

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

*Кваліфікаційна наукова праця  
на правах рукопису*

**МАЛЬОВАНА ОЛЕНА ОЛЕКСАНДРІВНА**

УДК 624.012.4:539.415

**МІЦНІСТЬ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ ПРИ ЗРІЗІ**

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди  
192 – Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

Науковий керівник:  
кандидат технічних наук, доцент  
Довженко Оксана Олександрівна

Полтава – 2020

## АНОТАЦІЯ

*Мальована О.О.* Міцність елементів із високоміцного бетону при зрізі. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Полтава, 2020.

Дисертаційне дослідження присвячене вивченню специфіки роботи та вдосконаленню розрахунку міцності бетонних і залізобетонних елементів із високоміцного бетону при зрізі.

У **вступі** приведені обґрунтування вибору теми дослідження, сформульовані мета і задачі досліджень, наукова новизна та практичне значення роботи, представлена її загальна характеристика та зв'язок з науковими програмами.

Наукова новизна полягає в тому, що в ході дослідження отримані нові експериментальні дані про деформований стан, характер руйнування та граничне навантаження елементів із високоміцного бетону, які руйнуються шляхом зрізу: зразків Гвоздева, прямокутних шпонок, зрізаних бетонних клинів; отримані нові експериментальні дані про деформований стан, характер руйнування за похилим перерізом та граничне навантаження балок із високоміцного бетону; знайшла подальший розвиток методика розрахунку елементів при зрізі варіаційним методом у напрямку розширення області її застосування для розрахунку елементів із високоміцного бетону; встановлена межа реалізації методик розрахунку міцності за фермовою аналогією та дисковою моделлю; вдосконалено метод розрахунку міцності згинальних залізобетонних елементів за похилими перерізами на дію поперечних сил.

У **першому розділі** дисертації представлений детальний огляд та аналіз існуючих досліджень щодо властивостей, переваг та недоліків високоміцного бетону в сучасному будівництві.

Дані про основні характеристики високоміцних бетонів, виготовлених за традиційною технологією з використанням високомарочних цементів і ретельним підбором складових, подані у роботах Берга О.Я., Дворкіна Л.Й., Десова О.Є., Ситника В.І. та ін., на основі модифікаторів розглянуті Бабичем Є.М., Батраковим В.Г., Капрієловим С.С., Корсуном А.В. та ін.

В Україні дослідженням конструкцій із високоміцного бетону займалися Ахмеднабієв Р.М., Бабич А.М., Бамбура А.М., Батраков В.Г., Демченко О.В., Єрмоленко Д.А., Капрієлов С.С., Лазарева О.М., Митрофанов П.Б., Шкурупій О.А. та ін. Розгляд несучої здатності балок у похилому перерізі здебільшого здійснювався за кордоном зокрема Mphonde A.G., Johnson M.K., Ramirez M.P., Elzanaty A.H. та ін. Проаналізовані запропоновані залежності для визначення несучої здатності балок у похилому перерізі.

Надані основні положення варіаційного методу в теорії пластичності бетону, розробленого в Національному університеті імені Юрія Кондратюка для розрахунку міцності бетонних і залізобетонних елементів при зрізі. Метод широко апробований при розрахунках міцності залізобетонних конструкцій із використанням важких і легких бетонів.

**У другому розділі** роботи представлено план експериментальних досліджень, детальний опис методики проведення випробувань.

Для експериментального вивчення високоміцного бетону при зрізі за різних схем прикладання навантаження та форми елементів використані зразки Гвоздева як найбільш відомі для визначення опору бетону «чистому зрізу», залізобетонні шпонки, зрізані бетонні клини, котрі моделюють стиснуту зону бетону над небезпечною похилою тріщиною, та балки – загальною кількістю 28 штук. Усі вони суттєво відрізнялися конструктивним рішенням, способом передачі навантаження, напружено-деформованим станом у площині зрізу. Проведені експерименти є частиною комплексних досліджень опору бетону й залізобетону зрізу, котрі проводяться на кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій та опору матеріалів Національного університету імені Юрія Кондратюка.

Зразки Гвоздєва виготовлялися разом із клинами із одного замісу з використанням модифікаторів.

Залізобетонні шпонки виготовлялися із застосуванням цементу марки 700. Співвідношення ширини площадки навантаження до висоти шпонки становило  $l_k/h_k = 0,25$ , що забезпечувало їх максимальну міцність. Для оцінювання впливу розміщення арматури за висотою шпонки використовувалися два варіанти арматурних каркасів: з розміщенням 2-ох стержнів по середині та 4-ох стержнів, рознесених по 2 у верхню та нижню частину (по два зразка-близнюка). При цьому процент армування практично не змінювався.

Випробувано дві серії зрізаних бетонних клинів. Для них кут клину становив  $\alpha = 15, 30, 45^\circ$ , а кут прикладання навантаження  $\beta$  варіювався від  $0^\circ$  до  $20^\circ$  (при цьому  $V_w$  була направлена як до прямого кута клину, так і від нього). Для запобігання руйнуванню нижньої частини зразків вона армувалася.

Всі зразки випробовувалися в гідравлічному пресі ПГ – 125 лабораторії кафедри ЗБіККтаОМ. Для вимірювання деформацій бетону й арматури використовувалися тензорезистори базою 5 – 50 мм.

Крім зазначених вище елементів, проводилися дослідження балок на дію поперечної сили у похилому перерізі. Пробна серія складалася з 2-ох зразків, для яких бетон двох видів (з додаванням поліпропіленової фібри та без її додавання) виготовлявся в лабораторних умовах. Друга серія складалася з 9-ох зразків. Виготовлення балок здійснювалося на заводі «Полтавтрансбуд», при цьому використовувався бетонозмішувач примусової дії та віброплощадка для ущільнення бетонної суміші.

Балки довжиною 1500 мм мали прямокутний поперечний переріз з розмірами  $b \times h = 120 \times 180$  мм. Пробна серія армувалася просторовими каркасами з поздовжньою арматурою 4Ø16 A400C, поперечною арматурою 2Ø6 B500 з кроком 200 мм; у балках другої серії в якості поздовжньої арматури використовувалися стержні 2Ø20 A400C.

Випробування дослідних зразків відбувалося в установці лабораторії

кафедри за схемою «чистого згину» при відносному прольоту зрізу  $a/d = 2,3$ .

**Третій розділ** дисертації присвячений аналізу отриманих експериментальних даних.

Руйнування дослідних зразків відбувалося раптово лавиноподібно. Порівняно із елементами низької та середньої міцності бетону розміри стиснутих зон зменшувалися, а розтягнутих збільшувалися. При цьому для зразків Гвоздева та шпонок поверхня руйнування наближалася до площини зрізу, а для бетонних клинів до напрямку дії стискувальної сили.

Експериментально була підтверджена залежність міцності елементів від обох характеристик бетону  $f_c$  і  $f_{ct}$ .

Значення деформації арматури у місці перетину площини зрізу відповідали рівню деформації на ділянці текучості. Дворівневе розташування арматури за висотою елементів сприяє підвищенню пластичних властивостей бетону в середньому на 30%.

Незважаючи на зовні крихкий характер руйнування, зафіксовано досить великі деформації бетону стиску (до  $2,4 \cdot 10^{-3}$ ), котрі локалізовані у місцях проходження поверхні руйнування.

Характер руйнування досліджуваних балок принципово не відрізнявся від руйнування згинальних елементів за похилим перерізом із бетонів середньої міцності. Руйнування відбувалося шляхом зрізу стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною, при цьому мало місце переміщення окремих блоків уздовж поверхні руйнування, котре реалізується лише за наявності на ній непружних деформацій. Граничні прогини балок у середньому склали 10 – 13 мм.

В **четвертому розділі** дисертаційної роботи для розв'язання задач міцності елементів із високоміцного бетону, які руйнуються шляхом зрізу: зразків Гвоздева, залізобетонних прямокутних шпонок, зрізаних бетонних клинів, похилої стиснутої пластини, завантаженої на торцях нормальною і дотичною складовими поперечної сили, використаний варіаційний метод у теорії пластичності бетону. Наявність направленої зосередженої пластичної

деформації бетону обумовлює можливість розширення області застосування варіаційного методу на високоміцні бетони при зрізі. Наведені формули для визначення граничного навантаження зазначених елементів.

Порівняння результатів розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону, отриманих на основі варіаційного методу в теорії пластичності, та експериментальних даних вказує на їх задовільну збіжність: середнє арифметичне відношення теоретичної міцності до дослідної  $\bar{X} = 0,927$  та коефіцієнт варіації  $v = 9,5\%$ .

Встановлені значення граничного коефіцієнта поперечного армування  $\rho_w$  на межі випадків руйнування за похилою тріщиною (дискова модель) і похилою стиснутою смугою (елемента фермової аналогії) залежно від класу бетону та кута нахилу умовного стиснутого елемента  $\theta$ . Так для бетону класу міцності C50/60 при  $\cot \theta = 1$   $\rho_w = 1,88 \cdot 10^{-2}$ , а при  $\cot \theta = 2,5$  –  $\rho_w = 2,44 \cdot 10^{-2}$ .

Надані пропозиції щодо вдосконалення нормативного методу розрахунку міцності згинальних елементів у похилих перерізах. Якщо фактичне значення коефіцієнта поперечного армування менше ніж граничне, реалізується дискова модель і спостерігається зріз стиснутої зони бетону над небезпечною похилою тріщиною, в іншому випадку відбувається зріз бетону в межах умовного стиснутого похилого елемента фермової аналогії.

Результати, отримані в даній науково-дослідній роботі, впроваджені при оцінюванні міцності згинальних залізобетонних елементів за похилими перерізами й уточненні категорії їх технічного стану.

**Ключові слова:** високоміцний бетон, зріз, варіаційний метод, зразок Гвоздева, шпонка, зрізаний бетонний клин, балка в зоні дії поперечних сил, пластична деформація.

## ABSTRACT

*Maliiovana O.* Strength of high-strength concrete elements under the shear action. – Qualifying scientific work as a manuscript.

The thesis for the PhD scientific degree on specialty 05.23.01 “Building constructions, buildings and structures” (192 – Construction and civil engineering) – National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, Poltava, 2020.

The dissertation research is devoted to the study of the work specifics and improvement of the strength calculation of concrete and reinforced concrete elements from high-strength concrete under the shear.

In the **introduction** of the work the justification of the topic choice is given, the purpose and objectives of the research, scientific novelty and practical significance of the work are formulated; its general characteristics and connection with scientific programs are presented.

The scientific novelty of the obtained results lies in the fact that in the course of the study new experimental data were obtained about the deformed state, the failure character and the ultimate load of high-strength concrete elements, which are destroyed from the shear: Gvozdev specimens, rectangular keys, truncated concrete wedges; new experimental data were obtained about the deformed state, the failure character along inclined sections and the ultimate load of high-strength concrete beams; the method of calculating elements under the shear by a variational method has found a further development in the direction of expanding its scope for calculating high-strength concrete elements; the realization boundary of strength calculation methods by a truss analogy and a disk model has been established; the method of strength calculation of flexural reinforced concrete members along inclined sections for the effect of shear forces has been improved.

The **first chapter** of thesis presents a detailed review and analysis of existing research on the properties, advantages and disadvantages of high-strength concrete in modern construction.

Data about the main characteristics of high-strength concrete, made by traditional technology using high-quality cements and careful selection of components, are presented in the works of Berg O.Ya., Dvorkin L.Y., Desov O.Ye., Sytnyk V.I. and others, based on modifiers are considered by Babych Ye.M., Batrakov V.G., Kapriylov S.S., Korsun A.V. and others.

In Ukraine, research was carried out on high-strength concrete structures by Ahmednadiyev R.M., Babych A.M., Bambura A.M., Batrakov V.G., Demchenko O.V., Yermolenko D.A., Kapriylov S.S., Lazaryeva O.M., Mytrofanov P.B., Shkurupiy O.A. and others. Consideration of the bearing capacity of the beams in the inclined section was mainly carried out abroad in particular Mphonde A.G., Johnson M.K., Ramirez M.P., Elzanaty A.H. etc. The proposed dependencies for determining the bearing capacity of beams in an inclined section are analyzed.

The basic provisions of the variational method in the theory of plasticity of concrete, developed at the Yuriy Kondratyuk National University for strength calculating concrete and reinforced concrete elements under the shear, are presented. The method is widely tested within the strength calculations of reinforced concrete structures using heavy and lightweight concrete.

The **second chapter** of the paper presents a plan of experimental studies and a detailed description of the test procedure.

For the experimental study of high-strength concrete under the shear action with different load schemes and element shapes, Gvozdev samples as the best known for determining the concrete resistance of a “pure shear”, reinforced concrete keys, truncated concrete wedges that simulate a compressed zone of concrete over a dangerous inclined crack were used. Total number is 28 pieces. All of them were significantly different in design, method of load transfer, stress-strain state in the shear plane. The experiments carried out are part of a comprehensive study of the resistance of concrete and reinforced concrete to the shear. These experiments are conducted at the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures and Materials Resistance at Yuri Kondratyuk National University.

Gvozdev samples were made together with wedges from one batch using modifiers.

Reinforced keys were made using 700 grade cement. The ratio of the width of the loading platform to the key height was  $l_k/h_k = 0,25$ , which provided their maximum strength. Two variants of reinforcement cages were used to evaluate the effect of reinforcement placement along the key height: with the placement of 2 bars in the middle and 4 bars spaced 2 in the upper and lower parts (two twin specimens). In this case, the percentage of reinforcement remained almost unchanged.

Two series of truncated concrete wedges were tested. For them, the wedge angle was  $\alpha = 15, 30, 45^\circ$ , and the loading angle  $\beta$  varied from  $0^\circ$  to  $20^\circ$  ( $V_w$  was directed to and from the right angle of the wedge). To prevent failure of the lower part of the samples, it was reinforced.

All samples were tested in the hydraulic press PG – 125 of the department laboratory. Tensoresistors with a base of 5 – 50 mm were used to measure strains of concrete and reinforcement.

In addition to the above mentioned elements, studies of beams on the effect of the shear force in an inclined section were carried out. The pilot series consisted of 2 specimens for which concrete of two types (with and without polypropylene fiber) was manufactured in the laboratory. The second series consisted of 9 samples. Manufacture of beams was carried out at the plant “Poltavtransbud”, with the use of a concrete mixer of compulsory action and a vibrating platform for concrete mix compacting.

Beams 1500 mm long had a rectangular cross section with dimensions  $b \times h = 120 \times 180$  mm. The pilot series was reinforced with 3-dimensional cages with longitudinal reinforcement 4Ø16 A400C, shear reinforcement was 2Ø6 B500 with step of 200 mm; in the beams of the second series bars 2Ø20 A400C were used as longitudinal reinforcement.

The specimens were tested in the device of the department’s laboratory according to the scheme of “pure bending” with relative shear span  $a/d = 2,3$ .

The **third chapter** of the dissertation is devoted to the analysis of experimental data obtained.

The samples failure occurred like an avalanche. Compared to the elements of low and medium strength concrete, the sizes of the compressed zones decreased and the tensile ones increased. In this case, for the Gvozdev samples and keys, the failure surface approached the shear plane and for the concrete wedges to the compressive force direction.

The dependence of the elements strength on both characteristics of the concrete  $f_c$  and  $f_{ct}$  was experimentally confirmed.

The values of the reinforcement strain at the intersection of the shear plane correspond to the level of strain in the yield point area. The two-level arrangement of reinforcement by the height of the elements contributes to the increase of plastic properties of concrete by an average of 30%.

Despite the brittle failure character, sufficiently large strains of the compression concrete (up to  $2,4 \cdot 10^{-3}$ ) were recorded, which are localized at the places where the failure surface passes.

The failure character of the studied beams was not fundamentally different from the failure of the flexural members on an inclined section of medium strength concrete. The failure occurred by shearing the compressed zone over a dangerous inclined crack, with the movement of individual blocks along the failure surface, which is realized only in the presence of inelastic strains on it. The ultimate deflections of the beams averaged 10 – 13 mm.

In the **fourth chapter** of the dissertation to solve the strength problems of the high-strength concrete elements, which are destroyed by shearing: Gvozdev samples, reinforced concrete rectangular keys, truncated concrete wedges, inclined compressed plate, loaded at the ends of the normal and tangent components of the shear force, variational method in plasticity theory of concrete is used. The presence of directional concentrated plastic strain of concrete causes the possibility of extending the scope of the variation method to high-strength concrete under the shear action. Formulas for determining the ultimate load of these elements are given.

Results comparison of the strength calculation of the high-strength concrete elements, obtained on the basis of the variational method in the theory of plasticity, and the experimental data indicates their satisfactory convergence: arithmetical average ratio of theoretical strength to experimental is  $\bar{X} = 0,927$  and variation coefficient is  $\nu = 9,5\%$ .

The values of the ultimate coefficient of shear reinforcement  $\rho_w$  are established at the boundary of failure cases by inclined crack (disc model) and inclined compressed strip (truss analogy element) depending on the concrete class and the slope angle of the conditional compressed element  $\theta$ . So for concrete of class C50/60 at  $\cot \theta = 1$   $\rho_w = 1,88 \cdot 10^{-2}$ , and at  $\cot \theta = 2,5$   $\rho_w = 2,44 \cdot 10^{-2}$ .

Suggestions are given to improve the normative method of calculating the strength of flexural members in inclined sections. If the actual value of the coefficient of shear reinforcement is less than the ultimate one, a disk model is implemented and shear of the compressed zone of concrete over a dangerous inclined crack is observed, otherwise shear of concrete within the conditionally compressed inclined element of the truss analogy occurs.

The results obtained in this research work are implemented in the evaluation of the strength of flexural reinforced concrete members by inclined sections and in the clarification of the category of their technical condition.

**Keywords:** high-strength concrete, shear, variational method, Gvozdev specimen, key, truncated concrete wedge, beam in the action of the shear force, plastic strain.

### Список публікацій здобувача

1. Експериментальні дослідження роботи бетону стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Т.Ю. Качан, О.О. Куриленко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне, 2009. – Вип. 18. – С. 186-193.

2. Довженко О.О. Міцність зрізаних бетонних клинів із високоміцного бетону / О.О. Довженко, О.О. Куриленко, І.В. Акіменко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: УДУВГП, 2011. – Вип.21. – С. 193-198.

3. Довженко О.О. Про можливість застосування теорії пластичності до розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Куриленко // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – К.: Техніка, 2012. – Вип. 105. – С. 74-82.

