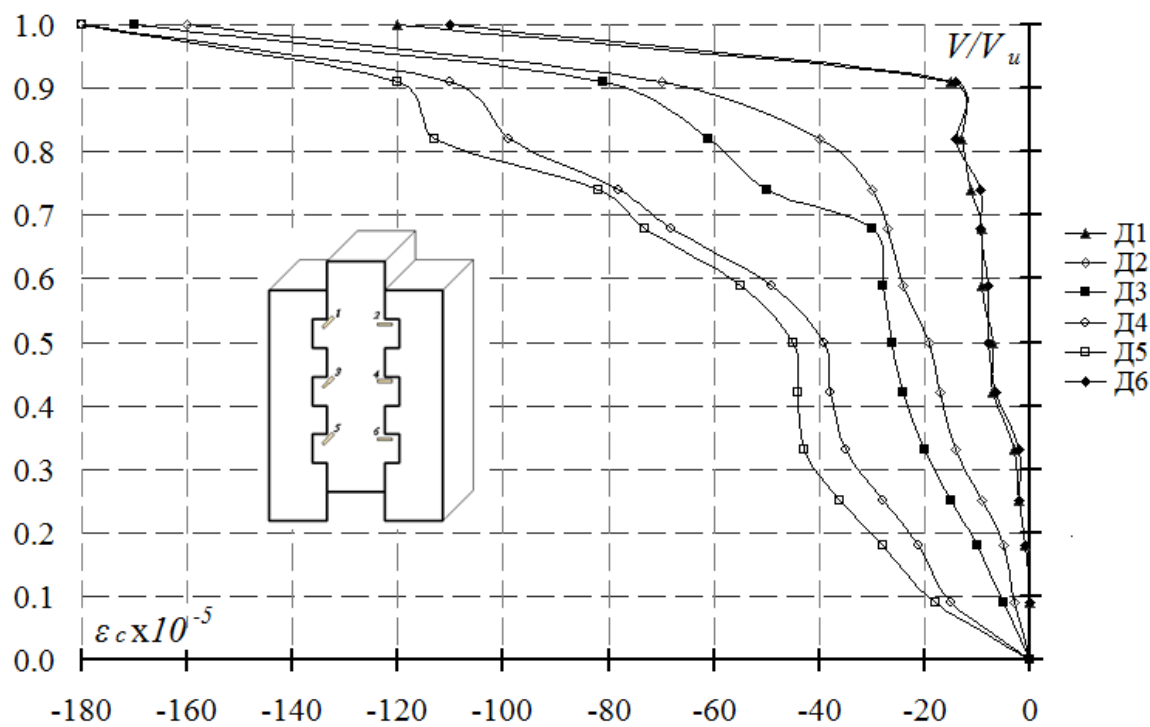


Рисунок А.18 – Залежність деформацій бетону від рівня навантаження для дослідного зразка 3ШС-0,3-П-В-0,67-1

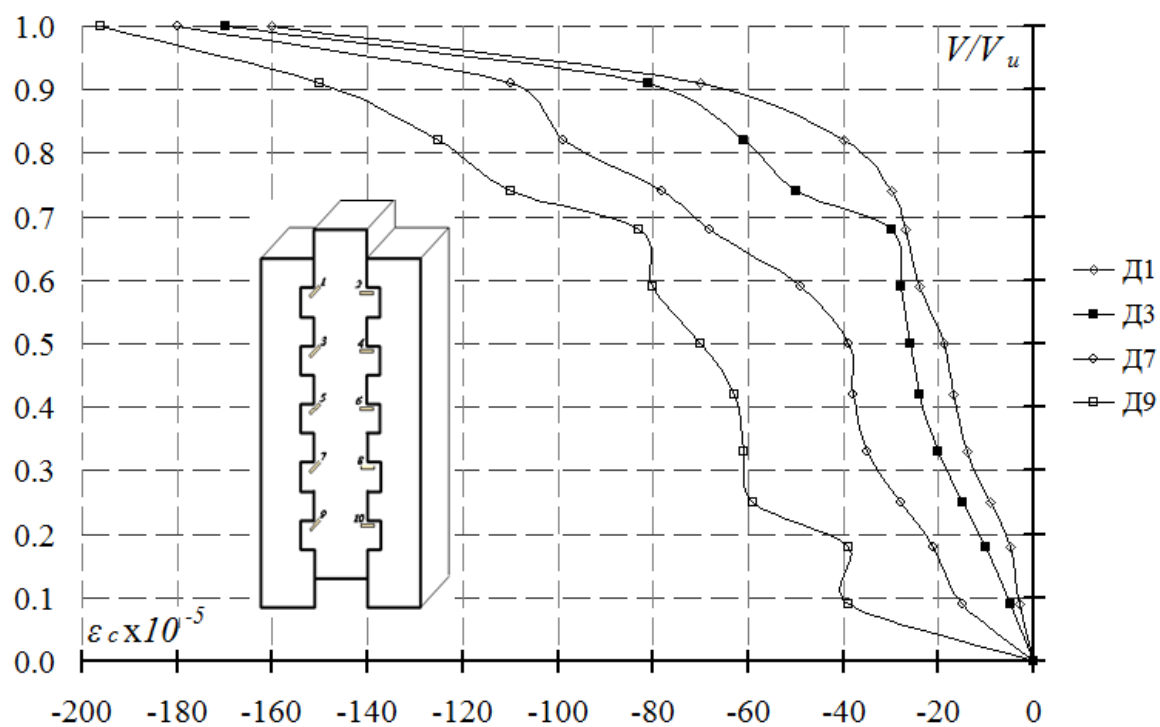


Рисунок А.19 – Залежність деформацій бетону від рівня навантаження для дослідного зразка 5ШС-0,3-П-В-0,67-1

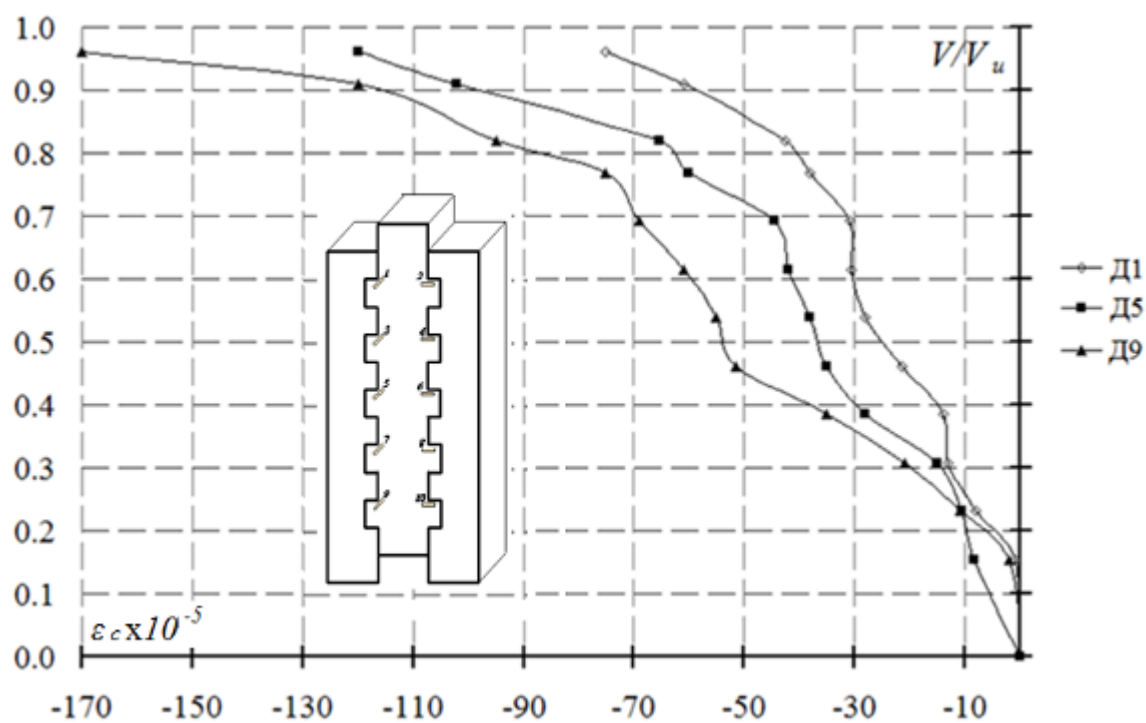


Рисунок А.20 – Залежність деформацій бетону від рівня навантаження для дослідного зразка 5ШС-0,3-П-В