4. Куриленко О.О. Методика експериментальних досліджень балок прямокутного профілю із високоміцного бетону в похилих перерізах / О.О. Куриленко, І.В. Шостак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2012. – Вип.23. – С. 293-298.

5. Результати експериментальних досліджень міцності балок із бетону підвищеної міцності за похилими перерізами / О.О. Довженко, Т.Ю. Качан, О.О. Мальована, В.Ю. Борбич // Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) / ДНДІБК. – К.: НДІБК, 2013. – Вип. 78: В 2 кн. Кн. 1 – С. 565-571.

6. 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. **Indexed in Copernicus.**

7. Maliovana O. Strength of higher strength concrete elements under shear action / O.Maliovana // Academic Journal (Industrial Machine Building, Civil Engineering). – Poltava: PoltNTU, 2018. – Issue 1 (50). – P. 131-140. **Indexed in Copernicus.**

8. Удосконалена методика розрахунку міцності залізобетонних елементів за похилими перерізами / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, О.О. Мальована // Зб. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – Вип. 1 (52). – С. 75-81. **Indexed in Copernicus.**

9. Concrete elements strength under the shear action according to the variation method in the theory of plasticity and tests / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, I. Usenko, O. Maliovana, M. Akopyn // International Scientific Journal Theoretical & Applied. – 2016. – Vol. 44, Iss. 12. – P. 12-18. **Indexed in Copernicus.**

10. Dovzhenko O. The Ideal Plasticity Theory Usage Peculiarities to Concrete and Reinforced Concrete / O. Dovzhenko, V. Pohribnyi, O. Maliovana // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – Vol. 7, iss. 3.2. – p. 19-26. [www.sciencepubco.com/index.php/IJET](http://www.sciencepubco.com/index.php/IJET). **Indexed in Scopus.**

11. 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 Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2019. – Vol. 708. – 012046 <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012046> **Indexed in Scopus.**

12. Погрібний В.В. Міцність елементів із високоміцного бетону при зрізі / В.В. Погрібний, О.О. Довженко, О.О. Мальована // Зб. наук. пр. XII Міжнар. Наук.-практ. конф. «Академічна й університетська наука: результати та перспективи». – Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка, 2019. – с. 295-298.

13. Розрахунок міцності стояків залізобетонних тришарнірних рам біля опор при зрізі на основі теорії пластичності / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, О.О. Мальована // 8-а Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20-22 листопада 2019 р.: Тези доповідей. Ч.2. – Харків: УкрДУЗТ, 2019. – С. 60-61.

14. Мальована О.О. Міцність бетонних і залізобетонних елементів із високоміцного бетону при зрізі / О.О. Мальована // Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доп. III міжнар. конф. – Одеса: ОДАБА, 2019. – С. 97.

15. Застосування високоміцних бетонів у стикових з'єднаннях / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, О.О. Куриленко // Бетон и железобетон в Украине, 2011. – № 1. – С. 2-4.

16. Довженко О.О. Програма експериментальних досліджень міцності балок із високоміцного бетону в похилих перерізах / О.О. Довженко, О.О. Мальована // Бетон и железобетон в Украине. – 2014. – № 2 (78). – С. 5-6.

## ЗМІСТ

|                                                                                                                                                             |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| АНОТАЦІЯ .....                                                                                                                                              | 2  |
| ВСТУП.....                                                                                                                                                  | 17 |
| РОЗДІЛ 1 ОБЛАСТІ ЗАСТОСУВАННЯ, ВЛАСТИВОСТІ Й АНАЛІЗ<br>ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ І ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ОПОРУ<br>ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ ТА ЗАЛІЗОБЕТОНУ ЗРІЗУ ..... | 23 |
| 1.1 Високоміцні бетони: характеристики, переваги, недоліки.....                                                                                             | 23 |
| 1.2 Дослідження високоміцного бетону та залізобетону при зрізі .....                                                                                        | 30 |
| 1.3 Існуючі методи розрахунку бетонних (залізобетонних) елементів на<br>зріз.....                                                                           | 35 |
| 1.4 Варіаційний метод теорії пластичності бетону та залізобетону .....                                                                                      | 44 |
| 1.5 Висновки за розділом .....                                                                                                                              | 47 |
| РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ<br>ДОСЛІДЖЕНЬ.....                                                                                           | 49 |
| 2.1 Дослідження моделей стиснутої зони бетону над небезпечною<br>похилою тріщиною .....                                                                     | 50 |
| 2.2 Дослідження опору бетону зрізові на зразках Гвоздєва .....                                                                                              | 55 |
| 2.3 Дослідження опору бетону зрізові на залізобетонних шпонках.....                                                                                         | 57 |
| 2.4 Дослідження міцності залізобетонних балок прямокутного профілю в<br>похилому перерізі.....                                                              | 64 |
| 2.5 Визначення міцносних характеристик матеріалів.....                                                                                                      | 71 |
| 2.5.1 Визначення міцносних характеристик бетону.....                                                                                                        | 71 |
| 2.5.2 Визначення міцносних характеристик арматури .....                                                                                                     | 73 |
| 2.6 Висновки за розділом .....                                                                                                                              | 73 |
| РОЗДІЛ 3 РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ .....                                                                                                      | 75 |
| 3.1 Механічні характеристики бетону й арматури .....                                                                                                        | 75 |
| 3.2 Міцність зрізаних бетонних клинів – моделей стиснутої зони над<br>небезпечною похилою тріщиною .....                                                    | 78 |
| 3.3 Міцність зразків Гвоздєва .....                                                                                                                         | 92 |

|                                                                                                          |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.4 Міцність залізобетонних (бетонних) шпонок .....                                                      | 95  |
| 3.5 Міцність залізобетонних балок прямокутного профілю в похилому перерізі.....                          | 102 |
| 3.6 Висновки за розділом .....                                                                           | 108 |
| РОЗДІЛ 4 ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ПРИ ЗРІЗІ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ .....             | 110 |
| 4.1 Розрахунок міцності бетонної стиснутої призми варіаційним методом у теорії пластичності бетону ..... | 110 |
| 4.2 Міцність зрізаного бетонного клина .....                                                             | 112 |
| 4.3 Міцність зразків Гвоздева .....                                                                      | 114 |
| 4.4 Залізобетонна прямокутна шпонка .....                                                                | 115 |
| 4.5 Міцність залізобетонних балок у похилому перерізі на дію поперечної сили .....                       | 118 |
| 4.6 Порівняння теоретичної міцності з дослідною.....                                                     | 128 |
| 4.7 Висновки за розділом .....                                                                           | 131 |
| ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ .....                                                                                  | 133 |
| СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....                                                                          | 135 |
| ДОДАТОК А.....                                                                                           | 152 |
| ДОДАТОК Б .....                                                                                          | 155 |

## ВСТУП

**Актуальність теми.** Для створення ефективних будівельних конструкцій та забезпечення надійної експлуатації існуючих будівель і споруд актуальним є застосування для їх виготовлення нових матеріалів та розроблення достатньо загальних теоретично обґрунтованих методів розрахунків.

Відбувається заміщення традиційних важких бетонів багатокомпонентними модифікованими, котрі характеризуються високою міцністю та корозійною стійкістю, водонепроникністю та морозостійкістю. Однак гомогенна структура обумовлює специфіку їх поведінки під навантаженням.

Експериментальні дослідження високоміцних бетонів в Україні довгий час не виходили за межі випробувань невеликих моделей. Для використання отриманих на них результатів при розрахунках реальних конструкцій та вузлів з'єднань необхідно провести поглиблене вивчення їх роботи за різних схем прикладання навантаження та геометрії елементів.

Дія ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» розповсюджується на традиційні бетони і тільки в його розвиток передбачається розроблення нормативного документу «Бетонні та залізобетонні конструкції із високоміцного бетону (клас бетону на стиск вище С 50/60)».

Бетонні та залізобетонні конструкції, що перебувають під дією зрізувальних сил, потребують особливої уваги, так як широко розповсюджені в будівництві та суттєво вирізняються конструктивним вирішенням, розмірами, формою та характером напружено-деформованого стану у площині зрізу.

Теорія розрахунку міцності за похилими перерізами згинальних елементів, як і загальна теорія розрахунку залізобетону, зазнала декілька загальновідомих етапів розвитку: «класична» теорія використовувала основи опору матеріалів і розглядала другу стадію напружено-деформованого стану, згідно котрої розрахунок проводився за головними напруженнями розтягу; фермова аналогія та дискова модель, які базувалися на стадії руйнування; період поглиблення уявлень про напружено-деформований стан елементів в

області розташування похилих тріщин сприяв вдосконаленню розрахункових моделей. Чинна нормативна методика на основі фермової аналогії не може вважатися досконалою та потребує корегування.

В Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка для оцінювання бетонних і залізобетонних елементів при зминанні, зрізі та продавлюванні розроблено варіаційний метод у теорії пластичності бетону, котрий широко апробований при розрахунках міцності залізобетонних конструкцій із використанням важких і легких бетонів. Розповсюдження його на високоміцні бетони потребує додаткових досліджень.

Отже, експериментальні та теоретичні дослідження міцності елементів із високоміцного бетону при зрізі є **актуальною задачею**.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами.** Дисертація виконана в рамках науково-дослідницьких програм Національного університету імені Кондратюка «Розробка інженерних методів розрахунку міцності бетонних і залізобетонних елементів при складних і неоднорідних напружено-деформованих станах на основі непружних дилатаційних моделей деформування бетону» (номер державної реєстрації 0193U009184) та «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 в УкрЕНТІ 0117U003248).

**Мета та задачі досліджень.** Метою дослідження є врахування специфіки роботи та вдосконалення розрахунку міцності бетонних і залізобетонних елементів із високоміцного бетону, котрі руйнуються шляхом зрізу.

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

- експериментально дослідити деформований стан бетону й арматури поблизу площини зрізу окремих елементів із високоміцного бетону: зразків Гвоздева як найбільш відомих із запропонованих для визначення опору бетону «чистому» зрізу, прямокутних залізобетонних шпонок, зрізаних бетонних

клинів, які моделюють стиснуту зону бетону над небезпечною похилою тріщиною, а також залізобетонних балок на дію поперечних сил;

- встановити характер руйнування та вивчити рівень граничного навантаження дослідних зразків;

- перевірити можливість застосування варіаційного методу в теорії пластичності бетону для розрахунку міцності бетонних і залізобетонних елементів із високоміцного бетону при зрізі;

- визначити області реалізації випадків руйнування залізобетонних балок за похилою стиснутою смугою та небезпечною похилою тріщиною;

- надати пропозиції щодо вдосконалення методики розрахунку згинальних елементів на дію поперечної сили.

**Об'єкт дослідження** – зріз бетонних і залізобетонних елементів із високоміцного бетону.

**Предмет дослідження** – міцність зразків Гвоздєва, прямокутних залізобетонних шпонок, зрізаних бетонних клинів та залізобетонних балок за похилим перерізом.

**Методи дослідження:** аналітичний огляд літератури, варіаційний метод у теорії пластичності бетону з використанням принципу віртуальних швидкостей, експериментальні дослідження, порівняльний аналіз отриманих теоретичних і експериментальних даних.

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в наступному:

- отримані нові експериментальні дані про деформований стан, характер руйнування та граничне навантаження елементів із високоміцного бетону, які руйнуються шляхом зрізу: зразків Гвоздєва, прямокутних залізобетонних шпонок та зрізаних бетонних клинів;

- отримані нові експериментальні дані про деформований стан, характер руйнування за похилим перерізом та граничне навантаження балок із високоміцного бетону;

– знайшла подальший розвиток методика розрахунку елементів при зрізі варіаційним методом у напрямку розширення області її застосування для розрахунків елементів із високоміцного бетону;

– встановлена межа реалізації методик розрахунків міцності за фермовою аналогією та дисковою моделлю;

– вдосконалено нормативний метод розрахунку міцності згинальних залізобетонних елементів за похилими перерізами на дію поперечних сил.

### **Практичне значення одержаних результатів:**

– отримані результати створюють можливість ефективного використання високоміцних бетонів при проектуванні залізобетонних елементів і вузлів їх з'єднання, що працюють на сприйняття зрізувальних сил;

– запропоновано конструктивне рішення шпонкового з'єднання підвищеної міцності та пластичності;

– надані практичні рекомендації із розмежування методів розрахунку згинальних елементів у похилих перерізах, що дозволяє обґрунтовано оцінити їх міцність.

**Результати дослідження впроваджені:** при оцінюванні міцності згинальних залізобетонних елементів за похилими перерізами та уточненні категорії технічного стану при:

- капітальному ремонті приміщень приймально-діагностичного та рентгено-логічного відділень 1-го поверху хірургічного корпусу КП «ПОКЛ ім. В.М. Скلیфософського Полтавської обласної ради» по вул. Шевченка, 23 в м. Полтава;

- реконструкції сільського будинку культури по вул. Лева Вайнгорта 3 у с. Гоголево, Шишацького району, Полтавської області під Гоголівський культурний центр;

- реставрації Полтавської обласної філармонії по вул. Гоголя, 10 в м. Полтава (будинок колишньої хоральної синагоги);

- будівництві цеху з виробництва комбікормів та преміксів на території діючого підприємства ТОВ «ДЕЛЬТА», вул. Радянська, 2 в с. Селещина,

Машівського р-ну, Полтавської області фізичною особою-підприємцем Сопільняком Олександром Володимировичем, а також при оцінюванні міцності й уточненні категорії технічного стану опорних вузлів тришарнірних залізобетонних рам на виробничій базі за адресою Кіровоградська область, м. Мала Виска, вул. Велігіна, 80, ТОВ Лінден М.В. (додаток А).

**Особистий внесок здобувача.** Представлені в дисертаційній роботі результати досліджень отримані автором самостійно. Особистий внесок полягає у:

- аналітичному огляді літератури за темою дисертації [31, 27, 29, 32, 55, 26, 33, 101, 100, 123, 30];
- плануванні та проведенні експериментальних досліджень міцності зразків Гвоздєва, прямокутних шпонок, зрізаних бетонних клинів при зрізі та балок із високоміцного бетону [31, 27, 29, 32, 55, 123];
- отриманні експериментальних даних щодо міцності зазначених елементів та балок [27, 29, 32, 55, 33, 101, 123];
- розрахунках міцності елементів із високоміцного бетону варіаційним методом у теорії пластичності бетону [27, 32, 55, 33, 101, 100, 123];
- аналізі збіжності теоретичної міцності з дослідною [27, 32, 55, 33, 101, 100, 123];
- розширенні на високоміцні бетони області застосування варіаційного методу у теорії пластичності бетону для розрахунків міцності при зрізі [27, 32, 33, 101, 123];
- наданні пропозицій щодо вдосконалення розрахунку міцності згинальних елементів за похилими перерізами [100, 30].

**Апробація результатів роботи.** Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідалися й обговорювалися на XII Міжнародній науково-практичній конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи», (Полтава, 2019), 8-мій міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, 2019), III Міжнародній

конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (Одеса, 2019), 1 Міжнародній азербайджансько-українській конференції «Building innovations – 2018» (Баку, 2018), International Scientific Practical Conference (Scranton, USA, 2016), VIII Международной научно-практической Интернет-конференции (Полтава, 2010), 61-ій – 64-ій, 67, 71-ій наукових конференціях професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (м. Полтава, 2009-2012 рр., 2015 р., 2019 р).

**Публікації.** Основні положення дисертаційної роботи опубліковано у 16-ти наукових працях, серед них: 8 публікацій у наукових фахових виданнях України, 3 – у наукових періодичних виданнях іноземних держав, 9 тез доповідей на наукових конференціях.

**Структура дисертації.** Дисертація складається зі вступу, чотирьох розділів, загальних висновків, списку використаних джерел. Її зміст викладено на 160 сторінках, з яких 111 сторінок основного тексту, 16 сторінок списку використаних літературних джерел із 158 найменувань. Основна частина дисертації містить 82 рисунків і 18 таблиць.

# РОЗДІЛ 1

## ОБЛАСТІ ЗАСТОСУВАННЯ, ВЛАСТИВОСТІ Й АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ І ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ОПОРУ ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ ТА ЗАЛІЗОБЕТОНУ ЗРІЗУ

### 1.1 Високоміцні бетони: характеристики, переваги, недоліки

На даний час у світі щорічний обсяг виробництва та застосування бетону перевищує 1,5 млрд. м<sup>3</sup>, що набагато випереджає інші види будівельних матеріалів. У найбільш розвинених країнах витрата монолітного бетону на 1 люд. складає (м<sup>3</sup>) в: Японії – 1,2; Італії – 1,1; Німеччині – 0,8; США – 0,75; Франції – 0,5; Росії – 0,2; Україні – до 0,15 [36].

Сучасна будівельна індустрія все більше використовує високоміцні бетони (ВМБ) для виготовлення конструкцій будівель і споруд, яскравими прикладами яких є мости: через протоки Акаси в Японії з центральним прольотом 1991 м і Нортумберленд у Канаді із загальною довжиною майже 13 км; у Норвегії прольотом 300 м із високоміцного легкого бетону; у Франції довжиною більше 850 м з центральним прольотом 1990 метрів; бурові платформи в Північному морі, хмарочоси заввишки більше 400 м у Малайзії, багатоповерховий підземний комплекс на Манежній площі та Храм Христа Спасителя в Москві й інші.

У зв'язку з цим виникає необхідність створення нових і удосконалення існуючих матеріалів і композитів, які застосовуються у виробництві бетонів. Із збільшенням висоти будівель і прольотів, які перекриваються, все більш актуальними стають завдання зниження маси та розмірів перерізів конструкцій, що можливо лише за рахунок «прориву» у технології бетону [6].

З другої половини ХХ століття в будівництві настала ера модифікованих багатокомпонентних бетонів, що дало можливість, використовуючи комп'ютерне моделювання, проектувати їх склади та технології приготування, керувати експлуатаційними і фізико-механічними характеристиками й отримувати матеріали з наперед заданими властивостями. Високоякісні

спеціальні та дрібнозернисті бетони дозволили вдосконалити конструктивні системи будівель і споруд [36].

Спочатку ВМБ одержували, використовуючи жорсткі суміші, особливі способи ущільнення, автоклавне твердіння. Так як цементний камінь є в бетоні найбільш слабким елементом, а його міцність безпосередньо залежить від  $W/C$ , то саме воно й виступає найбільш дієвим важелем управління міцністю та низкою інших властивостей бетонів [62].

Дослідження у галузі будівельного матеріалознавства дозволили об'єднати в єдиний комплекс переваги різних груп бетонів. У результаті з'явився новий клас бетонів – високоякісні бетони (High Performance Concrete, HPC) [87] або за іншою термінологією – бетони високої функціональності [78] з прогнозованим періодом служби до 200 років. Під цим терміном об'єднані бетони, виготовлені із суміші із обмеженим водовмістом, підвищеною щільністю, низькою проникністю, адсорбційною здатністю та низьким коефіцієнтом дифузії, надійними захисними властивостями по відношенню до сталеві арматури, хімічною стійкістю та стабільністю об'єму, високою міцністю й довговічністю, необхідними експлуатаційними властивостями [36, 37, 67]. Високоякісні бетони – багатокомпонентні матеріали, в яких використовуються композиційні в'язучі речовини, хімічні модифікатори структури, властивостей і технології, активні мінеральні компоненти. Японськими вченими доведена можливість одержання супердовговічних бетонів з терміном служби до 500 років [36].

Враховуючи сучасні вимоги до бетону, обговорюється пропозиція щодо нового терміну для нього – «бетон заданих властивостей» (Defined Performance Concrete) [84, 109, 114, 119]

Основними вимогами, що пред'являються до ВМБ для виготовлення будівельних конструкцій, є:

- високий клас за міцністю на стиск (не нижче C35/45) з максимально низькою об'ємною вагою, що дозволяє знижувати масу конструкцій висотних будівель за рахунок зменшення розрахункових перерізів;

- високі технологічні характеристики, котрі дають можливість подавати бетонну суміш до місця вкладання за допомогою бетононасосів і значно спрощувати технологію монолітного будівництва;

- можливість швидкого набору міцності, котра дозволяє виконувати будівельні роботи при низьких позитивних температурах і збільшувати будівельний сезон [2, 41]; швидший набір міцності можливий за рахунок низького W/C та більш активного виділення тепла внаслідок швидкої гідратації та великого вмісту цементу. Високоякісні бетони з обмеженим водовмістом мають міцність на стиск у віці двох діб 30 – 50 МПа, 28 діб 60 – 150 МПа [54]. Досягнення ранньої 1 – 2-добової міцності також прискорить вирішення проблеми ресурсо- й енергозбереження за рахунок безпрогрівних і малопрогрівних технологій. Будівництво з монолітного бетону, виготовлення вібропресованих виробів, безопалубне формування залізобетонних конструкцій – це далеко не повний перелік технологій, ефективність яких зростає із застосуванням бетонів з високою ранньою міцністю;

- висока довговічність бетону та стійкість до різних видів корозії [66].

Реалізація сучасної концепції ВМБ виявилася можливою, насамперед, завдяки комплексному застосуванню суперпластифікаторів і мікрокремнезему (модифікаторів), а, за необхідності, сполучень з ними в невеликих кількостях й інших органічних і мінеральних матеріалів, що дозволяє керувати реологічними властивостями бетонних сумішей та модифікувати структуру цементного каменю на мікрорівні [94, 38, 65]. Зміна властивостей бетонів базується на процесах, які відбуваються в бетонній суміші під впливом модифікаторів і відображаються на фазовому складі, пористості й міцності цементного каменю [42].

До переваг застосування ВМБ можливо віднести підвищену початкову міцність; більш високу щільність, водо- та газонепроникність за рахунок низького вмісту капілярних пор; збільшену зносостійкість; підвищений корозійний захист арматури та стійкість до хімічно активних речовин; зменшення загальних габаритів опалубки та зокрема уніфіковані її розміри для

колон усіх поверхів за умови проектування несучих конструкцій з високоміцного бетону на нижніх поверхах; створення більш витончених контурів при збільшенні довжини прольотів конструкцій, які працюють на згин (великопрольотні мости); скорочення витрат бетону й арматури, а відповідно, транспортувальної та монтажної маси залізобетонних елементів. Крім того, застосування бетонів нового покоління дає змогу вирішувати важливі екологічні завдання, оскільки при їх виробництві можливо використовувати вторинні техногенні продукти, відходи промисловості й енергетики [1, 87, 149].

Поряд із значними технологічними перевагами ВМБ треба мати на увазі їх підвищену крихкість як відносний недолік [63]. При підвищенні міцності бетону його пластичні властивості знижуються. При випробуванні дослідних призм спостерігається практично раптове руйнування, попередньо не відбувається утворення поздовжніх тріщин, що характерно для бетонів низької та середньої міцності. Крихкий характер руйнування спостерігали ще в 1980-ті роки під час експериментальних досліджень залізобетонних ферм із бетону марки 600 (класу C35/45). Ця особливість руйнування бетону небезпечна тим, що у випадку експлуатаційного перевантаження відсутні видимі симптоми небезпечного стану конструкції. Тому пропонується для високоміцних бетонів застосовувати підвищений коефіцієнт безпеки (у вигляді додаткового коефіцієнта умов роботи або збільшеного коефіцієнта надійності за міцністю). Повзучість бетону відіграє велику позитивну роль при перерозподілі зусиль (утворення пластичних шарнірів) у статично невизначних системах, що особливо важливо для рамних та рамно-в'язевих каркасів багатоповерхових будівель. У високоміцних бетонах ця властивість розвинута значно слабкіше.

Одним із шляхів усунення крихкості є введення поліпропіленової фібри (ППВ) у склад бетону. Однак технологія отримання бетонної суміші з ППВ потребує підвищеного W/C, оскільки для розпушування волокон необхідна додаткова кількість води. Проте, згідно досліджень [39] зміна технології виготовлення бетонної суміші, при якій спочатку перемішують компоненти в сухому вигляді, а потім додають воду разом із пластифікатором, дозволяє

зменшити W/C і тим самим отримати необхідний клас бетону.

Ще одним недоліком подібних бетонів у порівнянні з традиційними є їх більш інтенсивна аутогенна усадка – зміна об'єму, що під впливом ізотермічних умов відбувається в бетонному зразку. Вона є результатом хімічної усадки й асоціюється із «внутрішнім висиханням» цементного каменю (при відношенні W/C менше ніж 0,4 вміст води недостатній для забезпечення повноцінної гідратації цементу). Аутогенна усадка вже в перші дні після бетонування може призвести до виникнення значних розтягуючих напружень і відповідно до ранішнього тріщиноутворення. На відміну від сухої усадки, аутогенну неможливо зменшити шляхом зовнішнього догляду за бетоном.

Останніми роками все ширше застосовуються дрібнозернисті бетонні суміші. Природні крупні заповнювачі часто мають недостатню міцність для отримання ВМБ. Перехід до дрібнозернистих бетонів забезпечує створення бетонів з тонкозернистою структурою, яка володіє високою міцністю та стійкістю до дії різних чинників. У цих бетонах, як правило, обов'язковим є застосування ефективних комплексних добавок, які дозволяють зменшити водопотребу суміші й усадку бетону. Дрібнозернисті бетони вельми технологічні, легко перекачуються насосами, мають високу однорідність та довговічність.

Отже, існує два способи отримання ВМБ: з використанням високомарочних цементів і ретельним підбором складових; завдяки комплексному застосуванню суперпластифікаторів і мікрокремнезему.

Дані про основні характеристики міцнісних і деформативних властивостей ВМБ, виготовлених за традиційною технологією, подані у роботах А.М. Бамбури, В.Я. Бачинського, О.Я. Берга, В.С. Булгакова, О.Б. Голишева, О.Є. Десова, Ю.О. Іванова, Я.Д. Лівшиця, Р.О. Мельника, А.Ф. Милованова, В.М. Москвіна, Г.М. Писанки, М.В. Свиридова, В.І. Ситника, О.В. Ушєрова-Маршака, В.М. Чеснокова, Є.М. Щербакова й інших [6, 16, 22, 73, 74, 75, 76, 77, 79].

Основні концепції розвитку фізико-механічних і реологічних властивостей високоміцних модифікованих бетонів розглянуті у дослідженнях Є.М. Бабича, В.Г. Батракова, Ф.А. Іссера, С.С. Капрієлова, М.І. Карпенка, Ю.А. Климова, О.В. Шейнфельда, О.О. Шишкіна, Л.І. Дворкіна, А.В. Корсуна, В.І. Корсуна, С. Galle, J. Sercombe, W.H. Dilger та ін [3, 4, 51, 52, 53, 2, 42, 43, 44, 18, 19, 20].

В табл. 1.1 наведені верхні межі міцності на стиск для бетонів, які застосовуються в різних країнах згідно норм [86].

Таблиця 1.1 – Верхня межа міцності на стиск згідно норм

| Країна/<br>регіон | Норми                                          | Рік<br>уведення | Максимальна<br>міцність на<br>стиск, МПа | Стандартні<br>експериментальні зразки<br>для визначення міцності,<br>мм |
|-------------------|------------------------------------------------|-----------------|------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|
| 1                 | 2                                              | 3               | 4                                        | 5                                                                       |
| Європа            | СЕВ-FIP MC-90                                  | 1993            | 80                                       | Циліндри 150×300,<br>кубики з ребром 200 і 300                          |
| Європа            | EC-02                                          | 2002            | 90                                       | Циліндри 150×300,<br>кубики з ребром 200                                |
| Канада            | CSA A23.3-94                                   | 1994            | 80                                       | Циліндри 150×300,<br>кубики з ребром 100 і 200                          |
| США               | ACI 318-02                                     | 2002            | Не<br>обмежується                        | Циліндри 152×304,<br>кубики з ребром 152 і 304                          |
| Нова<br>Зеландія  | NZS 3101-95                                    | 1995            | 100                                      | Циліндри 152×304,<br>кубики з ребром 152 і 304                          |
| Україна           | ДБН В.2.6-98:2009<br>ДСТУ Б В.2.6-<br>156:2010 | 2009<br>2010    | 60                                       | Циліндри 152×304,<br>кубики з ребром 150×150                            |

Експериментальні дослідження деформативних і міцносних параметрів ВМБ в Україні довго не виходили за межі випробувань невеликих моделей (в основному призм). Автоматично переносити ці параметри на реальні конструкції, без урахування масштабних коефіцієнтів, навряд чи виправдано.

Тому вичерпний аналіз про міцносні та деформативні властивості ВМБ можна зробити лише після випробувань натурних конструктивних елементів і вузлів їх з'єднання.

У [56] викладені результати експериментальних досліджень 18-ти нерозрізних двопролітних залізобетонних балок з перерізом  $180 \times 120$  мм та довжиною 4000 мм із бетонів з міцністю на стиск у межах  $f_{ck,prism} = 41,03 - 48,2$  МПа та відсотками армування  $\rho_f = 2,4 - 3\%$ . Випробування зразків відбувалося за схемою двопролітної шарнірно обпертої нерозрізної балки, завантаженої зосередженими силами в прольотах. Автор стверджує, що методика розрахунку міцності згинальних елементів у нормальних перерізах на основі деформаційної моделі з екстремальним критерієм міцності [57, 58] з достатньою точністю дозволяє обчислити значення згинальних моментів у характерних перерізах нерозрізних балок при перерозподілі зусиль та визначенні граничного напружено-деформованого стану (НДС), а також значень їх граничного короточасного навантаження.

В експериментальних дослідженнях [21] однією із задач була розробка складу ВМБ із максимально можливим використанням матеріалів вітчизняної будівельної галузі. Тому в якості добавки до бетону застосовувався суперпластифікатор Glenium51 на основі ефірів полікарбоксилату в кількості 1% від маси цементу. Були виготовлені та випробувані трубобетонні елементи з ядрами із бетону різної міцності, в тому числі і високоміцного. В ході експерименту було виявлено два способи руйнування коротких трубобетонних елементів залежно від міцності бетонного ядра (утворення поперечної гофри в середньому перерізі при бетонах звичайної міцності й зріз під кутом  $17 - 31^\circ$  до центральної осі при бетонах підвищеної міцності). Спостерігалось збільшення несучої здатності елементів зі збільшенням міцності бетону та товщини стінки труби.

Робота [62] присвячена експериментальним дослідженням центрально та позацентрово стиснутих залізобетонних елементів із ВМБ. В її межах було виготовлено та випробувано 18 залізобетонних колон на стиск при різних

ексцентриситетах прикладання навантаження із бетону з  $f_{ck,prism} = 48 - 59,8$  МПа, котрий істотно впливає на несучу здатність залізобетонних елементів (ЗБЕ). Переармування також підвищує її, але лише до межі 15%, подальше збільшення процента армування в нормальному перерізі для бетонів малої і середньої міцності практично не впливає на несучу здатність. Для ВМБ такий вплив обмежується 7%. До розрахунку стиснутих елементів використано деформаційну модель на основі екстремального критерію міцності [80].

Роботи [10, 11] присвячені вивченню впливу золи-винесення та золошлаків на міцність бетону. На думку авторів, вона у випадку заміни піска на золу-винесення зменшується на початкових термінах тужавіння, проте щільність бетону зростає, водостійкість бетону при цьому не зазнає змін.

Необхідність врахування особливостей ВМБ при розрахунку міцності похилого перерізу описується в [88].

## 1.2 Дослідження високоміцного бетону та залізобетону при зрізі

Незважаючи на велику кількість досліджень опору зрізу, досі існує розбіжність щодо механізмів руйнування бетону при зрізі. Запропоновані теорії розрахунку радикально коливаються від простих фермових аналогій до складних нелінійних механізмів. Майже всі розрахункові залежності є емпіричними й обмеженими умовами проведених експериментів.

Згідно дослідних даних [153, 86, 151, 124] на міцність балок при дії поперечних сил впливає: міцність бетону при стискові  $f_c$ , відносний проліт зрізу  $a/d$ , висота поперечного перерізу  $h$ , коефіцієнт армування  $\rho_w$ . В табл. 1.2 наведені дані для 312 дослідних зразків закордонних авторів, доступних у літературі, для яких варіювалися наступні дані:  $h = 250 - 1000$  мм,  $a/d = 1 - 6$ ,  $\rho_w = 1 - 7\%$ ,  $f_c = 22 - 125$  МПа. Авторами [153] був зроблений висновок, що для балок з  $f_c \leq 70$  МПа використання як залежності АСІ [82], так і запропонованої ними залежності для розрахунку зрізової міцності балок є достатньо точними. Однак, при  $f_c > 70$  МПа методика АСІ є менш точною порівняно із авторською.

Таблиця 1.2 – Параметри дослідних балок, які випробовувалися на дію поперечних сил

| Автор                              | Кількість балок | $a/d$     | $f_c$ , МПа | $h$ , мм   | $\rho_w$ , % |
|------------------------------------|-----------------|-----------|-------------|------------|--------------|
| 1                                  | 2               | 3         | 4           | 5          | 6            |
| Mphonde [128]                      | 14              | 3,6       | 22 – 83     | 337        | 2,5          |
| Johnson and Ramirez [110]          | 3               | 3,1       | 36 – 56     | 610        | 2,5          |
| Roller and Russell [140]           | 7               | 2,5 – 3,0 | 72 – 125    | 679 – 870  | 1,9 – 7,0    |
| Sarsam and Al-Musawi [142]         | 14              | 2,5 – 4,0 | 39 – 80     | 270        | 2,2 – 3,5    |
| Xie et al. [154]                   | 9               | 1,0 – 4,0 | 40 – 103    | 254        | 3,2 – 4,5    |
| Yoon et al. [156]                  | 5               | 3,3       | 36 – 87     | 750        | 2,8          |
| Tan et al. [146]                   | 12              | 1,1 – 3,1 | 47 – 74     | 500        | 1,2 – 5,7    |
| Kong and Rangan [116]              | 41              | 1,3 – 3,3 | 64 – 89     | 250 – 500  | 1,7 – 4,5    |
| Ozcebe et al. [136]                | 5               | 3,0 – 5,0 | 61 – 82     | 360        | 2,6 – 4,4    |
| Collins and Kuchma [95]            | 4               | 2,5       | 71 – 75     | 500 – 1000 | 1,0 – 1,4    |
| Shin et al. [143]                  | 24              | 1,5 – 2,5 | 52 – 73     | 250        | 3,8          |
| Rahal and Al-Shaleh [139]          | 6               | 2,8 – 3,0 | 61 – 66     | 370        | 2,2 – 4,0    |
| Cladera and Mari [92]              | 12              | 3,1       | 50 – 87     | 400        | 2,3 – 3,0    |
| Yang et al. [155]                  | 4               | 1,1       | 32 – 68     | 600        | 1,0          |
| Elzanaty et al. [104]              | 3               | 4         | 21 – 63     | 305        | 2,5 – 3,3    |
| McGormley, Creary and Ramirez [86] | 12              | 3,3       | 35,3 – 56,7 | 460        | 3,03         |
| Angelakos et al. [86]              | 3               | 2,9       | 47 – 80     | 1000       | 1,0          |
| Attaullah Shah [86]                | 70              | 3 – 6     | 52          | 300        | 0,33 – 2     |
| Wassim M. Ghannoum [151]           | 12              | 2,5       | 35 – 60     | 90 – 960   | 1,2 – 2      |
| Thorenfeldt and Drangsholt [147]   | 28              | 2,3 – 4,0 | 54 – 98     | –          | 1,8 – 3,2    |
| König et al. [117]                 | 14              | 2,3 – 4,0 | 85 – 92     | –          | 1,87 – 4,09  |
| Marro [124]                        | 10              |           | 35 – 120    | –          |              |
|                                    | $\Sigma 312$    |           |             |            |              |

Експериментальні дослідження [104, 134] балок без поперечної арматури та з нею ( $f_c$  в межах 40 – 65 МПа) показали, що залежність в АСІ [82] не занижує розрахункову міцність балок із високоміцного та бетону середньої міцності.

Дослідники Університету Коннектикут випробовували 19 балок без поперечної арматури на зріз з відношеннями  $a/d = 3,6$  (2,5; 1,5) та міцністю 45 – 65 МПа [126] й 12 балок з поперечною арматурою [127]. Результати експериментів для балок з  $a/d = 3,6$  порівнювалися з залежністю АСІ [82] та залежністю Zsutti [158]. Отримані висновки відрізняються від даних [104].