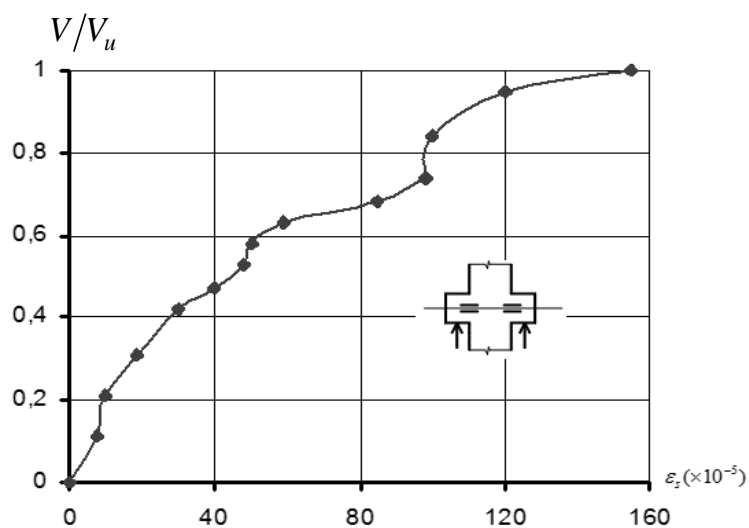


Рисунок А.21 – Графік залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для зразка
1ШС-0,3-П-Л-0,67-1

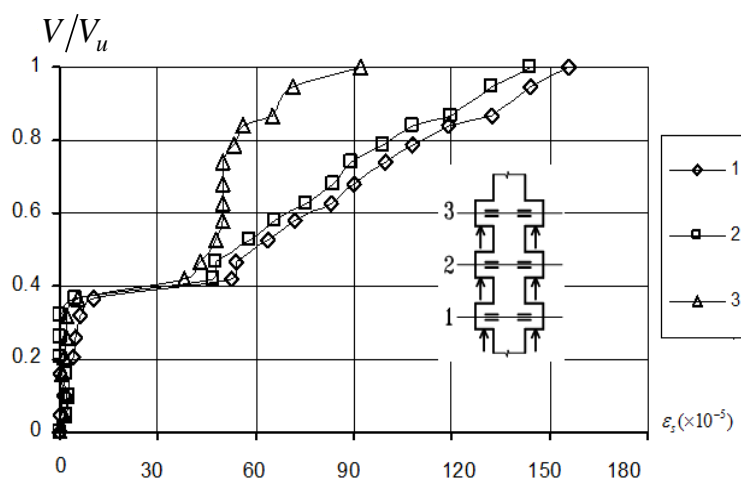


Рисунок А.22 – Графік залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » за довжиною стіку
для зразка 3ШС-0,3-П-Л-0,67-1

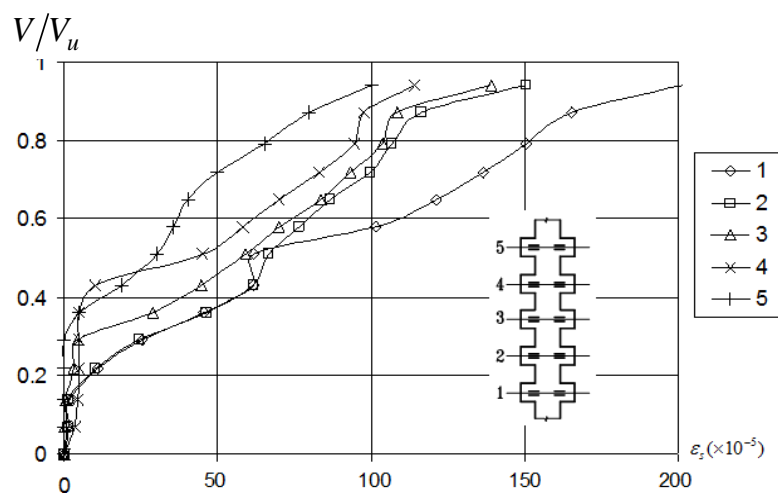


Рисунок А.23 – Графік залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » за довжиною стіку
для зразка 5ШС-0,3-П-Л-0,67-1

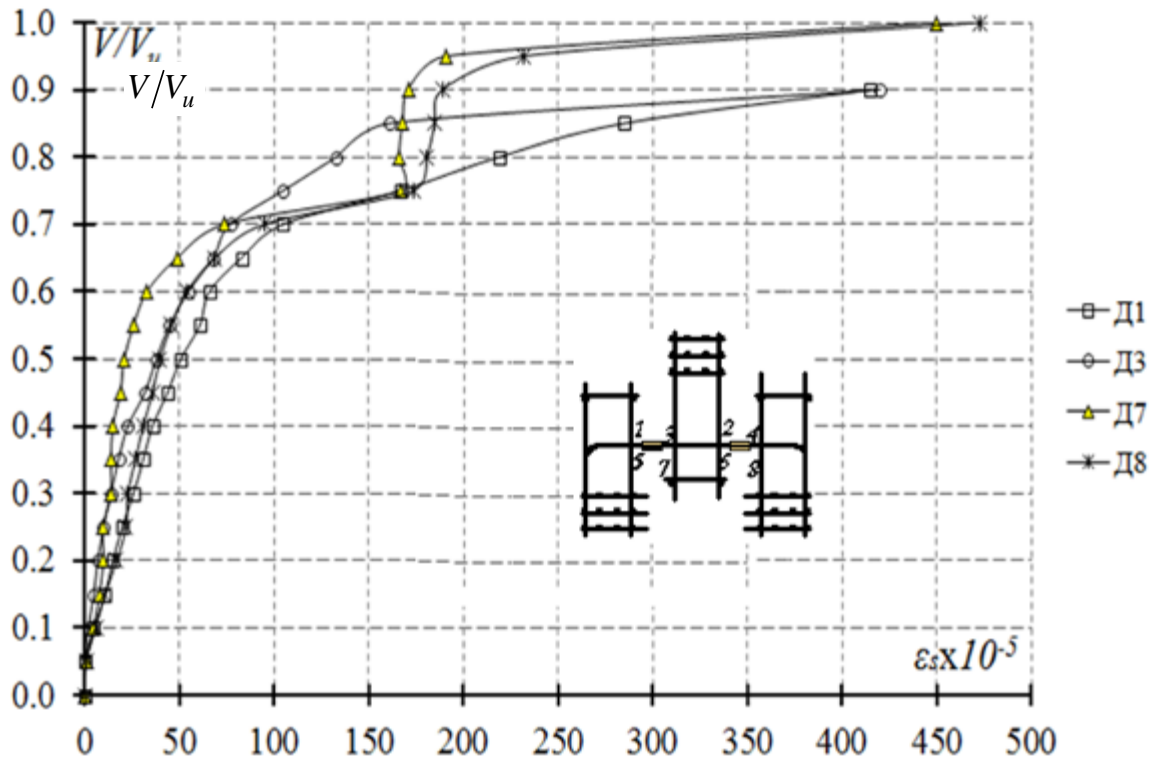


Рисунок А.24 – Залежність деформацій арматури від рівня навантаження для дослідного зразка 1ШС-0,3-П-В-0,67-1