Після випробування 28-ми балок з міцністю бетону на стиск 54 – 98 МПа [147] з'ясовано: для елементів із бетону з  $f_c > 80$  МПа міцність за похилою тріщиною практично не змінюється при зростанні міцності бетону на розтяг. Проте, гранична міцність на зріз зменшувалася при досягненні міцності бетону на стиск 80 МПа, що на думку авторів відбувається через зростання крихкості. Візуально не було виявлено жодної різниці в шорсткості зрізової поверхні бетонів різної міцності. Також прогнозована гранична зрізова міцність зростала із зменшенням  $a/d$  та із збільшенням кількості поздовжнього армування. Опір діагональному тріщиноутворенню значно збільшувався із зростанням коефіцієнту поперечного армування  $\rho_w$ , але практично не залежав від  $a/d$ .

Kaufman та Ramirez [115] продемонстрували переваги використання ВМБ у балках з попереднім напруженням, для яких згідно розрахункової моделі міцність діагональних фермових елементів зростає у зв'язку зі збільшенням міцності бетону на стиск. Це, в свою чергу, приводить до підвищення ефективності поперечної арматури: більша кількість хомутів включається в роботу. В подальшому, на думку авторів, необхідно визначити мінімальну кількість поперечної арматури для балок із ВМБ, котра унеможливить їх крихке руйнування.

S. Sarkar та ін. [141] вивчали вплив на міцність балок без поперечної арматури у похилому перерізі таких складових як стиснута зона бетону, зчеплення заповнювачів та нагельний ефект поздовжньої арматури.

Дослідження проводились на балках із міцністю бетону від 40 МПа до 110 МПа. На основі отриманих результатів були зроблені наступні висновки:

- роль механізму зчеплення заповнювачів у бетонах з високою міцністю більша: близько 42% для балок з міцністю 110 МПа порівняно з 34% для бетону з  $f_c = 40$  МПа. Проте, це збільшення в складовій зрізу завдяки зчепленню заповнювачів значно менше, ніж збільшення міцності бетону на стиск;
- складова стиснутої зони бетону залишається приблизно сталою (17% – для  $f_c = 110$  МПа та 13% – для  $f_c = 40$  МПа);
- нагельний ефект відіграє значну роль в опорі зрізу, проте він зменшувався з 53% до 43% при збільшенні міцності бетону від 40 МПа до 110 МПа.

Attaullah Shah [86] у межах своїх експериментальних досліджень випробовував дві серії балок по 35 зразків з поперечною арматурою та без неї. При цьому варіювалися коефіцієнт  $\rho_w$ , відношення  $a/d$ , поперечне армування. В другій серії балок використовувалась мінімальна кількість поперечної арматури за незмінних значеннях  $\rho_w$  та  $a/d$  по відношенню до першої серії.

Mphonde та Frantz [126] випробовували балки без поперечної арматури із різним прольотом зрізу ( $a/d = 1,5 - 3,6$ ) та міцністю 21 – 103 МПа. Вони зробили висновок, що вплив міцності бетону стає більш значним при зменшенні  $a/d$ , а руйнування відбувається більш раптово та вибухово зі збільшенням міцності бетону. Крім того, спостерігався великий розкид результатів, отриманих для зразків з невеликим співвідношенням  $a/d$  через варіативність характеру їх руйнування.

Elzanaty та ін. [104] фіксували більш гладку поверхню руйнування у зразках із більшою міцністю. Їх дослідження охоплювали 18 зразків з міцністю бетону  $f_c$  в межах 21 – 83 МПа. Крім  $f_c$  варіювалися коефіцієнт поздовжнього армування  $\rho_f$  та відносний проліт зрізу  $a/d$ . За результатами експерименту зроблено висновок, що міцність при зрізі  $V_c$  зростає зі збільшенням  $f_c$ , але в меншій мірі, ніж це передбачено розрахунками ACI Code [82], котрі

прогнозують зростання  $V_c$  прямо пропорційно до  $\sqrt{f_c}$ . Збільшення коефіцієнта армування призводить до збільшення несучої здатності зразків незалежно від міцності бетону.

Ahmad та ін. [83] вивчали вплив співвідношення  $a/d$  та  $\rho_f$  на несучу здатність при зрізі балок без поперечного армування. При цьому, міцність бетону залишалася практично незмінною в межах 63 – 70 МПа. Вони вважають, що існуючі методи розрахунку конструкцій із бетону середньої міцності не можна застосовувати для ВМБ, особливо для елементів із відносним прольотом зрізу  $a/d > 3,0$  та низьких коефіцієнтів поздовжнього армування.

Wassim M. Ghannoum [151] досліджував 12 балок без поперечного армування, міцність бетону яких коливалась від 35 МПа до 60 МПа. Співвідношення  $a/d$  для всіх зразків було постійним та дорівнювало 2,5, що передбачало руйнування зразків від зрізу [111, 112, 113]. Усі балки випробовувалися двічі. Кожен зразок мав два різних коефіцієнти армування ( $\rho_f = 1,2\%$  та  $2\%$ ). Після руйнування частини балки із меншим  $\rho_f$ , балка обтискалася зовнішніми хомутами і навантажувалася вдруге. За результатами експериментальних досліджень автором зроблені наступні висновки:

- вплив розмірів поперечного перерізу на опір зрізу є очевидним як у зразках, виготовлених із бетону звичайної, так і підвищеної міцності;
- зразки з різною міцністю однакового розміру й однаковим коефіцієнтом армування мали майже однакові напруження зрізу при руйнуванні, не показуючи значного приросту зрізової міцності зі збільшенням міцності бетону на стиск. Це суперечить припущенням [82, 95] щодо пропорційності зрізової міцності бетону  $V_c$  відносно  $\sqrt{f_c}$ ;
- збільшення кількості поздовжньої арматури підвищує напруження зрізу при руйнуванні. Вплив коефіцієнта армування слабшає при зростанні висоти зразка. Це відбувається через зменшення ефективності поздовжньої арматури; доцільною до використання в розрахунках міцності згинальних елементів за похилим перерізом автором [150] вбачається спрощена теорія

стиснутих полів, яка враховує такі важливі параметри балок, як розміри поперечного перерізу, коефіцієнт армування та розмір заповнювача.

У роботі Митрофанова В.П. [61] викладені результати експериментального дослідження міцності зрізаних бетонних клинів, зокрема високоміцних, які моделювали роботу бетону над небезпечною похилою тріщиною (НПТ). Дослідні зразки мали наступні параметри:  $f_c = 55,3$  МПа,  $f_{ct} = 3,96$  МПа, кут прикладання навантаження складав  $\beta = 10^\circ$  та  $20^\circ$ , кут нахилу тріщини  $\alpha = 25^\circ$ . Спостерігалися два випадки руйнування: у першому площа руйнування перетинала вершину тупого кута клина та виходила на бічну грань зразка, що утворює з вантажною поверхнею кут  $90^\circ$ . У другому випадку вона проходила через вершину прямого кута клина та розсікала протилежну грань зразка на певній відстані від вершини.

### **1.3 Існуючі методи розрахунку бетонних (залізобетонних) елементів на зріз**

Міцність на зріз елементів із ВМБ на даний час у різних національних будівельних нормах обчислюється за емпіричними формулами з певними змінами в рівняннях, які використовуються для елементів із застосуванням бетону середньої міцності. Так як більшість з цих залежностей виведені на основі експериментальних даних елементів із бетону міцністю 40 МПа і нижче, їх застосування для елементів високої міцності на стиск завжди викликає запитання у дослідників. Для подальшої раціоналізації й узагальнення існуючих емпіричних залежностей для розрахунку міцності на зріз елементів із ВМБ необхідні додаткові дослідження. Розглянемо існуючі пропозиції щодо розрахунку.

*ДБН В.2.6-98:2009 [7] та Eurocod [35].* Дія ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» розповсюджується на традиційні бетони і тільки в його розвиток передбачається розроблення нормативного документу «Бетонні та залізобетонні конструкції із високоміцного бетону (клас бетону на стиск вище C50/60)». Отже, існує

проблема розрахунку елементів із високоміцного бетону.

Згідно норм для елементів, які не потребують розрахунку поперечного армування, розрахункова величина опору зсуву визначається як

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \right] b_w d, \quad (1.1)$$

але не повинна бути менше ніж

$$V_{Rd,c} = V_{\min} b_w d, \quad (1.2)$$

де  $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$  – коефіцієнт поздовжнього армування;  $A_{s1}$  – площа розтягнутої арматури, котра заводиться на відстань  $\geq (l_{bd} + d)$  за переріз, який розглядається;  $b_w$  – найменша ширина поперечного перерізу елемента в розтягнутій зоні,  $d$  – робоча висота перерізу. Рекомендується приймати  $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$ ,  $\gamma_c = 1,3$  – коефіцієнт надійності бетону при стискові;

$$V_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, \quad (1.3)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0. \quad (1.4)$$

Згідно норм [7] для розрахунку елементів з поперечною арматурою рекомендується використовувати «фермову аналогію» (рис. 1.1), в основу якої закладена аналогія між залізобетонним елементом, який працює на сприйняття поперечних сил і розкісною фермою. Верхній пояс такої ферми утворює бетон стиснутої зони, нижній – розтягнута арматура. Пояси з'єднані наскрізними стрижнями, де розтягнуті елементи представлені поперечною арматурою, а стиснуті – уявними бетонними розкосами, кут нахилу яких може змінюватися. При цьому використовуються наступні позначення:  $\alpha$  – кут між поперечною арматурою та віссю балки, перпендикулярною до поперечної сили;  $\theta$  – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і поздовжньою віссю балки (його величина має обмежуватися умовою  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ );  $N_{td}$  – розрахункова величина зусилля розтягу у поздовжній арматурі;  $N_{cd}$  – розрахункова величина зусилля стиску бетону в напрямку поздовжньої осі елемента;  $z$  – плече



*Метод АСІ.* Залежність для розрахунку елементів на зріз за [82] для залізобетонних балок без попереднього напруження була виведена у 1962 р. на основі експериментальних досліджень для  $d_m=340$  мм та  $\rho_m=2,2\%$  і має вигляд:

$$V_c = 0,158\sqrt{f_c}b_wd + 17,24\rho_w \frac{Vd}{M}b_wd \leq 0,291\sqrt{f_c}b_wd . \quad (1.8)$$

Замість (1.8) згідно з [82] дозволяється використовувати також спрощену формулу:

$$V_c = 0,166\sqrt{f_c}b_wd \text{ у разі } \sqrt{f_c} \leq \sqrt{69} . \quad (1.9)$$

*CSA (спрощений розрахунок на зріз).* Спрощені вирази згідно [95] для оцінювання складової бетону  $V_c$  в несучу здатність на зріз, наведені нижче:

а) для перерізів з мінімальною кількістю поперечної арматури або з фактичною висотою  $d$ , що не перевищує 300 мм:

$$V_c = 0,2\varphi_c\sqrt{f_c}b_wd , \quad (1.10)$$

де  $\varphi_c$  – понижуючий коефіцієнт, який для бетону дорівнює 0,6; в (1.10) коефіцієнт 0,2 був штучно завищений порівняно з 0,166 для введення  $\varphi_c$ :

б) для перерізів з фактичною висотою більше за 300 мм та з меншою за мінімальну кількість поперечною арматурою:

$$V_c = \left( \frac{260}{1000+d} \right) \varphi_c \sqrt{f_c} b_w d , \text{ але не менше } 0,10\varphi_c \sqrt{f_c} b_w d . \quad (1.11)$$

*Модифікована теорія стиснутих полей* [150] пропонує формулу:

$$V_c = \beta \sqrt{f_c} b_w d_v , \quad (1.12)$$

де  $d_v$  – плече внутрішньої пари сил, може бути обчислене як  $0,9d$  для елементів без попереднього напруження;  $\beta$  – коефіцієнт до напружень при розтязі, котрий обчислюється для бетону з тріщинами

$$\beta = \frac{0,33 \cot \theta}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \leq \frac{0,18}{0,3 + \frac{24w}{a+16}} , \quad (1.13)$$

тут  $\theta$  – кут нахилу тріщин до поздовжньої осі;  $w$  – середня ширина розкриття тріщин, яка визначається як:

$$w = \varepsilon_1 S_\theta , \quad (1.14)$$

де  $\varepsilon_1$  – головні деформації розтягу в бетоні з тріщинами;  $s_\theta$  – відстань між тріщинами в  $\theta$  напрямі;

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \left[ \varepsilon_x + 0,002 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{V}{f_c} (\tan \theta + \cot \theta) (0,8 + 170\varepsilon_1)} \right) \right] \cot^2 \theta. \quad (1.15)$$

Для балок без попереднього напруження з арматурою в нижньому поясі поздовжня деформація розтягнутого поясу може бути обчислена як

$$\varepsilon_x = \frac{M / d_v + 0,5(N + V \cot \theta)}{E_s A_s}, \quad (1.16)$$

де  $M$ ,  $N$ ,  $V$  – момент, осьове зусилля, поперечна сила в перерізі відповідно;  $E_s$  – модуль пружності поздовжньої арматури;  $A_s$  – її площа.

Для спрощення розрахунку за модифікованою теорією стиснутих полів були розроблені таблиці та графіки [95, 92] з відповідними значеннями  $\theta$ ,  $\beta$ ,  $\varepsilon_x$  та  $f_c$ . Застосування методу вимагає використання ітераційного процесу, де спочатку приймається значення  $\varepsilon_x$  й обчислюється відповідне значення  $\theta$ , з якого отримують наступне значення  $\varepsilon_x$ . Процес повторюють доти, доки значення  $\varepsilon_x$  не сходяться в одній точці.

Вказаний метод дав досить точні розрахунки на зріз для балкових елементів [92, 147].

*Пластична теорія сил тертя від зрізу* [132]. Дана теорія була розроблена «Копенгагенською школою зрізу» та в подальшому адаптована А. N. Nilsen [131].

*Верхня оцінка.* Рис. 1.2 показує механізм руйнування при зрізі, котрий формується вздовж лінії навантаження: відносне переміщення двох дисків  $u$  відбувається під кутом  $\alpha$  до лінії пластичної деформації. Зовнішня робота при цьому підраховується як:

$$W_E = Pu \cos \alpha, \quad (1.17)$$

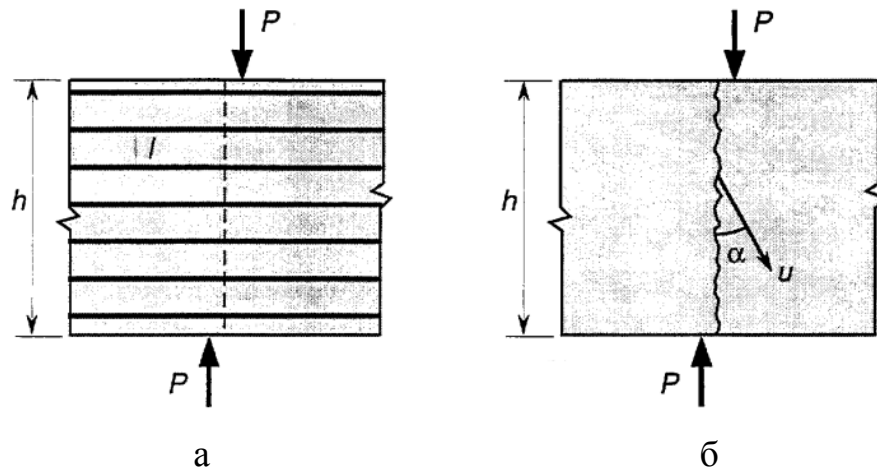


Рисунок 1.2 – Елемент під дією зрізу (а) та механізм руйнування (б)

Як арматура, так і бетон здійснюють свій внесок у роботу внутрішніх сил. Арматурний стрижень площею  $A_s$  при граничному навантаженні знаходиться в стадії текучості. Нехтуючи нагельним ефектом арматури, записують:

$$W_s = A_s f_y u \sin \alpha. \quad (1.18)$$

Складова бетону обчислюється як:

$$W_c = W_l h = \frac{1}{2} f_c u b h (1 - \sin \alpha). \quad (1.19)$$

Залежно від напрямку відносних переміщень  $\alpha$  розгляд балансу енергії дає приріст наступним значенням зрізової міцності:

при  $\alpha=0$ , так як переміщення перпендикулярне до арматури, то  $W_s = 0$  і

$$Pu = \frac{1}{2} f_c u b h, \text{ або } \frac{\tau}{f_c} = \frac{P}{b h f_c} = \frac{1}{2}; \quad (1.20)$$

при  $0 < \alpha < \varphi$ , де  $\varphi$  є кутом сили тертя бетону

$$Pu \cos \alpha = \frac{1}{2} f_c u b h (1 - \sin \alpha) + A_s f_y u \sin \alpha \quad (1.21)$$

$$\text{або } \frac{\tau}{f_c} = \frac{1 - \sin \alpha}{2 \cos \alpha} + \psi \tan \alpha, \quad (1.22)$$

$$\text{де } \psi = \frac{A_s f_y}{b h f_c}.$$

Мінімальне значення (1.22):

$$\frac{\tau}{f_c} = \sqrt{\psi(1-\psi)} \quad (1.23)$$

у разі  $\sin \alpha = 1 - 2\psi$ .

При  $0 < \alpha < \varphi$  (1.23) застосовується на інтервалі  $\frac{1 - \sin \varphi}{2} < \psi < \frac{1}{2}$ .

При  $\alpha = \varphi$  рівняння роботи має вигляд:

$$Pu \cos \varphi = \frac{1}{2} f_c ubh(1 - \sin \varphi) + A_s f_y u \sin \varphi \quad (1.24)$$

або

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{1 - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} + \psi \tan \varphi \quad (1.25)$$

та

$$\frac{f_c}{2c} = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1 + \tan(\varphi/2)}{1 - \tan(\varphi/2)} = \frac{1 + \cos \varphi + \sin \varphi}{1 + \cos \varphi - \sin \varphi} = \frac{\sin \varphi + 1 - \cos \varphi}{\sin \varphi - 1 + \cos \varphi} = \frac{2 \cos \varphi}{2 - 2 \sin \varphi}. \quad (1.26)$$

Отже,

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{c}{f_c} + \psi \tan \varphi. \quad (1.27)$$

*Метод скінченних елементів.* Поява сучасних електронних обчислювальних машин зробила можливим розв'язання задач з достатньо складними розрахунковими моделями чисельними методами. У цій ситуації головним стає питання про вибір ефективного чисельного методу. Спочатку в якості основного при розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням реальних властивостей матеріалу багатьма дослідниками [47, 81] використовувався метод скінченних різниць. Але у подальшому основний наголос у переважній більшості досліджень був зроблений на метод скінченних елементів (МСЕ), який до теперішнього часу зайняв головне місце. Переваги МСЕ як чисельного методу очевидні. Це, передусім, можливість зведення задачі до системи лінійних і нелінійних алгебраїчних рівнянь безпосередньо, без попереднього формулювання їх диференціальних аналогів, використання моделей матеріалів практично будь-якого ступеню складності за наявності потужного ЕОМ. Завдяки МСЕ з'явилася реальна можливість перейти до розрахунку не тільки бетонних, а й залізобетонних конструкцій при складному напруженому стані, тут він виступає не тільки як чисельний метод аналізу, а й

служує інструментом моделювання, коли модель матеріалу відображає специфіку самого методу скінченних елементів.

Вперше МСЕ для розрахунку плосконапружених конструкцій висвітлений в праці D. Ngo та A.C. Scordelis [129]. Бетон моделювався об'ємними тетраедрами скінченними елементами з лінійно пружного ізотропного матеріалу. Арматура представлялась стрижневими скінченними елементами. В загальних вузлах стрижневі та плоскі елементи деформувались сумісно. Основні положення роботи [129] розвинув A.H. Nilsen [130], який використовував додаткові сполучні скінченні елементи між бетоном і арматурними стрижнями, котрі імітували сили зчеплення. У роботі L.A. Lutz [122] бетон та арматура при розрахунку плосконапружених залізобетонних конструкцій представлялись плоскими трикутними скінченними елементами, котрі працюють сумісно. Аналогічні передумови використовувались в роботі [89], проте між бетонними та сталевими елементами встановлювались спеціальні сполучні елементи у вигляді пружин скінченної жорсткості. Відмітимо, що вказані підходи не знайшли достатньо широкого розповсюдження.

Тому в більшості подальших досліджень застосовувались однотипні скінченні елементи, котрі складаються з комплексного, нелінійного, анізотропного матеріалу – залізобетону. При цьому основні залежності для елементів отримували на основі механіки композиційних матеріалів, а питання про сумісну роботу бетону й арматури на стадіях до та після утворення тріщин вирішувалося не при розгляді взаємодії бетонних та сталевих елементів, а при формуванні матриць пружності чи жорсткості залізобетонних елементів. Визначення характеристик таких елементів здійснюється звичайно одним із наступних двох способів. Перший використовується в роботах Л.А. Козака [49], F.R. Hand, D.A. Pecknold, W.C. Shnobrich [106], F.B. Lin, Z.P. Bazant, J.C. Chern, A.H. Marchertas [121], O.C. Zienkiewicz, D.R.H. Owch, D.V. Phillips, G.C. Nayak [157], N.S. Ottosen [135], R.J. Allwood, A.A. Bajarwan [85], A.A. Elwi, T.M. Hrudehy [103] та полягає у розробці спеціальних ізопараметричних скінченних

бетонних елементів, які перетинає арматура у вигляді одиничних стрижнів чи мембран та які працюють на розтяг-стиск в одному або двох напрямках. Другий спосіб полягає в тому, що арматура за допомогою коефіцієнтів армування рівномірно розподіляється за об'ємом скінченного елемента й залізобетон представляється композиційним матеріалом, який складається з двох суцільних середовищ – бетону та «розподіленої» арматури. Спосіб розподілення арматури за об'ємом був запропонований у статті О.О. Гвоздєва та М.І. Карпенка [12] при виведенні визначальних співвідношень для плоского залізобетонного елемента та в подальшому використовувався в роботах Г.А. Генієва, В.Н. Киссюка, Г.А. Тюпіна [15], А.С. Городецького та В.С. Здоренка [17], М.І. Карпенка [45], Г.Р. Бідного [9], M. Suidan, W.C. Schnobrich [145], V. Cervenka [90, 91], D. Darwin, D.A. Pecknold [97] та ін. Зараз цей спосіб отримав значне поширення та використовується у багатьох чисельних випробуваннях залізобетонних конструкцій.

Скінченноелементному моделюванню роботи залізобетону з тріщинами приділялось багато уваги, що підтверджується багаточисельними дискусіями. У результаті до теперішнього часу визначились два теоретичних напрямки. Основи першого з них закладені в роботі Г.А. Генієва, В.Н. Киссюка та Г.А. Тюпіна [15] та розвинуті в роботі [9].

Найбільш значні успіхи в моделюванні роботи залізобетону з тріщинами на основі МСЕ пов'язані з другим напрямом, автором якого є М.І. Карпенко [46, 47]. Запропонована їм теорія є відомим узагальненням традиційної теорії В.І. Мурашева для випадку складного напруженого стану. На відміну від [15] залізобетон з тріщинами моделюється фізично нелінійним анізотропним матеріалом, який представляє собою розподілену за об'ємом арматуру.

МСЕ покладено в основу розрахунків ефективних конструкцій багатопрольотних каркасів та циліндричних криволінійних рамп багатоповерхових гаражів-стоянок [71]. Автором проведені теоретичні дослідження НДС поперечника багатопрольотного багатоповерхового каркасу з балками змінного поперечного перерізу.

#### **1.4 Варіаційний метод теорії пластичності бетону та залізобетону**

Використання теорії ідеальної пластичності при розрахунках граничного навантаження бетонних (залізобетонних) конструкцій є актуальним унаслідок її простоти. На перший погляд така ідея здається доволі абсурдною. Проте багато досліджень, зокрема [23, 59, 64, 125], підтверджують цю можливість.

Пластичні властивості бетону суттєво залежать від напружено-деформованого стану конструкції (НДС). Значніше всього вони проявляються при дії стискаючих напружень. Навпаки, при дії розтягуючих напружень бетон проявляє крихку поведінку і їх наявність може обмежити застосування умови про ідеальну пластичність до бетону.

Сформовані якісні умови можливості застосування до бетону передумови ідеальної пластичності, котрі полягають в оцінюванні можливості одночасного настання граничного стану за всією небезпечною зоною елемента за наявності стиснутих і розтягнутих зон:

а) якщо рівень напружень у розтягнутій області випереджає рівень напружень у стиснутій, одночасність граничного стану зон неможлива – руйнування крихке за розтягнутою зоною, передумова про ідеальну пластичність не може бути застосована;

б) рівень напружень у розтягнутій зоні відстає від рівня напружень у стиснутій, граничний стан розтягнутої зони настає разом із граничним станом стиснутої, тобто має місце одночасність граничного стану за всім небезпечним перерізом елемента, можливий пластичний механізм, який існує хоча б нетривалий час, передумова може бути застосована.

Отже, в граничному пластичному стані тіла в його найбільш деформованій області, котра повністю його перетинає та розділяє на частини, розвиваються пластичні деформації. При цьому утворюється кінематичний механізм, який складається із частин, розділених локальною зоною пластичних деформацій, які рухаються як жорсткі диски.

У цілого класу бетонних конструкцій і елементів під час експерименту формується кінематичний механізм, що свідчить про доцільність застосування моделі жорстко-пластичного тіла при розрахунку їх міцності [60].

Кінематичні механізми в стадії руйнування стержневих, плитних і оболонкових залізобетонних конструкцій та їх елементів добре відомі [13, 14, 24, 68, 69, 70]. Для трьохвимірних (масивних) елементів із бетону та кам'яної кладки кінематичні механізми також чітко спостерігаються і вже відмічались у багатьох експериментах при різноманітних НДС, наприклад у [23, 64, 125, 107]. Схеми кінематичних механізмів руйнування для деяких груп бетонних елементів із характерними НДС показані на рис. 1.3.

Серед різноманітних методів розв'язання задач механіки твердого деформованого тіла найбільш ефективними є прямі варіаційні методи, котрі засновані на застосуванні можливих переміщень Лагранжа.

У ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка розроблений варіаційний метод теорії пластичності бетону [60].

Найпростішою умовою міцності бетону, котра пропонується до застосування, є умова міцності Баландіна – Генієва [15]:

$$F(\sigma_{ij}) = T^2 + m\sigma - T_{sh}^2 = 0, \quad (1.28)$$

де  $m = f_c - f_{ct}$ ,  $T_{sh}^2 = \frac{f_c f_{ct}}{3}$ ;  $T$  – інтенсивність дотичних напружень;

$$T^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1); \sigma - \text{середнє напруження}; \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}.$$

Асоційований закон текучості зв'язує швидкості незворотних деформацій  $\varepsilon_{ij}$  з напруженнями  $\sigma_{ij}$ :

$$\xi_{ij} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}, \quad (1.29)$$

де  $\lambda = \xi / m$ .

Швидкість об'ємної деформації  $\xi$  не дорівнює нулю внаслідок дилатації бетону, що враховується моделлю [15, 23].

Використана концепція жорстко-пластичного тіла.

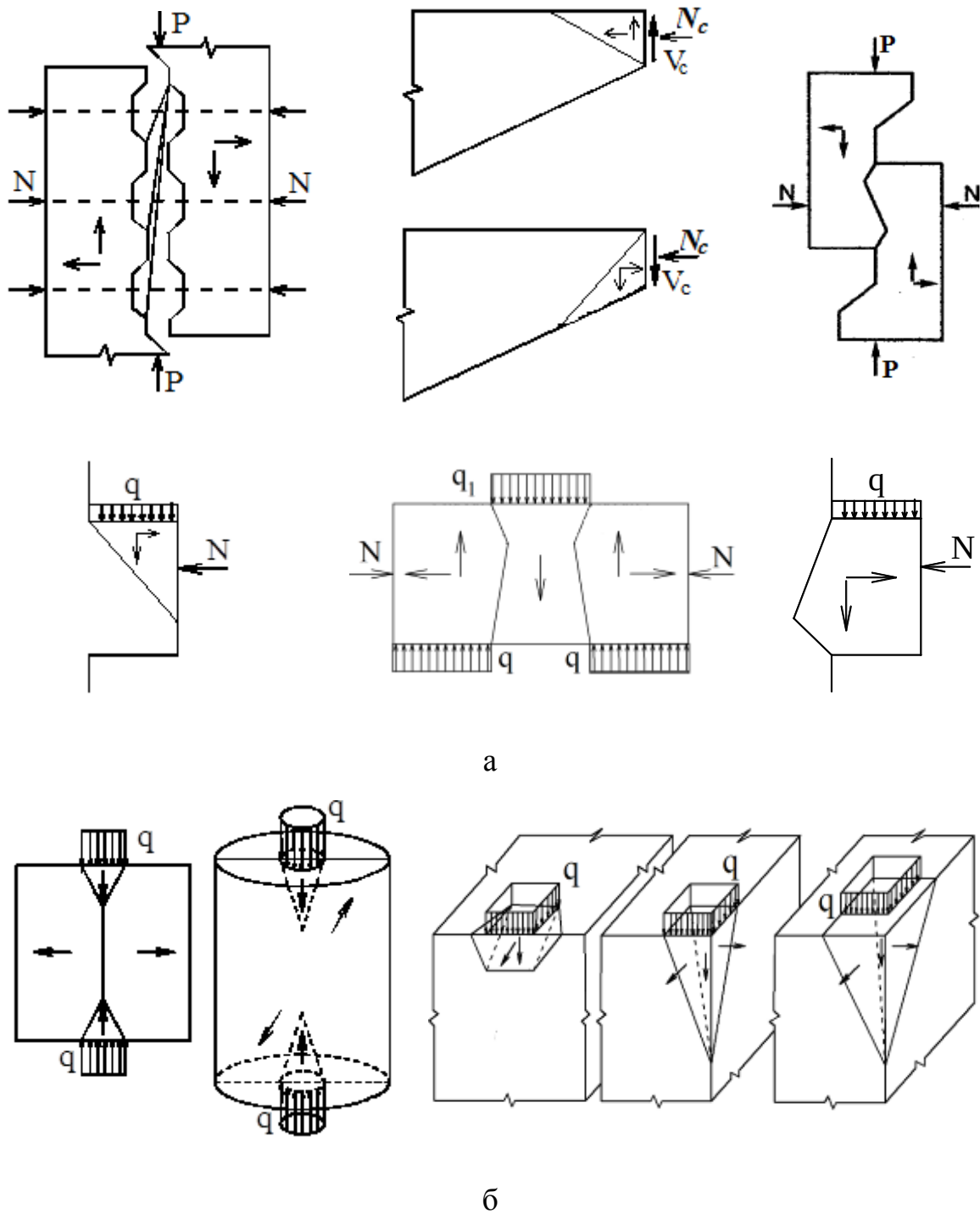


Рис. 1.3 Кінематичні механізми руйнування елементів при різних НДС  
при: а) зсуві; б) місцевому стисненні

Методика передбачає розв'язання задач у розривних функціях швидкостей. Бетон у граничному стані розглядається як ідеально пластичний матеріал.

Функціонал методу в розривних функціях швидкостей для плоских напружених станів має вигляд:

$$I_l = \int_{S_l} m \left[ 2 B \left( 1 + 0,25 \left( \frac{\Delta V_t}{\Delta V_n} \right)^2 \right)^{0,5} - 1 \right] \Delta V_n dS, \quad (1.31)$$

де  $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$ ,  $\chi = f_{c,prizm} / f_{ct}$ ,  $S_l$  – поверхня руйнування,  $\Delta V_t, \Delta V_n$  – розриви дотичної та нормальної до  $S_l$  складових швидкості.

Запропонований варіаційний метод розв'язання задач за допомогою розривних функцій являє собою розвиток кінематичного методу теорії граничної рівноваги для масивних бетонних конструкцій на основі моделі бетону [15, 23].

### 1.5 Висновки за розділом

Аналіз літературних джерел дозволив зробити наступні висновки:

1. Сучасна будівельна індустрія все більше використовує високоміцні бетони для виготовлення конструкцій, до яких пред'являються підвищені вимоги щодо якості. У зв'язку з цим виникає необхідність створення нових та удосконалення існуючих матеріалів і композицій, які застосовуються у виробництві бетонів. Починаючи з середини семидесятих років XX століття в практиці будівництва настав час модифікованих бетонів.

2. До бетонів нового покоління висуваються вимоги щодо високої початкової міцності, щільності, водо- та газонепроникності, зносостійкості, корозійного захисту арматури, стійкості до хімічно-активних речовин, яким відповідають високоміцні бетони.

3. До недоліків високоміцних бетонів слід віднести їх підвищену крихкість та аутогенну усадку.

4. Для вирішення даної проблеми можливе застосування дисперсного армування бетону, котре дозволяє зменшити концентрацію напружень, попередити утворення тріщин та ускладнити цей процес. Фібра у складі

бетонної суміші контролює утворення мікротріщин уже на початковому етапі, фіброволокна скріплюють краї тріщин, запобігаючи їх подальшому розвитку. Введення поліпропіленової фібри до складу бетону підвищує його пластичні властивості та опір розтягу.

5. В Україні високоміцні бетони застосовуються порівняно рідко, що пов'язано з відсутністю нормативної документації, цілеспрямованих систематичних експериментальних досліджень та необхідністю вкладати додаткові кошти в розробку нових ефективних видів бетону для сучасних конструкцій.

6. Останнім часом дослідження залізобетонних елементів із високоміцного бетону проводяться більш інтенсивно.

7. У практиці будівництва широко розповсюджені бетонні і залізобетонні елементи, котрі перебувають під дією зрізуючих сил. Вони суттєво відрізняються конструктивним вирішенням, розмірами, формою та характером напружено-деформованого стану у площині зрізу. При цьому вплив міцносних характеристик бетону на їх несучу здатність має визначальне значення.

8. Нормативна методика, запропонована для розрахунку згинальних залізобетонних конструкцій на дію поперечних сил («фермова аналогія»), часто не збігається із дослідями. Крім того, дія ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» розповсюджується на традиційні бетони і тільки в його розвиток передбачається розроблення нормативного документу «Бетонні та залізобетонні конструкції із високоміцного бетону (клас бетону на стиск вище С 50/60)».

9. В ПолтНТУ в якості загальної методики розрахунку запропонований варіаційний метод у теорії пластичності бетону, який із успіхом застосовується для розрахунку міцності при зрізі елементів із бетонів звичайної міцності.

10. Можливість його розширення на високоміцні бетони потребує додаткових досліджень.

## РОЗДІЛ 2

### МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Метою експериментальних досліджень є:

- вивчення характеру руйнування та граничного навантаження окремих елементів та балок із високоміцного бетону при зрізі;
- підтвердження прийнятих в теоретичних розрахунках кінематично можливих схем руйнування;
- підтвердження існування локалізованих зон пластичності на поверхні руйнування;
- вплив визначальних факторів міцності;

Програма експериментальних досліджень представлена на рис. 3.1.