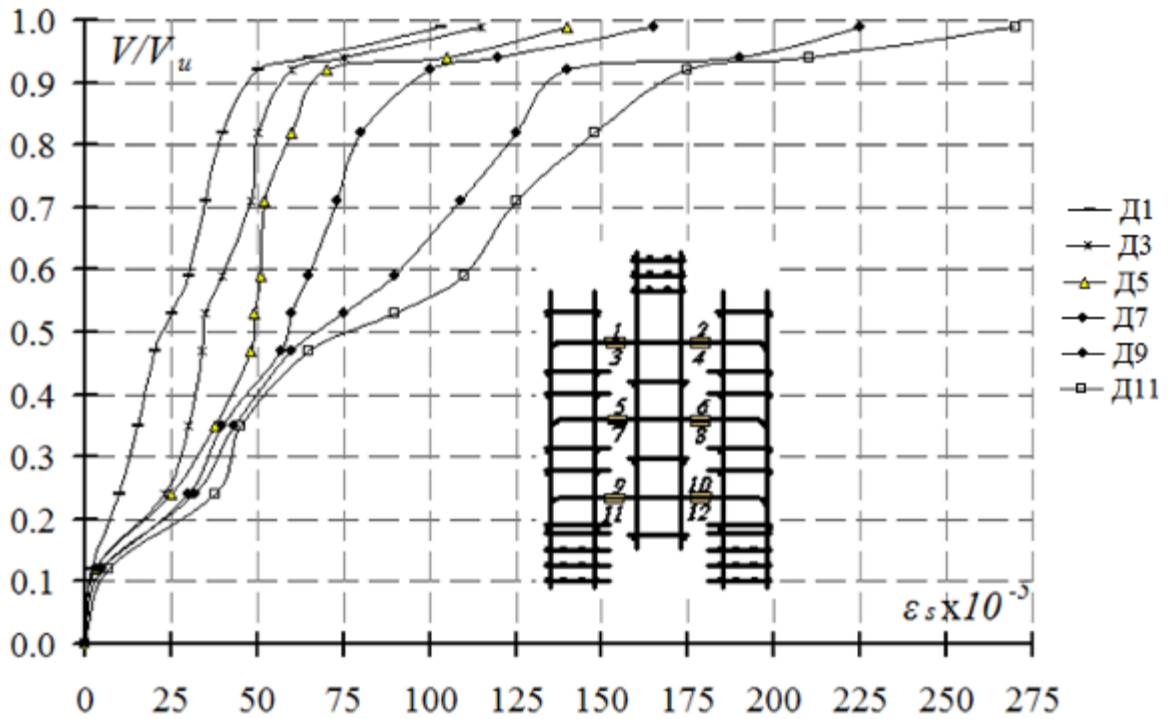


Рисунок А.25 – Залежність деформацій арматури від рівня навантаження для дослідного зразка 3ШС-0,3-П-В-0,67-1

ДОДАТОК Б
СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧКИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ
ІЗ ВИЗНАЧЕННЯМ ОСОБИСТОГО ВНЕСКУ

Публікації, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

Монографії:

1. Довженко О.О. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: експериментальні дослідження: Монографія/О.О. Довженко. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2015. – 181 с.
2. Довженко О.О. Багатоповерхові каркасні будівлі із збірно-монолітними балковими перекриттями : Монографія / О.О. Довженко, В.В. Погрібний. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – 196 с. *(аналіз та напрямки подальшого вдосконалення стикових з'єднань несучих елементів каркасів із збірно-монолітними балковими перекриттями багатоповерхових будівель)*
3. Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону: Монографія / А.М. Павліков, Д.К. Балясний, О.В. Гарькава, О.О. Довженко, С.М. Микитенко, Н.М. Пінчук, Д.Ф. Федоров; за ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – 120 с. *(висвітлені особливості сучасних збірно-монолітних конструктивних систем із залізобетону, вказано на необхідність удосконалення шпонкових з'єднань елементів перекриття)*
4. Збірник наукових розробок планувальних та конструктивних рішень споруд цивільного захисту: Монографія / А. Гасенко, О. Довженко, В. Погрібний, О. Семко, О. Філоненко, О. Юрін; за ред. О. Філоненко. – Полтава: ПП «Астроя», 2023. – 209 с. *(приведені основи розрахунку несучої здатності шпонкових стиків варіаційним методом у теорії пластичності)*
5. Довженко О.О. Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу: теоретичні й експериментальні дослідження: Монографія / О.О. Довженко. – Житомир: Видавничий дім «Бук-Друк», 2024. – 200 с.

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав або у закордонних виданнях, проіндексованих у базах даних Scopus та/або Web of Science Core Collection:

6. Dovzhenko O. The bearing capacity experimental determination of the keyed joints models in the transport construction / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, I. Yurko, I. Shostak // MATEC Web of Conf. – 2017.– Vol. 116, 02011. (Scopus, Web of Science) *(сформульована мета та складена програма експериментальних досліджень одношпонкових з'єднань, проведено узагальнюючий аналіз отриманих результатів)*

7. Dovzhenko O. Bearing capacity calculation of reinforced concrete corbels under the shear action/ O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Pents, D. Mariukha // MATEC Web Conf. – 2018. – Vol. 230, 02005. (Scopus) *(запропонована методика визначення несучої здатності коротких консолей при одночасному руйнуванні в зоні стиску та розтягу)*

8. Dovzhenko O.O. Concrete and reinforced concrete strength under action of shear, crushing and punching shear / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, I.A. Yurko // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2018. – Vol. 463, 022026. (Scopus) *(визначено опір бетонних елементів при сполученні зрізу в стиснутій та відриву в розтягнутій зонах)*

9. Dovzhenko O. Shear failure form realization in concrete/ O. Dovzhenko, V. Pogrebnyi, I. Yurko //News the national academy of sciences of the republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences. – 2018. – Vol. 2. – № 428. – Pp. 55–62. (Scopus, Web of Science) *(досліджена зрізова форма руйнування бетонних шпонок, враховано вплив обтиснення)*

10. Pohribnyi V. The ideal plasticity theory usage peculiarities to concrete and reinforced concrete / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, O. Maliovana // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – 7 (3.2). – Pp. 19–26. (Scopus) *(встановлені умови реалізації зрізу для бетонних елементів на основі теорії пластичності)*

11. Dovzhenko O. Effective keyed connections of hollow-core floor slabs with walls in modern large-panel house building / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, L. Karabash // Science and Technique. – 2018. – Vol. 17. – No 2. – Pp. 146–156. (Web of Science). *(обґрунтовано застосування шпонкових стиків плит перекриття зі стіновими панелями у великопанельному будівництві)*

12. Dovzhenko O. Experimental study on the multikeyed joints of concrete and reinforced concrete elements / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, L. Karabash // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – 7 (3.2). – Pp. 354–359. (Scopus) *(сформульована мета та складена програма експериментальних досліджень багатошпонкових з'єднань, проведено узагальнюючий аналіз результатів)*

13. Dovzhenko O.O. On clarification of the application area of the concrete plasticity theory to the strength problems solutions / O.O. Dovzhenko, V.V. Pohribnyi, V.F. Pents, M.V. Pents // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. – Vol. 73. – Pp. 25–33. (Scopus) *(обґрунтовано застосування теорії пластичності бетону для визначення опору бетону при «чистому зрізі» та для прямокутних шпонок)*

14. Dovzhenko O. To the shear strength of concrete / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 753, 052021. (Scopus) *(проаналізовано явище зрізу в бетоні, наведені залежності для визначенні опору при зрізі)*

15. Dovzhenko O. Discontinuous solutions of concrete elements strength problems using the principle of virtual velocities / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Kyrychenko, O. Malovana // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2022. – Vol. 181. – Pp. 59–71. (Scopus) *(застосовані розривні рішення для визначення опору коротких елементів при зрізі)*

16. Usenko D. Masonry strengthening under the combined action of vertical and horizontal forces / D. Usenko, O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, held in Paris, France, August 26 – 28, 2020. – Pp. 193–199.

(Scopus) *(визначена несуча здатність конструкцій із квазікрихких матеріалів при діагональному розколюванні)*

17. Pohribnyi V. Concrete and reinforced concrete shear: An improved strength calculation method / V. Pohribnyi, O. Dovzhenko, Y. Klymenko, O. Fenko // AIP Conference Proceedings. – 2023. – Vol. 2678, 020014. (Scopus) *(оцінено опір стикових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів при зрізі з врахуванням специфіки напруженого стану)*

18. Dovzhenko O. Improved structural solutions of keyed joints of modern structural systems from reinforced concrete / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Kyrychenko. I. Kuznietsova, O. Bulbakha // AIP Conference Proceedings. – 2023. – Vol. 2678, 020007. (Scopus) *(запропоновані удосконалені конструктивні рішення шпонкових з'єднань багатопустотних плит з монолітними ригелями і між собою та зі стіновими панелями у великопанельних будівлях)*

19. Dovzhenko O. Accident prevention of buildings and structures based on two-level assessment of bearing capacity of structures / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, Ye. Klymenko, O. Fenko // AIP Conference Proceedings. – 2023. – Vol. 2684, 030009. (Scopus) *(запропонована ідея дворівневого оцінювання технічного стану при незабезпеченості несучої здатності конструкцій для уникнення аварій)*

20. Dovzhenko O. O. Bearing capacity evaluation of keyed joints in precast-in-place reinforced concrete structures for effective rehabilitation / O.O. Dovzhenko, V. V. Pohribnyi1, O. G. Fenko, V. A. Tytarenko, P.A. Yurko // IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science. – 2025. – Vol. 1499, 012011. (Scopus) *(методологія оцінювання несучої здатності шпонкових з'єднань)*