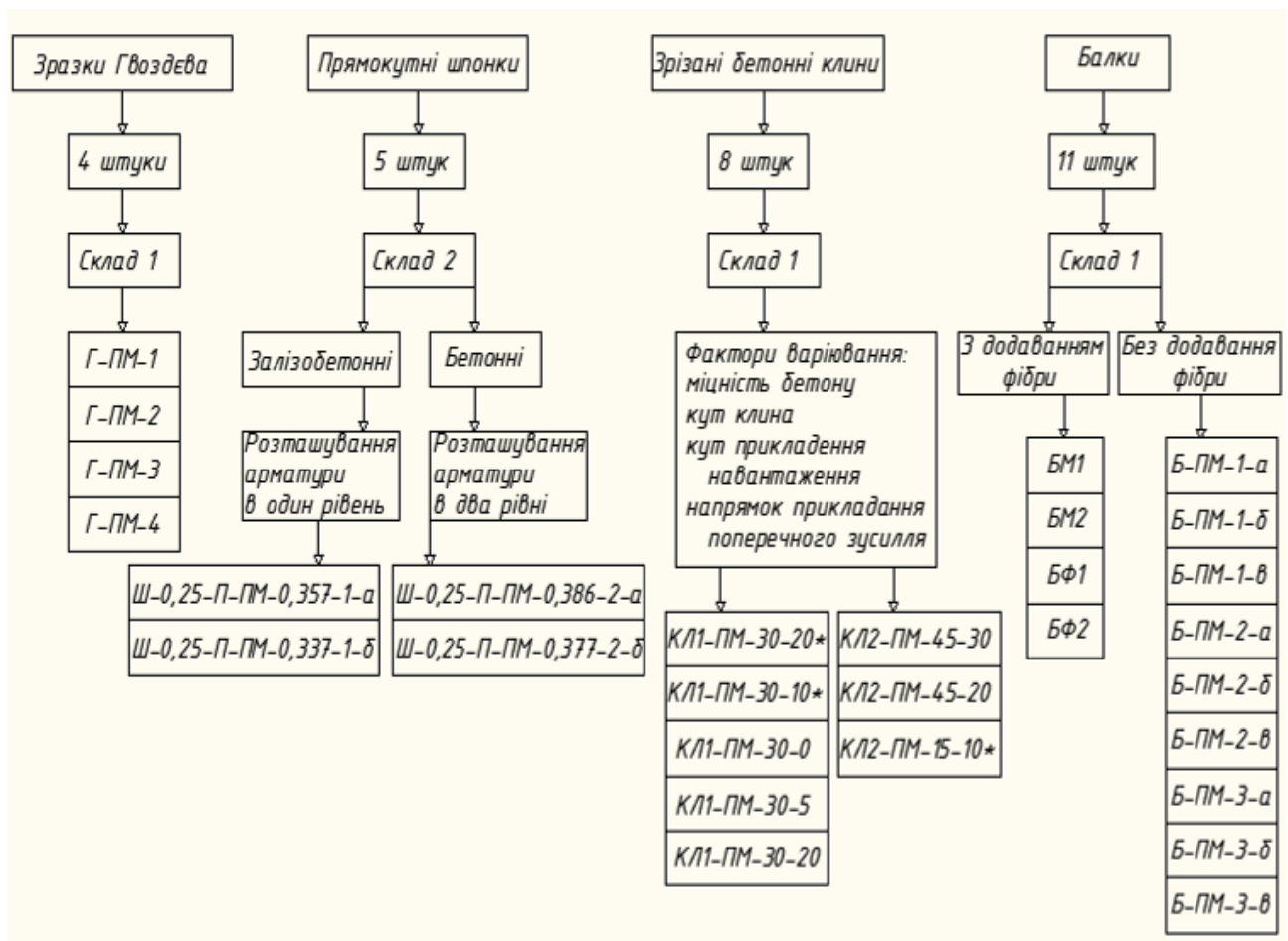


Рисунок 3.1 – Програма експериментальних досліджень

## 2.1 Дослідження моделей стиснутої зони бетону над небезпечною похилою тріщиною

**Мета експерименту.** При випробуванні залізобетонних балок складно вивчати роботу бетону стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною (НПТ) окремо від інших факторів, які визначають міцність похилого перерізу. Тому необхідні спеціальні зразки, котрі моделюють частину балки, розташовану над НПТ і дозволяють досліджувати роботу бетону стиснутої зони роздільно від впливу на їхню міцність поперечного та поздовжнього армування, зачеплення між берегами тріщини й інших чинників.

В експерименті досліджувався вплив кута клина  $\alpha$  та кута прикладання навантаження  $\beta = \arctg(V_w/N_w)$ , напрямок прикладання сили  $V_w$  та вплив особливостей високоміцного бетону на характер руйнування та граничне навантаження зрізаних бетонних клинів.  $N_w$

Конструкція та номенклатура зразків. Для дослідження прийняті зразки, що відповідають розташованим над НПТ частинам балок (рис. 2.2, а). Вони являли собою несиметричні зрізані клини, котрі завантажувалися рівнодійною  $P_w$  поздовжньої  $N_w$  і поперечної  $V_w$  сил по площадці зрізання й характеризувалися кутом нахилу зразка  $\alpha$ , кутом прикладання навантаження  $\beta$ , висотою стиснутої зони  $h_c$  і шириною поперечного перерізу  $b$  (рис. 2.2, б).

Виготовлено й випробувано дві серії дослідних зразків. Перша серія складалася з 5-ти клинів, кут  $\alpha$  для котрих був сталим і дорівнював  $30^\circ$ . Кут  $\beta$  при постійному  $\alpha$  змінювався в такій послідовності:  $-20^\circ$ ,  $-10^\circ$  ( $V_w$  направлена до прямого кута),  $0^\circ$ ,  $5^\circ$ ,  $20^\circ$  ( $V_w$  направлена від прямого кута). Друга додаткова серія включала 3 зразки з наступними параметрами: при куті  $\alpha=45^\circ$  кут  $\beta$  становив  $20^\circ$  та  $30^\circ$  ( $V_w$  направлена від прямого кута), а при  $\alpha=15^\circ$  –  $\beta=-10^\circ$  ( $V_w$  направлена до прямого кута). Висота стиснутої зони для всіх зразків  $h_c \approx 50$  мм, ширина поперечного перерізу  $b \approx 150$  мм. Для запобігання руйнування нижньої частини зразків вона армувалася. Арматурні каркаси й опалубка окремих зразків 1-ої серії представлені на рис. 2.3.

Зразки мають шифр КЛ – ПМ (бетон підвищеної міцності) – кут  $\alpha$  – кут  $\beta$ .

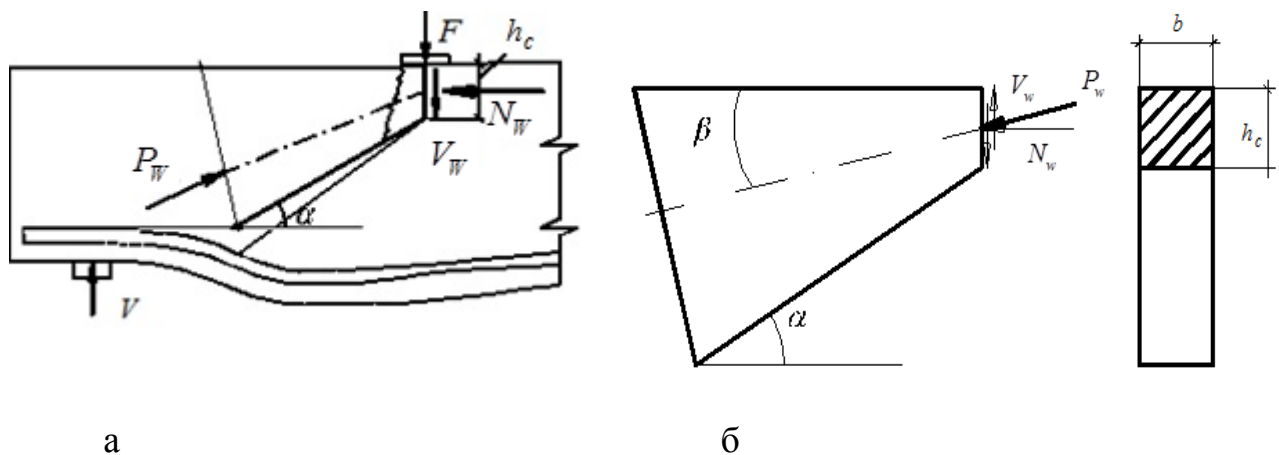


Рисунок 2.2 – Зрізаний бетонний клин: а – опорна зона балки з небезпечною похилою тріщиною; б – параметри моделі стиснутої зони бетону над небезпечною похилою тріщиною

**Матеріали зразків.** Для виготовлення зразків використовувався бетон наступного складу (табл. 2.1). У якості в'язучого застосовувався портландцемент марки 500, заповнювача – гранітний щебінь Кременчуцького кар'єру крупністю фракцій 3 – 10 мм і річковий пісок середньої крупності. Також використовувався мікрокремнезем SikaFume–HR/TU – комплексна добавка, спеціально розроблена для бетонів із високими експлуатаційними властивостями, котра містить дуже мілкий (0,1мкм) активний мікрокремнезем. Уведення до складу SikaFume–HR/TU зі спеціально розробленою для високоміцного бетону комбінацією  $\text{SiO}_2$  та добавкою SikaPlast, яка зменшує водопотребу, дозволяє отримати бетонні суміші високої пластичності й однорідності.

Універсальний та ефективний суперпластифікатор SikaPlast–2508 (полімер нового покоління для виготовлення товарного бетону) має властивості уповільнювача тужавіння бетонної суміші, виготовляється на основі, спеціально розроблений компанією Sika.

Перед бетонуванням форми оброблялися мастилом «Емульсол ЕКМ – 5» для забезпечення легкого розопалублення виробів та перешкоди зчеплення бетону з формою. Бетонна суміш виготовлялася в умовах заводу

«Полтавтрансбуд» при застосуванні бетонозмішувача примусової дії, для ущільнення використовувалася віброплощадка. Всі зразки виготовлялися одночасно (рис. 2.4).



а



б

Рисунок 2.3 – Каркаси (а) й опалубка (б) зрізаних клинів

Таблиця 2.1 – Склад бетонної суміші для виготовлення зразків

| На 1м <sup>3</sup>                 | Компоненти |
|------------------------------------|------------|
| Пісок, кг                          | 590        |
| Щебінь 3 – 10, кг                  | 1215       |
| Цемент М500, кг                    | 500        |
| Пластифікатор «Sika-Plast 2508», л | 6,5        |
| Мікрокремнезем «Sika-Fume», кг     | 35         |
| Вода, л                            | 145        |

Зразки тверділи в пропарочних камерах. Через добу виконувалося розопалублення бічних поверхонь зразків, призм і кубиків, котрі використовувалися для визначення міцносних характеристик бетону.



Рисунок 2.4 – Виготовлення дослідних зразків: а – арматурні каркаси в опалубці; б – процес бетонування

Виготовлені елементи зберігалися в лабораторних умовах при температурі  $16 - 24^{\circ}\text{C}$  й відносній вологості повітря  $70 - 75\%$ .

**Вимірювальні прилади.** Деформації бетону клинів вимірювалися за допомогою тензорезисторів типу ПКБ базою 50 мм та 20 мм (для першої серії) і 20, 30 мм (для другої), розташованих на визначеній відстані від вершини клина (рис. 2.5).

Схеми розташування тензорезисторів були прийняті після аналізу руйнування клинів з  $\alpha=30^{\circ}$  та  $\beta=0 - 20^{\circ}$ , виготовлених із керамзитобетону [48]. Датчики наклеювалися в місцях передбачуваної поверхні руйнування. Кількість тензорезисторів на зразку дорівнювала 4 – 7. Так як пластичні деформації локалізуються в дуже тонких шарах, поряд із тензорезисторами базою 50 мм розташовувалися тензорезистори базою 20 мм з метою з'ясування впливу бази тензорезистора на точність визначення деформацій.

**Методика випробування зразків.** Зразки випробовувалися в гідравлічному пресі ПГ – 125 (рис. 2.6). Сила  $P_w$ , що розвивається пресом,

передається на вершину клина за допомогою спеціального сталевго башмака, котрий має дві взаємно перпендикулярні пластини 1 і 2 (рис. 2.6, а).

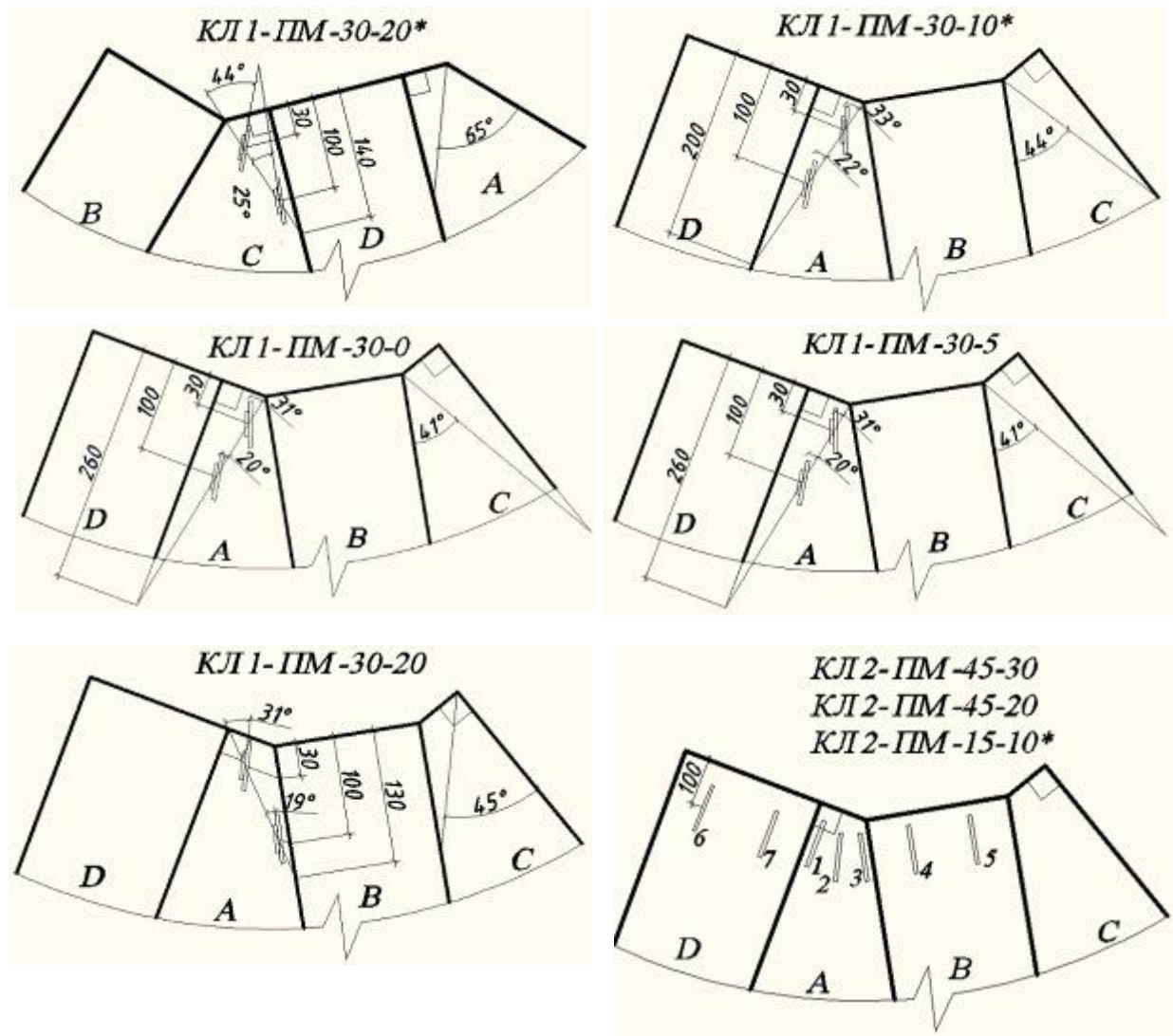
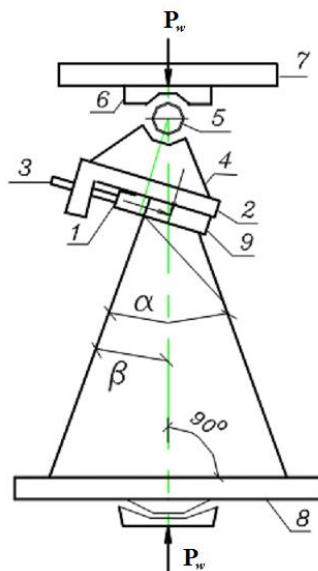


Рисунок 2.5 – Схема розташування тензорезисторів на бічних поверхнях (А, В, С, D) дослідних зразків

На вершину клина попередньо приклеювалася металева пластина 9, котра дозволяла передавати навантаження на грань зрізання без тиску на бічну поверхню. Нижня грань зразка, котра лежала на опорній плиті пресу, завжди перпендикулярна силі.

Навантаження зразків проводилося ступенями рівними 1/10 – 1/15 від теоретичного руйнівного з 5 – 10 хвилинною витримкою, протягом якої знімалися відліки за приладами та проводився огляд зразка.



а



б

Рисунок 2.6 – Випробування зрізаних бетонних клинів: а – схема випробування; б – зразок КЛ-ПМ-30-5 у пресі ПГ-125 під час випробування; 1, 2 – вантажні пластини; 3 – гвинти; 4 – корпус випробувального пристрою; 5 – шарнір; 6 – опорна пластина; 7, 8 – плити пресу; 9 – пластина

## 2.2 Дослідження опору бетону зрізові на зразках Гвоздєва

**Мета експерименту.** Кожен випадок руйнування шляхом зрізу відрізняється специфікою НДС на руйнівній поверхні. Зразок, запропонований Гвоздєвим О.О., можна вважати базовим при дослідженні зрізу бетону. Відповідно до отриманих раніше даних [48] для зразків Гвоздєва їх міцність залежить від виду та класу бетону. Для підтвердження прийнятої теоретичної моделі для розрахунку міцності важливе значення має отримання додаткових експериментальних даних, особливо для високоміцних бетонів.

Мета експериментальних досліджень – дослідити особливості руйнування зразків Гвоздєва із високоміцного бетону, вивчити його деформований стан поблизу площини руйнування, граничне навантаження, оцінити вплив міцностних характеристик  $f_{cm,prism}$ ,  $f_{ctm}$  на опір бетону зрізу  $f_{cm,sh}$ .

**Виготовлення дослідних зразків.** Для виготовлення зразків використовувався бетон першого складу (табл. 2.1).

Вони виготовлялися одночасно з клинами (рис. 2.7).

Зразки мають шифр Г – ПМ (бетон підвищеної міцності) – номер зразка.

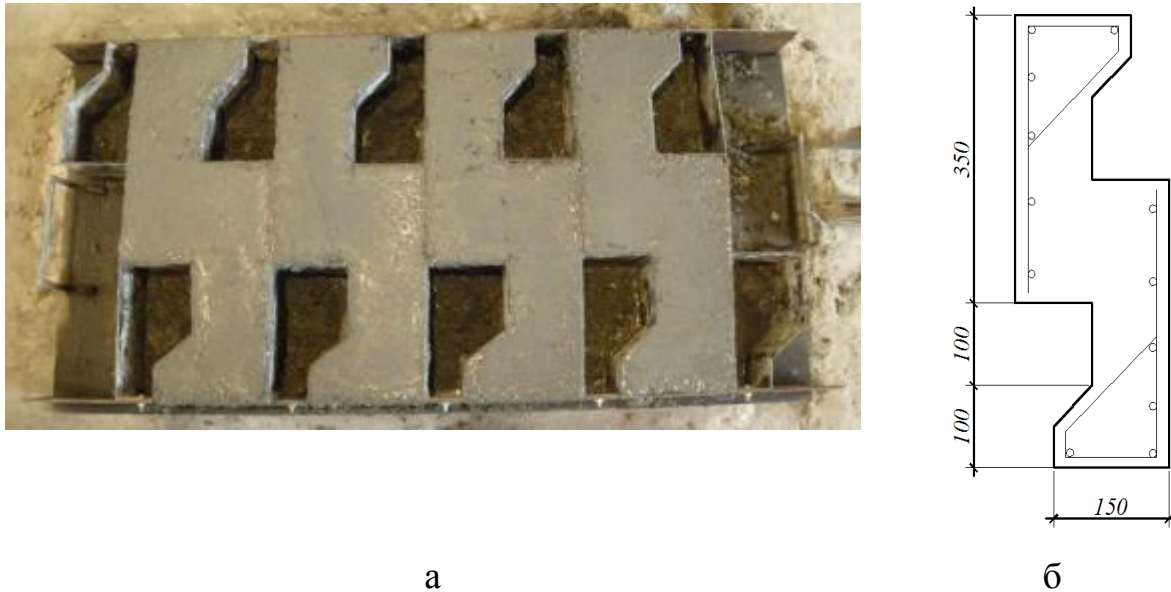


Рисунок 2.7 – Зразки Гвоздєва: а – в процесі бетонування, б – геометричні розміри та характер армування

Для сприйняття розтягуючих зусиль, які виникають при завантаженні в горизонтальних площинах, зразки доцільно армувати (під час бетонування) каркасами (рис. 2.7, б) або обтискувати металевими хомутами безпосередньо перед випробуванням.

**Вимірювальні прилади.** Деформації бетону вимірювалися за допомогою тензорезисторів типу ПКБ базою 35 мм, розташованих вертикально та горизонтально у місці можливого руйнування (у площині зрізу). Для дослідження існування пластичних зон на кількох зразках були наклеєні нахилені тензорезистори під кутом  $30^\circ$  та  $45^\circ$  до вертикалі (рис. 2.8).

**Методика випробування зразків.** Випробування зразків виконувалося на гідравлічному пресі ПГ-125 (рис. 2.9).

Перед випробуванням положення зразка вивірялося таким чином, щоб площа навантаження співпадала з площиною зрізу.

Навантаження здійснювалося ступенями по 10 кН, що складало 1/10 від теоретичного руйнівного. На кожному ступені відбувався візуальний огляд зразка в зоні зрізу та знімалися відліки за приладами.

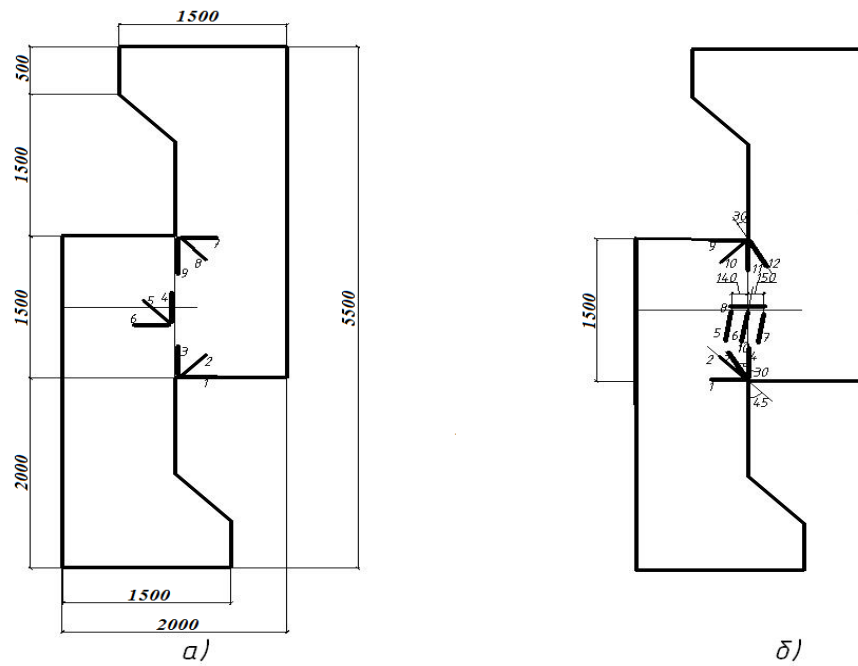


Рисунок 2.8 – Геометричні розміри зразків Гвоздева, схеми розташування тензорезисторів



Рисунок 2.9 – Зразок Гвоздева в процесі випробування у пресі ПГ-125

### 2.3 Дослідження опору бетону зрізові на залізобетонних шпонках

**Метою експерименту** є вивчення роботи прямокутних залізобетонних шпонок при зрізі в процесі завантаження, визначення впливу класу бетону,

особливостей армування (розміщення арматури за висотою перерізу) на характер руйнування та граничне навантаження зразків.

**Конструкція дослідних зразків.** Для досягнення поставленої мети в лабораторії кафедри ЗБіККтаОМ ПолтНТУ було виготовлено 5 дослідних хрестоподібних зразків двох типів (по два залізобетонні зразки-близнюки + бетонний зразок). Зразки мали товщину  $b_k=150$  мм, висота шпонки при цьому була  $h_k=200$  мм, а глибина  $l_k=50$  мм.

У площині зрізу поперечна арматура в каркасах зразків підібрана таким чином, що 2 стрижня  $\varnothing 8$ , розташовані по середині висоти шпонки, за площею відповідають 4 стрижням  $\varnothing 6$ , розташованим по 2 у верхній та нижній частинах шпонки (рис. 2.10). Арматура надійно заанкерована. Параметри зразків представлені на рис. 2.11 та 2.12 і в табл. 2.2.



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



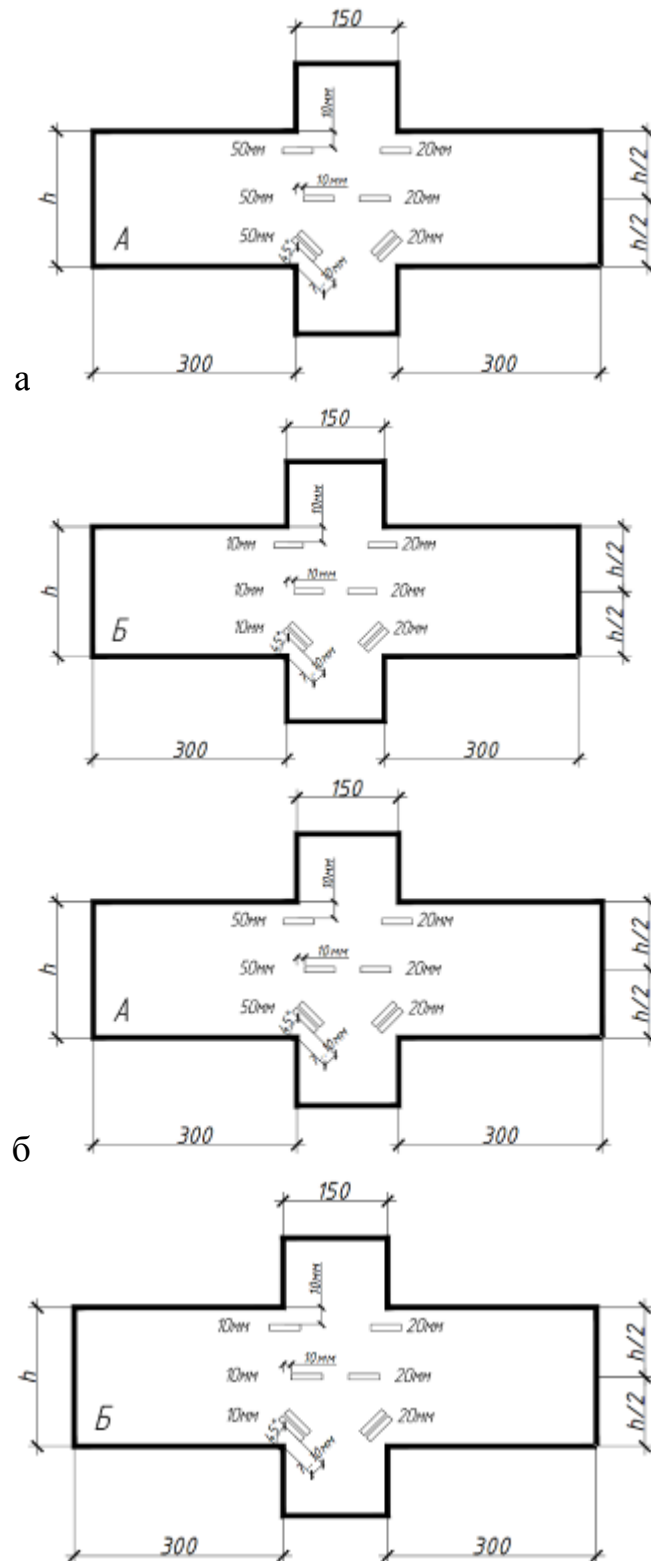


Рисунок 2.12 – Параметри зразків та схеми розміщення датчиків на бетоні  
шпонок: а – ША–0,25–П–ПМ–0,386–1; б – ША–0,25–П–ПМ–0,377–2

**Матеріали дослідних зразків.** Для виготовлення дослідних зразків використовувався високоміцний бетон. Бетонна суміш була виготовлена в

лабораторії кафедри ЗБіККтаОМ ПолтНТУ, для її приготування використовувалися: в'язуче – цемент марки М700 (виробник Данія) (рис. 2.13); заповнювач – щебінь фракції 3 – 10 мм; дрібний заповнювач – річковий пісок, суперпластифікатор ДокПласт (табл. 2.3). При цьому застосовувалася інша (порівняно із клинами та зразками Гвоздєва) технологія виготовлення зразків в із використанням високоміцного цементу.

Таблиця 2.2 – Характеристики дослідних зразків-шпонок

| № за/п | Шифр зразків           | Поперечне армування | Площа поперечної арматури, мм <sup>2</sup> | Розміри зразків |            | Відсоток армування $\rho_w$ , % |
|--------|------------------------|---------------------|--------------------------------------------|-----------------|------------|---------------------------------|
|        |                        |                     |                                            | $h_k$ , мм      | $b_k$ , мм |                                 |
| 1      | 2                      | 3                   | 4                                          | 5               | 6          | 7                               |
| 1      | ША-0,25-П-ПМ-0,357-1-а | 2Ø8 A240C           | 101                                        | 195             | 145        | 0,357                           |
| 2      | ША-0,25-П-ПМ-0,337-1-б | 2Ø8 A240C           | 101                                        | 200             | 150        | 0,337                           |
| 3      | ША-0,25-П-ПМ-0,386-2-а | 4Ø6 A240C           | 113                                        | 195             | 150        | 0,386                           |
| 4      | ША-0,25-П-ПМ-0,377-2-б | 4Ø6 A240C           | 113                                        | 200             | 150        | 0,377                           |
| 5      | ШБ-0,25-П-ПМ           | -                   | -                                          | 200             | 160        | —                               |



Рисунок 2.13 – Цемент М700 (виготовлено в Данії)

Таблиця 2.3 – Склад бетонної суміші для виготовлення залізобетонних  
шпонок

| На 1м <sup>3</sup>               | Компоненти |
|----------------------------------|------------|
| Цемент М700, кг                  | 500        |
| Пісок, кг                        | 600        |
| Щебінь, кг                       | 1000       |
| Суперпластифікатор «ДокПласт», л | 1          |
| Вода, л                          | 120        |
| В/Ц                              | 0,24       |

Усі зразки бетонувалися одночасно. Ущільнення бетонної суміші у формах виконувалося вібратором. Перші 7 діб після бетонування поверхня зразків покривалася зволоженою тканиною для запобігання надмірної втрати вологи. Через 3 дні проводилося розпалублення зразків, після чого до випробування вони зберігалися в однакових температурно-вологісних умовах.

**Прилади для випробування.** Для вимірювання деформацій поперечної арматури на стрижнях були наклеєні тензорезистори базою 5 мм з двох діаметрально протилежних сторін. Схеми розміщення тензорезисторів на арматурних каркасах представлені на рис. 2.14 та 2.15.

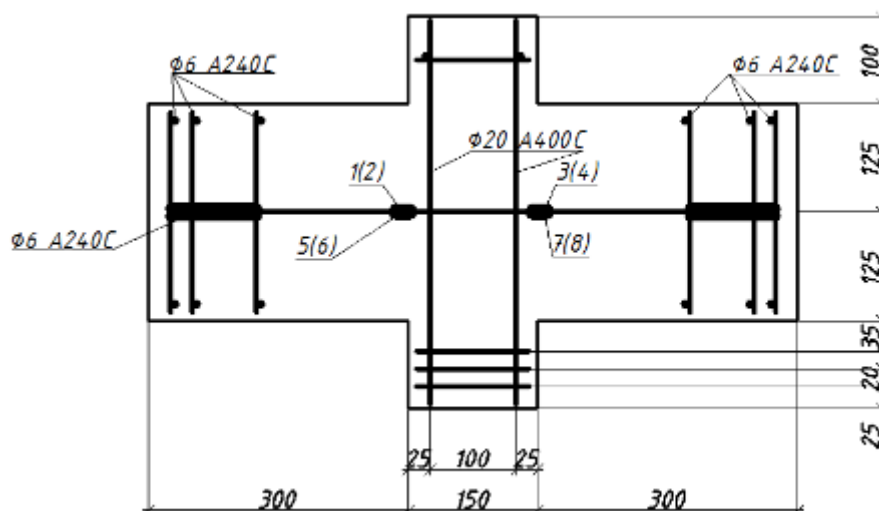


Рисунок 2.14 – Схема розміщення тензорезисторів на арматурному  
каркасі ША–0,25–П–ПМ–0,337–1–б

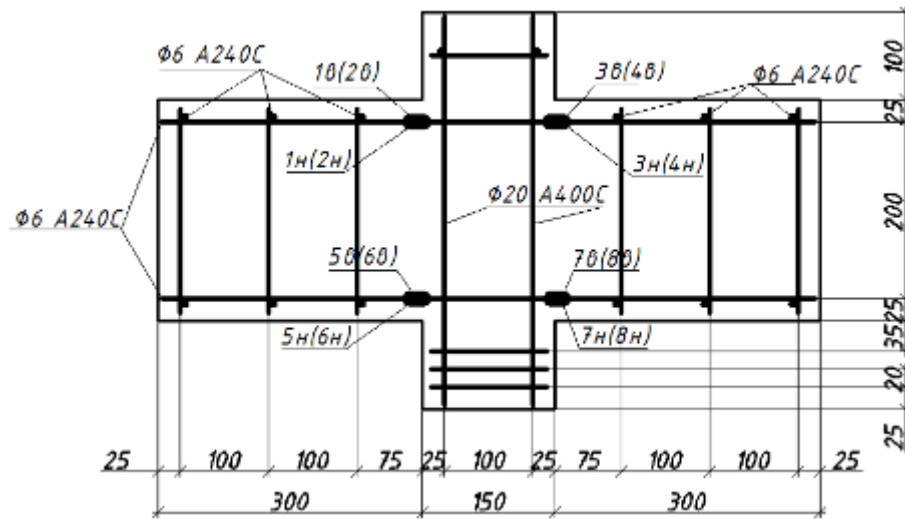


Рисунок 2.15 – Схема розміщення тензорезисторів на арматурному каркасі ША–0,25–П–ПМ–0,377–2–б

Після розпалублення зразків на бетон у зоні передбачуваного руйнування шпонок наклеювали тензорезистори базою 5, 10, 20 та 50 мм. Використання різної бази тензорезисторів на бетоні здійснювалося з метою визначення розмірів зон локалізації пластичних деформацій поверхні руйнування (рис. 2.11, 2.12).

**Методика випробування.** Шпонки випробовувалися у пресі 2ПГ-125. Дослідний зразок під час випробування зображений на рис. 2.16.



Рисунок 2.16 – Дослідний зразок у пресі 2ПГ-125 під час випробування

Навантаження здійснювалося ступенями при кількості від 10 до 15. Під навантаженням на кожному ступені проводився огляд зразків, фіксувалися поява та розвиток тріщин, знімалися покази за ЦТМ-5. Моментом руйнування експериментального зразка вважався зріз шпонок.

## 2.4 Дослідження міцності залізобетонних балок прямокутного профілю в похилому перерізі

Метою експериментальних досліджень є вивчення деформованого стану бетону й арматури, міцності балок із високоміцного бетону у похилому перерізі на дію поперечної сили.

**Конструкція та номенклатура дослідних зразків.** Дослідні зразки (рис. 2.17) представляли собою балки прямокутного поперечного перерізу з розмірами  $b \times h = 120 \times 180$  мм, довжиною 1500 мм.

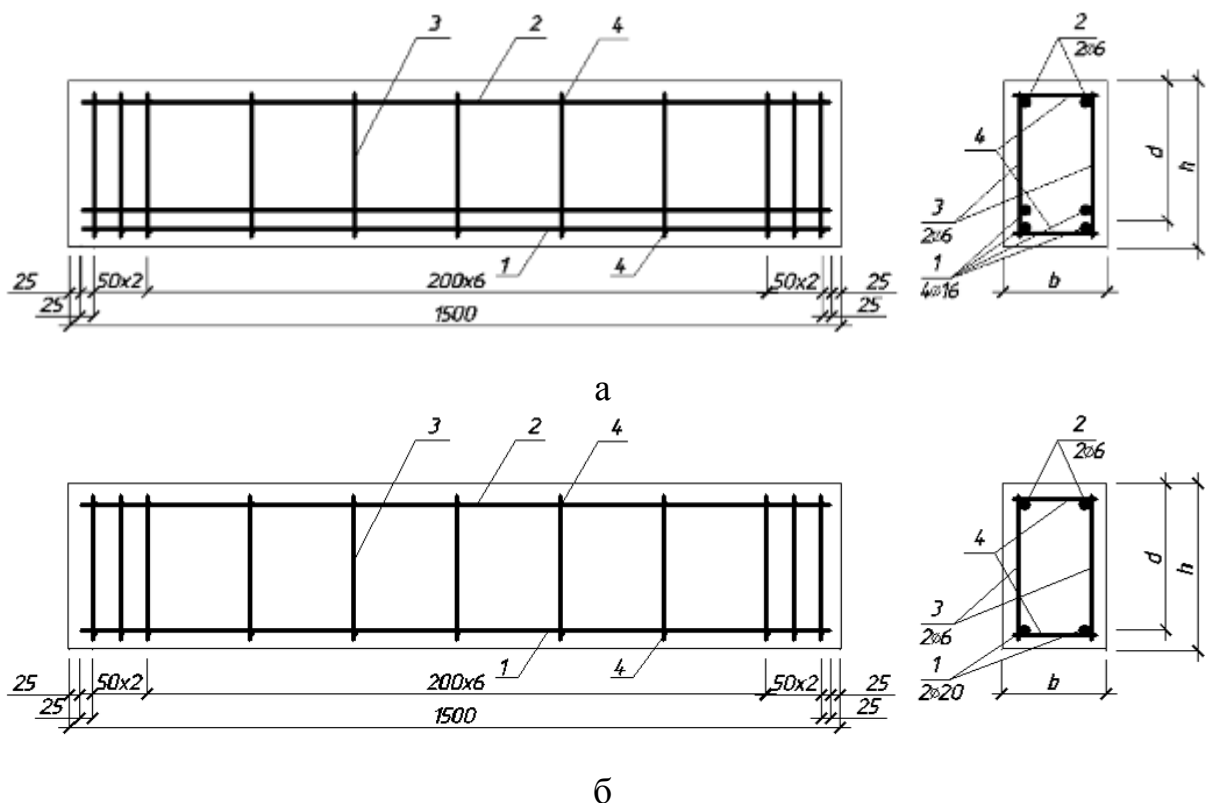


Рисунок 2.17 – Геометричні розміри й армування дослідних балок:

а – першої серії; б – другої серії; 1 – поздовжня робоча арматура;  
2 – конструктивна арматура; 3 – поперечна арматура; 4 – з'єднувальні  
стержні

Перша серія армувалася просторовими каркасами з поздовжньою арматурою  $4\varnothing 16 A400C$ , поперечною арматурою  $2\varnothing 6 B500$  з кроком  $200\text{ мм}$ , у якості монтажної арматури виступили  $2\varnothing 6 B500$ , з'єднувальні стержні  $\varnothing 6 A500C$ ; у балках другої серії в якості поздовжньої арматури використовувалися стержні  $2\varnothing 20 A400C$ .