21. Dovzhenko O. Improved joints of reinforced concrete elements in precast-and-cast-in-place construction based on destruction mechanics /O. Dovzhenko, V. Pohribnyi//Technology transfer: Fundamental principles and innovative technical solutions. – 2019. – Pp. 58–60. *(удосконалені конструктивні рішення шпонкових стиків у каркасних збірно-монолітних системах)*

Статті у наукових фахових виданнях України:

22. Митрофанов В.П. Про трактування поняття «чистого зрізу» в бетоні / В.П. Митрофанов, В.В. Погрібний, О.О. Довженко / Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – № 33. – К.: Техніка, 2001. – С. 39–43. *(констатується відмінність явищ «чистого зрізу» як випадку напруженого стану і форми руйнування бетону)*

23. Погрібний В.В. Напружено-деформований стан і граничне навантаження шпонкових з'єднань залізобетонних конструкцій//В.В Погрібний, О.О Довженко // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: Техніка, 2002. – Вип. 39. – С. 23–28. *(оцінено опір одно-, трьох- та п'ятишпонкових стикових з'єднань)*

24. Митрофанов В.П. Про можливість застосування передумови про ідеальну пластичність до бетону / В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2002. – Вип. 7. – С. 118–124. *(встановлені умови застосування теорії пластичності при наявності в бетонних елементах зон стиску та розтягу)*

25. Погрібний В.В. Міцність обтиснутих бетонних шпонок при зрізі / В.В. Погрібний, О.О. Довженко, В.Н. Рожко // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: Техніка, 2004. – Вип. 55. – С. 290–297. *(запропонована методика розрахунку опору обтиснутих бетонних шпонок при зрізі на основі варіаційного методу в теорії пластичності)*

26. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, П.Б. Митрофанов // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: Техніка, 2007. – Вип. 76. – С. 16–22. *(надані результати експериментальних досліджень шпонок за одно- та дворівневого розміщення арматури)*

27. Довженко О.О. Міцність шпонкових з'єднань з урахуванням різної форми шпонкового профілю / О.О. Довженко, В.Н. Рожко, Т.Ю. Качан // Комунальне господарство міст: Наук.-техн зб. – К.: Техніка, 2007. – Вип. 76.– С. 113–123. *(надані результати експериментальних і теоретичних досліджень шпонок при прямокутній, трапецієвидній та трикутній формі їх профіля)*

28. Довженко О.О. Варіаційний метод розрахунку міцності окремих прямокутних залізобетонних шпонок / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш // Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2008. – Вип. 9. – С. 76–80. *(обґрунтовано застосування варіаційного методу до розрахунку прямокутних шпонок)*

29. Довженко О.О. Дослідження опору бетону зрізові на зразках Гвоздева / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.Ю. Качан // Комунальне господарство міст: Наук.-тех. зб. – К.: ХНАГХ, 2009. – Вип. 90. – С. 173–182. *(представлені теоретичні й експериментальні результати вивчення зрізової форми руйнування бетону)*

30. Митрофанов В.П. Міцність залізобетонних шпонок з різним розташуванням арматури/ В.П. Митрофанов, О.О. Довженко, О.А. Голов, Л.В. Карабаш, С.І. Арцев// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. 34. – С. 436–444. *(за результатами дослідження оцінено вплив одно- та двоярусного розташування арматури за висотою шпонки на її опір)*

31. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень трьохшпонкових стиків із фібробетону / О.О. Довженко, І.А. Юрко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 187–192. *(встановлена перспективність застосування стиків з використанням фібробетону на поліпропіленових волокнах)*

32. Довженко О.О. Міцність залізобетонних шпонок при двоярусному розташуванні арматури / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, М.О. Музичук // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування,

будівництво). – Полтава, 2011. – Вип. 1. – С. 80–86. *(оцінено опір залізобетонних шпонок при рознесенні арматури за висотою шпонки)*

33. Довженко О.О. Теоретичне дослідження міцності на зріз бетонних балок-стінок за допомогою варіаційного методу в теорії пластичності бетону // О.О. Довженко, В.В. Погрібний, К.І. Залужна, Т.Ю. Качан // Вісник КрНУ імені Михайла Остроградського. – Кременчук: КрНУ, 2011. – Вип. 4 (69). – С. 120–123. *(запропоновано варіаційний метод для розрахунку коротких бетонних балок)*

34. Довженко О.О. Дослідження клейового з'єднання нового бетону зі старим при зрізі на прикладі зразків Гвоздева/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.Ю. Качан, А.В. Скубицький // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 299–305. *(встановлено специфіку роботи клейового з'єднання)*

35. Довженко О.О. Розрахунок міцності одношпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 306–313. *(враховано особливості роботи стиків із фібробетону)*

36. Довженко О.О. Про можливість застосування теорії пластичності до розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Куриленко // Комунальне господарство міст: Наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2012. – Вип. 105. – С. 7–82. *(обґрунтовано застосування теорії пластичності до розрахунку елементів із високоміцного бетону)*

37. Довженко О.О. Методика комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків бетонних і залізобетонних елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – Вип. 5 (35). – С. 72–83. *(сформульовано мету та описано програму комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків)*

38. Довженко О.О. Міцність шпонкових стиків із фібробетону на поліпропіленових волокнах / О.О. Довженко, І.А. Юрко// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2012. – Вип. 46. – С. 64–73. *(встановлені особливості роботи стиків із фібробетону у граничному стані)*

39. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності залізобетонних шпонок за існуючими методиками (на прикладі контактного шва) / О.О. Довженко, І.А. Юрко, А.Г. Гриценко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – Вип. 5 (35). – С. 84–91. *(аналіз методик розрахунку опору контактному залізобетонного шва)*

40. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності бетонних шпонок за існуючими методиками / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Ю.В. Чурса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 201–210. *(на основі аналізу методів розрахунку вказані напрямки їх вдосконалення)*

41. Довженко О.О. Міцність одношпонкових стиків трапецієподібної форми із фібробетону на поліпропіленових волокнах із урахуванням особливостей армування/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2012. – Вип. 23 – С. 225–232. *(визначено вплив на опір форми шпонки)*

42. Довженко О.О. Шпонкові з'єднання збірних безбалкових перекриттів: капітельних та безкапітельних системи «КУБ-2,5» / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, А.Г. Гриценко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(1). – С. 106–113. *(запропоновано для розрахунку стиків капітелі з колонною і надколонної плити з колонною безбалкових перекриттів варіаційний метод)*

43. Довженко О.О. Методика розрахунку шпонкових з'єднань залізобетонних елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Вісник національного університету «Львівська політехніка». – № 755. Теорія і практика будівництва. – Львів: Видавництво Львівської політехніки. – 2013. – С. 111–117. *(викладено передумови та сутність методики розрахунку шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів)*

44. Довженко О.О. Методика розрахунку стикових з'єднань збірно-монолітних конструктивних систем під доступне житло в Україні / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, А.О. Бігдан, Н.В. Дакало // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(1). – С. 94–105. *(запропонована загальна методика розрахунку опору залізобетонних (бетонних) шпонок, яка розглядає специфіку напруженого стану зони руйнування)*

45. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень шпонкових з'єднань: характер тріщиноутворення, міцність бетонних і залізобетонних шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 25. – С. 276–286. *(сформульовані задачі дослідження та надані пропозиції щодо проектування шпонкових з'єднань з підвищеним опором зрізу)*

46. Довженко О.О. Міцність стиків залізобетонних елементів з урахуванням обтиснення й армування / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, В.І. Рудченко, А.А. Шиян // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 76–86. *(на основі варіаційного методу теорії пластичності бетону розроблено методику розрахунку опору шпонок з урахуванням особливостей армування та рівня обтиснення)*

47. Довженко О.О. Методика експериментальних досліджень стиків залізобетонних елементів із змінною кількістю шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 87–96.

(розроблена програма експериментальних досліджень багатошпонкових контактних стиків)

48. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень шпонкових з'єднань: вплив ширини шва та кількості шпонок на міцність стиків / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Г.А. Кошман // Будівельні конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво). – К.: НДІБК, 2013. – Вип. 79. – С. 370–379. *(аналіз результатів експериментальних досліджень впливу ширини шва та кількості шпонок на опір стиків)*

49. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності обтиснутих бетонних шпонок за існуючими методиками / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Є.О. Ржаних // Будівельні конструкції : Міжвідом. наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво). – К.: НДІБК, 2013. – Вип. 79. – С. 527–533. *(аналіз результатів визначення опору обтиснутих бетонних шпонок)*

50. Довженко О.О. Збірно-монолітна конструктивна система «КУБ-2,5» під соціальне житло в Україні: з'єднання колони з перекриттям / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, А.Г. Гриценко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 301–309. *(сформульовані задачі експериментальних досліджень, проведено загальне оцінювання опору багатошпонкових стиків)*

51. Довженко О.О. Результати експериментальних досліджень залізобетонних елементів із змінною кількістю шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2014. – Вип. 29. – С. 143–150. *(виконаний аналіз впливу кількості шпонок на опір багатошпонкового стику)*

52. Довженко О.О. Порівняльний аналіз розрахунку міцності багатошпонкових контактних стиків за існуючими методиками / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Я.В. Черненко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2015. – Вип. 30. – С. 121–125. *(узагальнені результати аналізу запропонованої*

методики оцінювання опору багатошпонкових контактних стиків та існуючих методик)

53. Пашинський В.А. Методика статистичного аналізу точності та ефективності розрахунків шпонкових з'єднань / В.А. Пашинський, О.О. Довженко, В.І. Рудченко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2015. – Вип. 30. – С. 210–217. *(оцінена точність та ефективність розрахунків шпонкових з'єднань на основі статистичного аналізу)*

54. Довженко О.О. Врахування форми поперечного перерізу шпонок у розрахунках їх міцності / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків: УкрДУЗТ, 2015. – Вип. 155. – С. 221–228. *(розроблено метод врахування форми поперечного перерізу при визначенні опору шпонки)*

55. Пашинський В.А. Результати статистичного аналізу методів розрахунку шпонкових з'єднань та рекомендації щодо їх застосування/ В.А. Пашинський, О.О. Довженко, В.І. Рудченко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків: УДУЗТ, 2015. – Вип. 155. – С. 214–221. *(проаналізовані запаси міцності за розрахунковими значеннями несучої здатності)*

56. Довженко О.О. Вертикальні стики панельних будівель: конструктивні рішення, розрахунок за міцністю / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Є.І.Чумак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 33. – С. 237–243. *(проаналізовані конструктивні рішення вертикальних стиків стінових панелей із застосуванням тросових петель та висвітлена методика розрахунку)*

57. Dovzhenko O. Variational method applied in calculation of key joint's strength in the current construction system/ O. Dovzhenko, V. Pogribnyi, Yu. Chursa // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – Вип. 2(47)'. – С. 133–139. *(обґрунтована необхідність забезпечення сумісної роботи несучих конструкцій збірних і*

збірно-монолітних каркасних систем шляхом проектування на основі запропонованого варіаційного методу шпонкових з'єднань)

58. Довженко О.О. Оцінювання міцності при зрізі бетонних елементів на основі теорії пластичності бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Мальована // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків: УДУЗТ, 2016. – Вип. 165. – С. 205–215. *(на основі теорії пластичності оцінено опір зразків Мерша і Гвоздєва, запропонованих для вивчення явища «чистого зрізу» в бетоні)*

59. Довженко О. О. Перспективи застосування технології збірно-монолітного каркасу в багатоповерховому будівництві України / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.В. Шостак // Нові технології в будівництві. – 2017. – № 32. – С. 79–85. *(наголошено на перспективність застосування технології збірно-монолітного каркасу в Україні)*

60. Dovzhenko O.O. Multistory framed buildings with slab cast over precast joists: recommendations for designing concrete elements key joints / O.O. Dovzhenko, V.V Pogribnyi, Y.V Chursa, Y.V. Chernenko // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2017. – №1 (48)'. – Pp. 100–107. *(надані рекомендації з проектування шпонкових з'єднань залізобетонних елементів збірно-монолітних перекриттів каркасних будівель)*

61. Довженко О.О. Зріз як форма руйнування бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // Наука та будівництво. – 2017. – №4 (14). – 43–50. *(наведена методика визначення опору зрізу з урахуванням впливу специфіки напруженого стану елементів)*

62. Довженко О.О. Вплив профілю шпонок та ширини шва на несучу здатність з'єднань залізобетонних конструкцій у транспортному будівництві / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Є.І. Чумак // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – 2018. – Вип. 178. – С. 97–106. *(оцінено вплив профілю та ширини шва шпонкового з'єднання на його опір)*

63. Довженко О.О. Шпонкові з'єднання елементів будівель із залізобетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Наука та будівництво. – 2018. – №1. – С. 88–93. *(надані конструктивні рішення шпонкових з'єднань і рекомендації щодо їх геометричних параметрів для досягнення максимального опору)*

64. Довженко О.О. Порівняльний розрахунок міцності вертикальних стиків збірних стінових елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха, Є.І Чумак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2019. – Вип. 37. – С. 158–163. *(виконаний загальний аналіз результатів розрахунку опору стиків)*

65. Dovzhenko O. The masonry calculation strength under the vertical and horizontal loads combined action by the variational method in the plasticity theory / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, V. Usenko, D. Usenko // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2021. – № 2(57)' – С. 26–31. *(запропонована кінематична схема конструкцій із квазікрихких матеріалів при діагональному розколюванні)*

66. Довженко О.О. Опір кам'яних і залізобетонних елементів діагональному розколюванню / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, М.В. Пенц, М.О. Міщенко // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2024. – Вип. 21. – С. 66 – 75. *(на основі розривних рішень визначено опір залізобетонних елементів на діагональне розколюванні)*

67. Довженко О.О. Аналіз досліджень зрізу як форми руйнування стикових з'єднань несучих залізобетонних конструкцій / О.О. Довженко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2024. – Вип. 45. – С. 158–165. *(обґрунтована перспектива застосування теорії пластичності у якості теоретичної основи розрахунку стиків)*

68. Довженко О.О. Пропозиції до розрахунку несучої здатності шпонкових стиків збірно-монолітних залізобетонних конструкцій споруд цивільного захисту / О.О. Довженко, К.В. Кононенко // Ресурсоекономні

матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2024. – Вип. 46. – С. 192 – 198. *(надані пропозиції до розрахунку із врахуванням відношення розмірів шпонок, форми їх поперечного перерізу і профілю стику, рівня обтиснення)*

69. Довженко О.О. Розрахунок несучої здатності шпонкового з'єднання при руйнуванні шва за стиснутою смугою / О.О. Довженко, М.О. Мищенко, Г.Р. Шершерія // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – Харків, 2024. – Вип. 210. – С. 60–69. *(викладені загальні положення розрахунку несучої здатності шпонкового з'єднання за швом)*

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

70. Карабаш Л.В. Методика експериментального дослідження міцності окремих прямокутних шпонок з урахуванням особливостей армування / Л.В. Карабаш, О.О. Довженко // Матеріали II міжнар. наук.-практ. конф. «Сучасні наукові дослідження-2006». – Дніпро: Наука і освіта, 2006. – Т. 45. С. 6–9. *(запропонована ідея досліджень особливостей армування)*

71. Довженко О.О. Порівняльний розрахунок міцності контактного шва згідно норм і варіаційного методу на основі теорії пластичності / О.О. Довженко, Л.В. Карабаш, Ю.В. Чурса // Тези 63-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (10 – 19 травня 2011 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2011. – Т. 2. – С. 22–23. *(викладені основні положення методики розрахунку стику варіаційним методом)*

72. Довженко О.О. Вплив згинального моменту на міцність шпонок / О.О. Довженко, В.В. Погрібний // “Questions. Answers. Hypotheses: science XXI century”: Collection of scientific reports. – Гданськ, 2014. – Ч. 1. – С. 11–16. *(наведені розрахункові схеми шпонок за різного відношення глибини до їх висоти)*

73. Довженко О.О. Рекомендації щодо проектування шпонкових стиків бетонних і залізобетонних елементів (на основі досліджень, виконаних у

ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка)/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса // Тези 66-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (15 квітня – 15 травня 2014 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2014. – Т. 1. – С. 352–355. *(надані загальні рекомендації з проектування стиків)*

74. Чурса Ю.В. Програма комплексних експериментальних досліджень шпонкових стиків залізобетонних і бетонних елементів / Ю.В. Чурса, О.О. Довженко// Бетон і залізобетон в Україні. – 2014. – № 3 (79). – С. 8–11. *(визначені задачі експериментальних досліджень)*

75. Довженко О.О. Класифікація шпонкових з'єднань / В.В. Погрібний, О.О. Довженко // Тези 67-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (2 квітня – 22 травня 2015 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2015. – Т. 2. – С. 31–32. *(запропонована класифікація шпонкових з'єднань)*

76. Довженко О.О. Зрізова форма руйнування: ознаки, характер, розподіл напружень і деформацій / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Х.С. Арцева, М.А. Побот // Тези 67-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (2 квітня – 22 травня 2015 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка, 2015. – Т. 2. – С. 35–36. *(наведена характеристика зрізової форми руйнування)*

77. Погрібний В.В. Характеристика зрізу як форми руйнування / В.В. Погрібний, О.О. Довженко // Modern scientific researches and developments: theoretical value and practical results – 2016: materials of international scientific and practical conference. – Bratislava, 2016. – Pp. 111–112. *(встановлена перспектива застосування варіаційного методу для оцінювання опору зрізу)*

78. Довженко О.О. Шпонкові стики великопанельних будівель / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха // Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгупова «Проблеми теорії і практики

сейсмостійкого будівництва», 25 – 29 жовтня 2016 р. – Одеса: ОДАБА, 2016. – С. 46–47. *(встановлені перспективи застосування з'єднань з підвищеним опором зрізу в великопанельному будівництві)*

79. Довженко О.О. Стики несучих елементів сучасних конструктивних систем цивільних будівель / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.А. Юрко // «ҚазҚСҒЗИ» АҚ хабаршысы, за матеріалами міжнародної науково-практичної конференції «Жаңа құрылыс тенденциялары 21 ғасырда». – 2017. – № 7(71). – С. 5–10. *(узагальнені основні фактори, що впливають на несучу здатність стиків, запропоновано вдосконалення конструкції стиків)*

80. Довженко О. О. Вертикальні стики стінових панелей із гнучкими петлями / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Д.Ю. Марюха // Тези доповідей III Міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві» (28 – 29 березня 2018 р.). – К.: КНУБА, 2018. – С. 101–104. *(обґрунтована перспектива застосування шпонкових з'єднань)*

81. Погрібний В.В. Міцність елементів із високоміцного бетону при зрізі /В.В. Погрібний, О.О. Довженко, О.О. Мальована // Збірник наукових праць XII Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи», 6 грудня 2019 р. – Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка, 2019. – С. 295–298. *(розглянуті питання опору шпонок із високоміцного бетону)*

82. Довженко О.О. Шпонкові стики в сучасних великопанельних будівлях/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, Д.Ю. Марюха// Збірник наукових праць за матеріалами II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «Building innovations – 2019», 23 – 24 травня 2019 року – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 75–77. *сформульована (ідея застосування шпонкових стиків плит перекриття зі стінами)*

83. Довженко О.О. Шляхи модернізації великопанельного будівництва/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.Є. Зима, Д.А. Хорошун // Академічна й університетська наука: результати та перспективи : Зб. наук. пр. XII

Міжнародної наук.-практ. конф., 6 грудня 2019 р. – Полтава : Нац. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2019. – С. 261–264. *(обґрунтовані перспективи великопанельного будівництва в Україні)*

84. Довженко О.О. Шляхи підвищення енергоефективності конструктивних рішень вузлів з'єднань елементів несучих систем об'єктів транспорту / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.О. Совенко // Тези доповідей Міжнародної науково-технічної конференції «Енергоефективність на транспорті», 18 – 20 листопада 2020. – Харків: УкрДУЗД, 2020. – С.71–72. *(обґрунтовані навітряки створення енергоефективних з'єднань)*

85. Довженко О.О. Удосконалене конструктивне рішення вузла з'єднання багатопустотних плит з монолітним ригелем багатопверхових будівель / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, І.М. Мелешко // Зб. наук. пр. за матер. XIII Міжнар. наук.-практ. конф. «Академічна й університетська наука: результати та перспективи» присвяченої 90-річчю Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» та пам'яті президента Національної академії наук України, академіка НАН України Бориса Євгеновича Патона (10 – 11 грудня 2020 р.). – Полтава: НУПП, 2020. – С. 244–247. *(конструктивне рішення стика плит з ригелем)*

86. Довженко О.О. Опір залізобетону при зрізі / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Мальована, Т.О. Совенко // Збірник наукових праць за матеріалами IV Міжнародної українсько-азербайджанської науково-практичної конференції (20 – 21 травня 2021 року). – Полтава – Баку, 2021. – С. 127–128. *(охарактеризовано передумови реалізації зрізу в залізобетоні)*

87. Погрібний В.В. Критерій та області реалізації зрізу в бетоні / В.В. Погрібний, О.О. Довженко, О.М. Шитова // Збірник наукових праць за матеріалами IV Міжнародної українсько-азербайджанської науково-практичної конференції (20 – 21 травня 2021 року). – Полтава – Баку, 2021. – С. 162–163. *(встановлені критерії реалізації зрізу в бетоні)*

88. Довженко О. Вдосконалені конструктивні рішення шпонкових стиків сучасних збірних і збірно-монолітних конструктивних систем із залізобетону / О. Довженко, В. Погрібний, В. Кириченко, І. Кузнецова, О. Бульбаха // Тези XIX Міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (м. Чернігів, 19 – 22 вересня 2021 р.). – Чернігів, 2021. – С. 150–152. *(представлені напрямки вдосконалення шпонкових стиків)*

89. Погрібний В. Зріз бетону та залізобетону: удосконалена методика розрахунку міцності / В. Погрібний, О. Довженко, Є. Клименко, О. Фенко // Тези XIX Міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (м. Чернігів, 19 – 22 вересня 2021 р.). – Чернігів, 2021. – С. 249–250. *(окреслені напрямки та методи вдосконалення опору стикових з'єднань)*

90. Мищенко М.О. Вузли з'єднання ригеля з колоною залізобетонних каркасів / М.О. Мищенко, З.Є. Травка-Бабенко, О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 02 –25 травня 2023 р.). – Полтава, 2023. – Т. 1. – С. 140–141. *(наведено конструктивне рішення шпонкового стика)*

91. Бульбаха О.С. Вдосконалена конструкція стику між плитами перекриття будівлі з конструктивною системою «Куб-2,5» / О.С. Бульбаха, А.А. Тарасенко, О.О. Довженко // Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 02 – 25 травня 2023 р.). – Полтава, 2023. – Т. 1. – С. 142–144. *(висказана ідея вдосконалення стика між плитами)*

92. Довженко О.О. Методи розрахунку несучої здатності конструкцій із квазікрихких матеріалів при зсуві / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, В.Л. Швайковський, М.О. Міщенко, М.В. Пенц // Тези доповідей 10-ої

Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20 – 22 листопада 2024 р. – Харків: УкрДУЗТ, 2024. – С. 108–110. *(обґрунтована доцільність застосування варіаційного методу в теорії пластичності до визначення несучої здатності конструкцій при зрізі)*

93. Довженко О.О. Розрахунок несучої здатності шпонкового з'єднання при руйнуванні шва за стиснутою смугою / О.О. Довженко, М.О. Міщенко, Г.Р. Шершерія // Тези доповідей 10-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20 – 22 листопада 2024 р. – Харків: УкрДУЗТ, 2024. – С. 110–112. *(розроблені кінематичні схеми руйнування шпонкового з'єднання)*

94. Довженко О.О. Інженерна методика розрахунків шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів / О.О. Довженко // Тези 77-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». (Полтава, 16 травня – 22 травня 2025 року) – Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка, 2025. – Т. 1. – С.156–157.

Публікації, які додатково відображають наукові результати дисертації

Патенти:

95. Патент на корисну модель 95177/ Україна, МПК 2016.01 E04B 1/00. Вузол з'єднання надколонної плити з колоною у збірно-монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттях/ О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, А.О. Бігдан; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2014 07594 ; заявл. 07.07.2014 ; опубл. 10.12.2014, Бюл. № 23. *(удосконалено вузол з'єднання надколонної плити з колоною)*

96. Патент на корисну модель 104986 / Україна МПК 2006.01 E04B 1 / 38. Вузол з'єднання плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса ; заявник та власник Полтав. нац.

техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2015 09341 ; заявл. – 28.09.2015, опубл. 25.02.16 , Бюл. № 4. *(удосконалено вузол з'єднання плит з ригелем)*

97. Патент на корисну модель 116444 Україна, МПК 2016.01 E04C 3/00 E04C 3/20 Спосіб улаштування вузла з'єднання плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях/ Довженко О. О., Погрібний В. В заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2016 11185; заявл. 07.11.2016 ; заявл. 07.07.2014 ; опубл. 25.05.2017. Бюл. № 10. *(наведено технологію при влаштування вузла з'єднання)*

98. Патент на корисну модель 140820. Україна МПК 2020.01 E04B 1/00. Вузол з'єднання залізобетонних плит з ригелем у збірно-монолітних перекриттях з подвійним функціональним призначенням робочої арматури / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Ю.В. Чурса, К.С. Костроміцька: заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № и 2020 09018; заявл. 29.07.2019, опубл. 10.03.2020, Бюл. № 5. *(запропоновано анкерування поперечної арматури ригеля в якості робочої арматури шпонки)*

Колективна монографія

99. Dovzhenko O. Improvement of affordable housing precast and precast-cast-in place building production technologies: Collective Monograph / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Zyma // Modern world tendencies in the development of science. – London, 2019. – Vol. 1. – Pp. 13–25. *(визначені шляхи вдосконалення технології виконання вузлів з'єднань несучих конструкцій будівель доступного жита)*

ДОДАТОК В
ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ
ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

ТЕХНІЧНИЙ КОМІТЕТ СТАНДАРТИЗАЦІЇ
«Будівельні конструкції»

Державне підприємство
«Державний науково-дослідний
інститут будівельних конструкцій»
(ДП НДІБК)

ТК 303

вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037,
тел. +38 (044) 249-38-00, +38 (050) 415-36-22
www.niisk.com,
e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua

Від 05. 11 2025 р. № 261 - 1498 На _____ від _____ р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційної роботи на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди», виконаної у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» к.т.н., професоркою Довженко Оксаною Олександрівною, за темою «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» будуть використані при підготовці нової редакції національного стандарту України ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Конструкції будинків і споруд. «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» у частині розрахунку за несучою здатністю стикових з'єднань залізобетонних конструкцій при зсуві.

Голова ТК 303,
заступник директора ДП НДІБК
к.т.н., с.н.с.



Юрій СТОУСАРЕНКО

Голова ПК1 ТК 303
Зав. відділом надійності конструкцій
будівель і споруд ДП НДІБК
доктор техн. наук, проф.


Андрій БАМБУРА

X

ПУБЛІЧНЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО
КРІВКІВСЬКИЙ ВАГОНОБУДІВНИЙ ЗАВОД

вул. І. Приходька, 139, м. Кременчук,
Полтавська обл., Україна, 38621
Тел.: (0536) 74-97-85, 74-95-31, 74-95-05
Факс: (0536) 74-36-20
e-mail: kvz2@kvz2.com
www.kvz2.com



PUBLIC JOINT STOCK COMPANY

KRYUKOVSKY RAILWAY CAR BUILDING WORKS

139 I. Prhyodko str., Kremenchuk,
Poltava Region, 38621, Ukraine
Tel.: +38(0536) 74-97-85, 74-95-31, 74-95-05
Fax: +38(0536) 74-36-20
e-mail: kvz2@kvz2.com
www.kvz2.com

№ 26

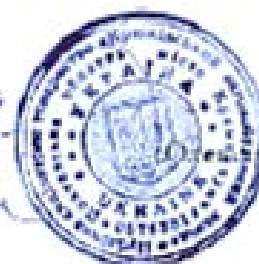
24.12.2016 10.3 07/11

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни на тему «Стикові з'єднання з підвищенням опором трізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджені на ПАТ «Кривківський вагонубудівний завод» при технічному переоснащенні машинобудівного корпусу № 1 для підвищення несучої здатності залізобетонного перекриття у польоті П-Т в ряді 2-3. Нарощування стиснутої зони перекриття та влаштування шпилькового стику на контакт існуючої конструкції та бетону нарощування, з використанням запропонованого методу оцінювання його опору, дозволяють забезпечити подальшу надійну експлуатацію об'єкта за функціональним призначенням.

0003571

Директор технічний ПАТ «КВБЗ»



ГРЕЧКІН



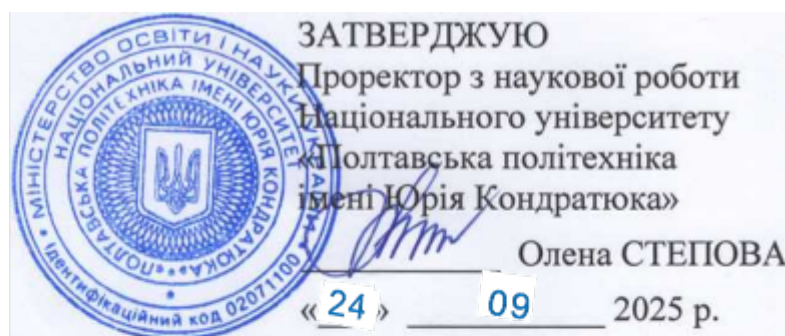
UKRAINE

Служба технічного регулювання
України



СЕРТИФІКАТ
ТЕХНІЧНОЇ РЕГУЛЯЦІЇ
ПРОДУКТУ





ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Даною довідкою підтверджується, що результати наукових досліджень Довженко Оксани Олександрівни за темою дисертаційної роботи «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджено у наукових роботах, які виконувалися в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» за рахунок коштів загального фонду державного бюджету:

- «Збірно-монолітна конструктивна система під соціальне житло» (номер державної реєстрації 0113U000383);
- «Комплексні конструктивні рішення забезпечення енергоефективності громадських будівель в умовах євроінтеграції» (номер державної реєстрації 0118U001097);
- «Енергоефективні конструктивні рішення елементів будівель» (номер державної реєстрації 0121U109497);
- «Ресурсоекономні конструкції та планувальні рішення сталезалізобетонних систем для споруд цивільного захисту в нових та реконструйованих будівлях» (номер державної реєстрації 0123U102068).

У межах вказаних держбюджетних тем опубліковано 4 монографії, 10 наукових статей у закордонних виданнях, проіндексованих у базах даних Scopus, Web of Science Core Collection та наукових фахових виданнях України й отримано 4 патенти на корисну модель України, в яких висвітлені методи оцінювання несучої здатності шпонкових стикових з'єднань з підвищеним опором зрізу, що дозволяє забезпечити сумісну роботу конструкцій, підвищує ресурсо- та енергоефективність житлових, громадських і виробничих будівель та споруд цивільного захисту.

Наукові керівники науково-дослідницьких робіт:
завідувач кафедри будівельних конструкцій, д.т.н.,
професор завідувач кафедри будівництва та
цивільної інженерії, д.т.н., професор

Андрій ПАВЛІКОВ

Олександр СЕМКО

ЗАТВЕРДЖУЮ

Директор технічний
АТ «Укртранснафта»

 Юрій ДИРДА

«26» _____ 12 2025 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ результатів дисертаційної роботи

Довженко Оксани Олександрівни на тему: «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій»

результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни на тему: «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджені в технічному переоснащенні головного виробничого корпусу зрахункової виробничої фірми «Рута» по вул. Миколаївська, 3 в м. Івано-Франківськ (об'єкт АТ «Укртранснафта») за рахунок забезпечення сумісної роботи залізобетонних плит перекриття 2-го поверху блоку «А» в осях 2-4, Е-М з метою створення шпонкових з'єднань із підвищеним опором зрізу.

Інженер
«Укртранснафта»



Володимир КОБИЛЕЦЬКИЙ

LIMITED LIABILITY COMPANY
"NEOENGINEERING"
EDRPOU Code 41873614
36008, Ukraine, Poltava region, Poltava, 721,
Kagamlyka str., office 59
Tel: +380992230333
E-mail: ukrservis.company@gmail.com



ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ
ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ «НЕОІНЖІНІРИНГ»
Код ЄДРПОУ 41873614
36008, Україна, Полтавська обл., м. Полтава,
вул. Кагамлика, 6.72 И, оф.59
Тел: +380992230333
E-mail: ukrservis.company@gmail.com

Вих. № 105/1-25 від 15.09 2025 р.

ДОВІДКА
про впровадження результатів
дисертаційної роботи

Дана довідка підтверджує, що результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни на тему «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджені ТОВ «Неоінжиніринг» (м. Полтава) при проектуванні монолітного перекриття 2-го поверху в осях 9-13, А-Ж будівлі Решетилівського ліцею по вул. Грушевського, 33 в м. Решетилівка з метою забезпечення сумісної роботи бетону перекриття за наявності контактних стиків при перервах у бетонуванні, пов'язаних з великим обсягом робіт.

Директор
ТОВ «Неоінжиніринг»



Руслан РУСАНОВ



ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
"БУДМАТЕРІАЛ СТАНДАРТ КОНТРОЛЬ"

39601,
Полтавська обл.,
бул. Автокрізівський,
буд.8 н/п №2

ЄДРПОУ 41126823
ІПН 411268216030
+38 050 993 05 55
bsc.tov@gmail.com
bsclab.com.ua

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему: «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» здобувачки ступеня доктора наук Довженко Оксани Олександрівни

Результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій», зокрема методика розрахунку стикових з'єднань з підвищеним опором зрізу, були використані під час варіантного проектування при розробці робочого проекту «Нове будівництво багатоповерхового багатоквартирного житлового будинку з адміністративно-торговими приміщеннями по вул. 1905 року, 3-Б в м. Кременчуці Полтавської області».

Забезпечення сумісної роботи несучих залізобетонних конструкцій будинку дозволило оптимізувати їх конструктивне рішення та знизити витрати робочої арматури.

Директор
ТОВ «БУДМАТЕРІАЛ СТАНДАРТ КРНТРОЛЬ»,

кандидат технічних наук

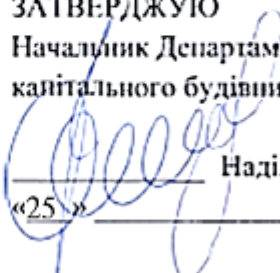


І.І. Терза



АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО «УКРТРАНСНАФТА»
вул. Князів Острозьких, 32/2, м. Київ, 01010,
Україна
JOINT STOCK COMPANY «UKRTRANSNAFTA»
32/2, Knyaziv Ostrozkykh St., Kyiv, 01010, Ukraine

Тел./Tel: +38 (044) 201-57-01, +38 (044) 201-57-76
Факс/Fax: +38 (044) 201-57-78
office@ukrtransnafta.com
www.ukrtransnafta.com

ЗАТВЕРДЖУЮ
Начальник Департаменту
капітального будівництва

Надія ЧЕРЕДНІЧЕНКО
«25» _____ 12 _____ 2025 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни на тему: «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджені при підвищенні експлуатаційної придатності будівлі матеріально-технічного складу АТ «Укртранснафта» на виробничому комплексі в м. Полтава по вул. Олени Пчілки, 27, яке здійснюється шляхом підсилення фундаменту під стіну по осі А між рядами 2 і 3 із збільшенням його підшви з метою зменшення величини деформації фундаменту та ґрунтової основи. Для сумісної роботи бетону підсилення й існуючого фундаменту передбачено улаштування контактного шпонкового шва, запроєктованого за запропонованою методикою.

В.о. начальника Департаменту
капітального будівництва



Іван СМАГА



ПП «СПЕЦБУДМОНТАЖ-21»
49098, м. Дніпро,
вул. Любарського, будинок 94-А
ЄДРПОУ 32417358
e-mail: spetsbud-2117@ukr.net

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни на тему «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджені при будівництві об'єкта "Нове будівництво захисної споруди цивільного захисту на території Гімназії №1 Підгородненської міської ради Дніпропетровської області за адресою м. Підгородне, вул. Щаслива 1н" по вул. вул. Щаслива, буд. 1н в м. Підгородне шляхом влаштування контактного шпонкового стика між бетоном, укладеним у різний час при перерві у бетонуванні, для їх сумісної роботи в конструкції залізобетонного перекриття 1-го поверху з метою забезпечення його монолітності та проєктної несучої здатності.

Директор



Юрій КРАВЧЕНКО.



ПОЛТАВСЬКА МІСЬКА РАДА
УПРАВЛІННЯ КАПІТАЛЬНОГО БУДІВНИЦТВА
ПОЛТАВСЬКОГО МІСЬКВИКОНКОМУ

вул. Соборності, 36, м. Полтава, 36000, Код ЄДРПОУ 04057600
тел. (0532) 56-20-10, 52-56-89, e-mail: ukb@rada-poltava.gov.ua

№ _____ На № _____ від _____

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

результатів дисертаційної роботи на тему: «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій»

на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

за спеціальністю 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

Довженко Оксани Олександрівни

Під час розробки проектно-кошторисної документації й отримання позитивного експертного звіту на об'єкт: «Реконструкція частини житлового будинку з відновленням несучих конструкцій та ліквідації пошкоджень внаслідок збройної агресії житлового будинку за адресою: м. Полтава, вул. Баленка, 7» в межах виконання договору №0010/025 між Національним університетом «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» та Управлінням капітального будівництва Полтавського міськвиконкому, розроблені заходи із підсилення несучих залізобетонних конструкцій з урахуванням оцінювання залишкової несучої здатності стикових з'єднань, які забезпечують сумісну роботу конструкцій.

Начальник Управління капітального
будівництва Полтавського міськвиконкому



Максим МЕДВЕДЕСВ



**Приватне науково – виробниче підприємство
"Реконструкція будівель і споруд "РЕБУС"**
36023, м. Полтава, бульвар Боровиковського, 9, к. 38.
Р/р UA763077700000026004111120051 у АТ «А-БАНК»
м. Полтава МФО 307770. Код ЗКПО 32635627.
Тел.факс: (050)6909875. E-mail: sopilnyak55@gmail.com

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни на тему «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджені приватним науково-виробничим підприємством «Реконструкція будівель і споруд «Ребус» при реконструкції культурно-оздоровчого комплексу міжгосподарського санаторію «Сосновий бір» в с. Власівка Зіньківського району Полтавської області за результатами обстеження будівельних конструкцій після консервації об'єкта з метою підвищення їх несучої здатності при проектуванні контактної шпонкової стики між бетоном підсилення стиснутої зони й існуючим залізобетонним перекриттям в осях 8-9, А-І і 9-11, Б-Г, забезпеченні сумісної роботи плит в осях 5-8, В-Г і влаштуванні шпонок у місцях примикання поперечних стін до поздовжньої стіни на перетині осей 8 і Б, 11 і Б з оцінюванням несучої здатності та розробленням заходів щодо забезпечення сумісної роботи плит перекриттів і відновленні експлуатаційної придатності стін.

Директор, к.т.н.



Олександр СОПІЛЬНЯК

ПП «Будсервіс-А»
 Україна, 26000, Кіровоградська область, м. Новомиргород, вул. Перемоги, 30/2
 ЄДРНОУ 30327289, МФО 300335 р/р UA533003350000000026004397353 в АТ
 «Райффайзенбанк» Тел. 067-520-25-01, елек. адреса 30327289@ukr.net

ДОВІДКА
про впровадженні
результатів дисертаційної роботи
Довженко Оксани Олександрівни
на тему «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу
несучих залізобетонних конструкцій»

Результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни на тему «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджені при влаштуванні стикових з'єднань залізобетонних багатопустотних плит сусідніх прольотів у місцях опирання на стіни шляхом замоноличування порожнин на їх торцях і ділянок між торцями плит на об'єкті «Реконструкція Новомиргородського ліцею № 3 з влаштуванням захисної споруди цивільного захисту за адресою: Кіровоградська область, м. Новомиргород, вул. Соборності, 43» для забезпечення сумісної роботи елементів покриття вбудованого укриття цивільного захисту.



Директор
 Віктор Пашченко

Віктор Пашченко

ЗАТВЕРДЖУЮ



Проректор з наукової роботи
 Національного університету
 «Полтавська політехніка
 імені Юрія Кондратюка»

Олена СТЕПОВА

« 01 » 2026 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Дана довідка підтверджує, що результати дисертаційної роботи Довженко Оксани Олександрівни на тему «Стикові з'єднання з підвищеним опором зрізу несучих залізобетонних конструкцій» впроваджені при розробленні заходів з відновлення експлуатаційної придатності багатопорожнистих плит перекриття та покриття із збільшенням опору в місцях їх спирання на стіни будівлі гуртожитку № 5, підвищенні надійності вузлів спирання плит перекриття підвального приміщення навчального корпусу «А» за використання його в якості укриття та підвищенні несучої здатності пошкодженої стіни цоколя будівлі гуртожитка № 2 (об'єкти Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка») шляхом забезпечення сумісної роботи плит та підсилення стіни за рахунок влаштування шпонок у порожнинах на опорних ділянках плит і в контактному стику бетонного шару підсилення й існуючої стіни при замонолічуванні попередньо влаштованих на її поверхні пазів.

Керівник групи обстеження,
 завідувач кафедри будівництва
 та цивільної інженерії, д.т.н., професор

Олександр СЕМКО