Зразки першої серії мають шифр 1Б – вид бетону (ПМ – бетон підвищеної міцності; ФБ – фібробетон) – 1 (2); зразки другої серії – Б – вид бетону (ПМ – бетон підвищеної міцності) – номер замісу (1, 2, 3) – а (б, в).

Перша серія складалася з 2-ох зразків, для яких використовувався бетон двох різних видів: з додаванням поліпропіленової фібри та без її додавання (рис. 2.18).



Рисунок 2.18 – Бетонування балок і призм

Метою пробної серії є перевірка можливості виготовлення залізобетонних конструкцій з високоміцного бетону складу 1 із додаванням поліпропіленової фібри та без її додавання в лабораторних умовах.

Друга серія складалася з 9-ти зразків, для яких використовувався важкий бетон (табл. 2.4).

**Матеріали зразків та контроль їх міцності.** Для виготовлення зразків першої серії використовувався високоміцний бетон та фібробетон на поліпропіленових волокнах, які вводилися з метою підвищення пластичності бетону (рис. 2.19). Склади бетонів наведені в табл. 2.4.



Рисунок 2.19 – Поліпропіленова фібра у бетонозмішувачі

Приготування фібробетонної суміші здійснювалося у дві стадії. Спочатку перемішували віддозовану кількість щебеню з фіброю, далі додавали дрібний заповнювач, портландцемент і дисперсні мінеральні добавки та перемішували протягом 5-ти хвилин до отримання однорідної суміші. На другому етапі в ємність із сумішшю невеликими порціями додавали воду замішування разом з добавкою суперпластифікатора. Перемішування бетонної суміші виконувалося до отримання однорідної пластичної структури. Для фібробетону час перемішування дещо збільшувався задля рівномірного розподілення волокон фібри.

Зразки тверділи у звичайних умовах. Через 1 добу виконувалося розпалублення бічних поверхонь зразків (балок, призм і кубиків). Виготовлені

елементи зберігалися в лабораторних умовах при температурі 16 – 24 °С й відносній вологості повітря 70 – 75%.

Таблиця 2.4 – Склад бетонної суміші для виготовлення балок

| Компоненти<br>на 1м <sup>3</sup>         |      | Без<br>додаванням<br>фібри | З<br>додаванням<br>фібри |
|------------------------------------------|------|----------------------------|--------------------------|
| Пісок, кг                                | 590  | +                          | +                        |
| Щебінь 3 – 10, кг                        | 1215 | +                          | +                        |
| Цемент М500, кг                          | 500  | +                          | +                        |
| Пластифікатор<br>«Sika-Plast 2508»,<br>л | 6,5  | +                          | +                        |
| Мікрокремнезем<br>«Sika-Fume», кг        | 35   | +                          | +                        |
| Фібра<br>поліпропіленова<br>«Sanpol», кг | 9    | –                          | +                        |
| Вода, л                                  | 145  | +                          | +                        |
| В/Ц                                      | 0,29 | +                          | +                        |

Бетонування зразків другої серії виконувалося в цеху з виготовлення залізобетонних виробів підприємства «Полтавтрансбуд» за заводською технологією. Бетонна суміш була виготовлена з використанням бетонозмішувача примусової дії планетарно-роторного типу РБУ (рис. 2.20).

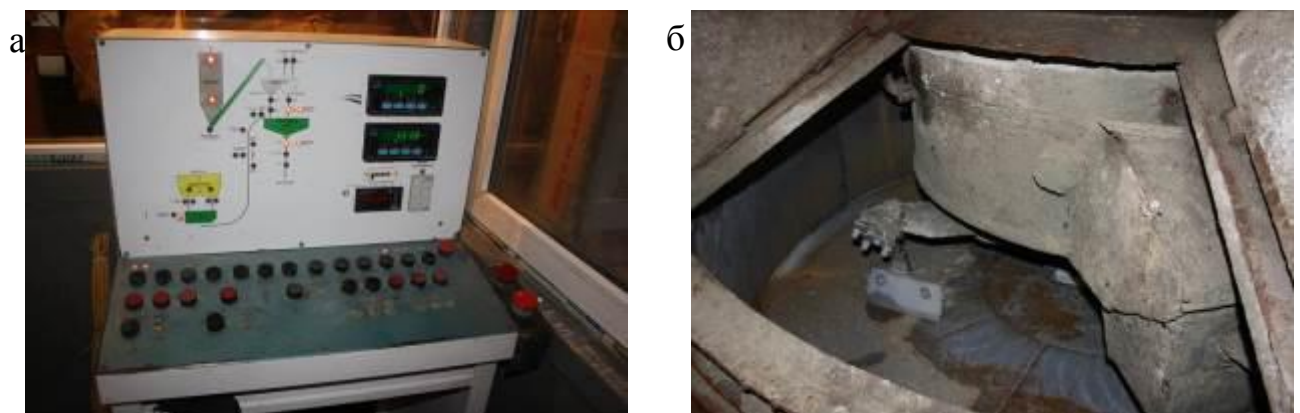


Рисунок 2.20 – Бетонозмішувач: а – пульт керування;

б – вигляд всередині

У якості в'язучого застосовувався портландцемент марки М500, у якості заповнювача – гранітний щебінь фракції 3 – 10 мм Кременчуцького кар'єру та річковий пісок середнього модуля крупності.

Очищений від домішок щебінь та пісок завантажувалися у бетонозмішувач примусової дії, при цьому складові перемішувалися у сухому стані. Далі додавався цемент і мікрокремнезем «SikaFume – HR/TU» (в кількості 7% від маси цементу). Перемішування суміші тривало не менше 3 хвилин.

У попередньо віддозовану необхідну кількість води додавався суперпластифікатор «Sika ViscoCrete 5 – 600 N PL» (дозування 1,3% від маси цементу). Перемішування суміші відбувалося до досягнення нею однорідної консистенції.

Бетонна суміш укладалася пошарово на вібростолі з частотою 50 ГЦ. Одночасно виготовлялося 3 зразки. Під час кожного бетонування з того ж замісу виготовлялися по три стандартні призми для випробування на стиск та на розтяг, а також три кубики, які використовувалися для визначення фізико-механічних характеристик бетону.

Зразки тверділи в природних умовах при температурному режимі в межах 18 – 25°C та вологості повітря 80 – 85%. Розопалубку зразків проводили через 24 години.

Після витримки протягом 28 діб (для досягнення необхідної міцності) на бетон зразків у характерних перерізах наклеювалися тензорезистори.

**Вимірювальні прилади.** Деформації бетону й арматури вимірювалися за допомогою тензорезисторів типу ПКБ базою 20 (30) мм та 5 мм відповідно, розташованих у місці можливого руйнування (у площині похилого перерізу) (рис. 2.21).

Тензорезистори перед процесом наклеювання протиралися ватним тампоном (змоченим етиловим спиртом), після чого проводилось їх просушування протягом 10 – 15 хв. Далі на підготовлену поверхню (за допомогою пензлика) наносився тонкий шар клею БФ–2 товщиною 0,02 –

0,03 мм, який просушувався 5 – 10 хв. Місця припаювання ізолювалися наступним чином. Підклеювалася клеєм БФ-2 під місця пайок з нижнього боку тензорезисторів, відступивши від решітки 1,5 – 2 мм, стрічка конденсаторного паперу (товщиною 0,01 – 0,015 мм і розмірами 10 х 8 мм), попередньо покрита з обох сторін клеєм БФ-2 і просушена протягом двох годин. Тензорезистори змазувалися клеєм і через 2 – 3 хв приклеювалися у відповідних місцях, притискались за допомогою прокатування гумовим валиком. Потім омметром із вимірювальною напругою 4 – 5 В перевірялась суцільність електричного кола та відсутність короткого замикання тензорезисторів. Далі тензорезистори просушувались протягом 2 годин при температурі 20 – 30°C, після чого вони покривалися триацетатною плівкою, товщиною 0,04 – 0,07 мм і притискались за допомогою струбцини з металевими пластинами. Причому, тиск створювався через м'які войлочні прокладки товщиною 4 мм.

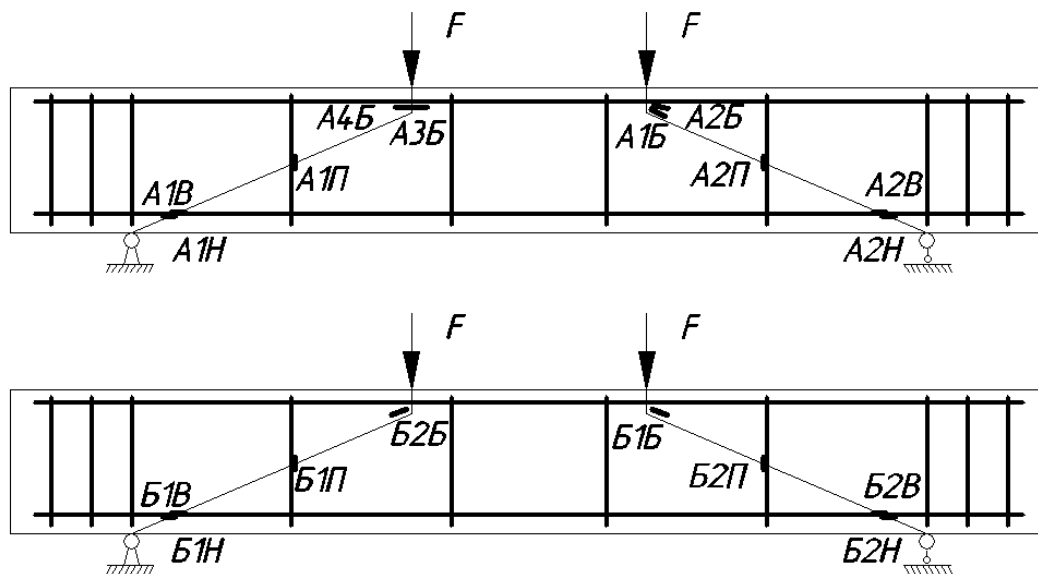


Рисунок 2.21 – Схема розташування тензорезисторів на арматурі та бетоні дослідних балок

**Методика випробування зразків.** Випробування виконувалися за схемою навантаження «чистого» згину, але дослідженню підлягала ділянка між опорою та силою, де діяли одночасно поперечна сила і згинальний момент. Балка запроектована так, що забезпечувався переважаючий вплив поперечної сили над моментом, тобто руйнування балки відбувалося від зрізу стиснутої

зони бетону над небезпечною похилою тріщиною.

Випробування здійснювалося у випробувальній установці лабораторії кафедри ЗБіКК та ОМ (рис. 2.22).

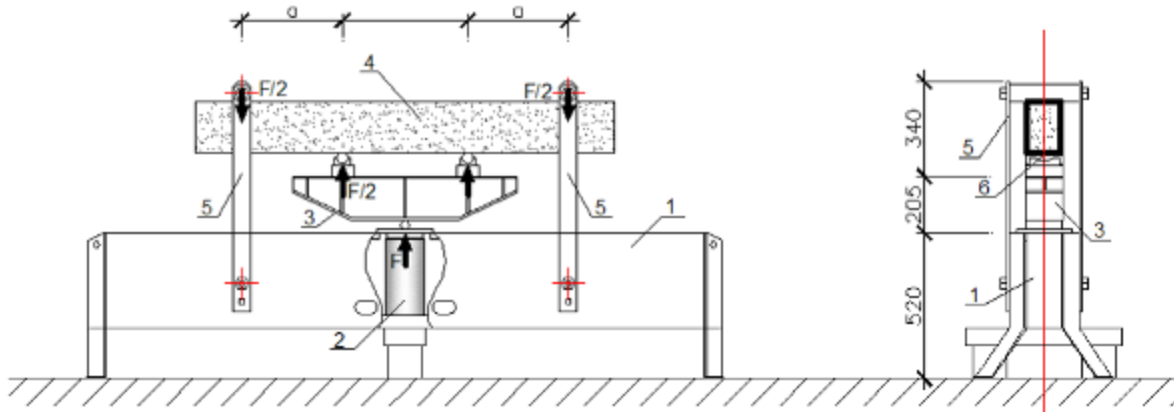


Рисунок 2.22 – Конструктивна схема експериментальної установки для випробування балок: 1 – жорстка база; 2 – гідравлічний домкрат; 3 – передавальна траверса; 4 – досліджувана балка; 5 – тяжі; 6 – циліндричні котки

Навантаження прикладалося ступенями по 2,5 кН і передавалося за допомогою циліндричних шарнірів (рис. 2.23 та 2.24). На кожному ступені відбувався візуальний огляд зразка в зоні похилого перерізу та знімалися відліки за приладами. Ступені навантаження призначалося за граничним навантаженням зразка, котре знаходиться теоретично.



Рисунок 2.23 – Балка 1Б – ПМ – 1 у випробувальній установці

У процесі випробування балки встановлювалася поперечна сила  $V_{crc}$ , за якої виникали похилі тріщини. Її значення визначали за різким збільшенням показань тензорезисторів, розташованих на поперечній арматурі, оскільки арматура після утворення тріщин інтенсивно включається в роботу.

Задля отримання двох результатів із випробування однієї конструкції, балки першої серії з однієї сторони підсилювалися зовнішніми хомутами.



Рисунок 2.24 – Випробування балки 1Б – ФБ – 1 на згин

Після першого випробування хомути переставлялися на зруйновану сторону та випробування здійснювалося вдруге. В результаті чого кожен балку першої серії випробовували двічі.

## 2.5 Визначення міцносних характеристик матеріалів

### 2.5.1 Визначення міцносних характеристик бетону

Разом із бетонуванням зразків із того ж самого замісу виготовлялися по три стандартні контрольні кубики та призми для визначення характеристик міцності бетону [8]  $f_{cm,cube}$ ,  $f_{cm,prism}$ ,  $f_{ctm}$ : кубики з ребром 150 мм та призми розмірами 150×150×600 мм для випробувань на стиск, розмірами 100×100×800 мм для випробувань на розтяг. Для визначення призмової міцності бетону  $f_{cm,prism}$  призми доводили до руйнування ступенево-зростаючим

навантаженням (рис. 2.25). Випробування проводилися як в лабораторії кафедри ЗБіККтаОМ, так і ТБ.



а



б

Рисунок 2.25 – Випробування стандартних зразків у пресі для визначення міцносних характеристик бетону на стиск:

а – кубиків; б – призм

Значення опору бетону розтягу  $f_{ct}$  визначалося шляхом випробування призм на розривній машині УВМ-50. Центральне прикладання навантаження забезпечувалося спеціальним шарнірним кріпленням призми в захватах (рис. 2.26).



Рисунок 2.26 – Загальний вигляд установки під час випробування призми на розтяг

### 2.5.2 Визначення міцносних характеристик арматури

Для визначення фізико-механічних характеристик арматурної сталі було відібрано по 3 зразки кожного діаметру довжиною 500 мм. Випробування стержнів проводилося ступенево – зростаючим навантаженням до розриву на машині УВМ-20 (рис. 2.27). Аналогічні випробування проводилися для арматури залізобетонних шпонок.



Рисунок 2.27 – Випробування стержнів для визначення механічних характеристик арматури

### 2.6 Висновки за розділом

1. Для експериментального дослідження в лабораторних умовах зрізу як форми руйнування й отримання більш повної інформації щодо впливу високоміцного бетону на характер руйнування і граничне навантаження були обрані характерні елементи загальною кількістю 28 штук: зрізані бетонні клини (8 штук), зразки Гвоздева (4 штуки), прямокутні шпонки (5 штук) та балки в зоні дії поперечної сили (11 штук). Всі вони суттєво відрізнялися конструктивним рішенням, способом передачі навантаження, напружено-деформованим станом у площині зрізу. Проведені експерименти є частиною комплексних досліджень опору бетону й залізобетону зрізу, котрі проводяться

на кафедрі ЗБіККтаОМ Національного університету «Полтавська Політехніка імені Юрія Кондратюка».

2. В ході експериментів планувалося отримання даних про деформації бетону, характер руйнування, граничне навантаження елементів із високоміцного бетону, які руйнуються шляхом зрізу.

3. Досліджувався вплив наступних факторів: класу бетону; кута клина та кута прикладання навантаження для зрізаних бетонних клинів; кількості арматури та характеру її розташування за висотою шпонки для залізобетонних шпонок; поліпропіленової фібри на міцносні характеристики бетону та характер руйнування балок у похилому перерізі.

4. Досліджувалися технічні особливості виготовлення конструкцій із високоміцного бетону в лабораторних та заводських умовах.

## РОЗДІЛ 3

### РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

#### 3.1 Механічні характеристики бетону й арматури

Фото випробування стандартних кубів і призм на стиск та розтяг для визначення механічних характеристик бетону наведено на рис. 3.1 та 3.2.

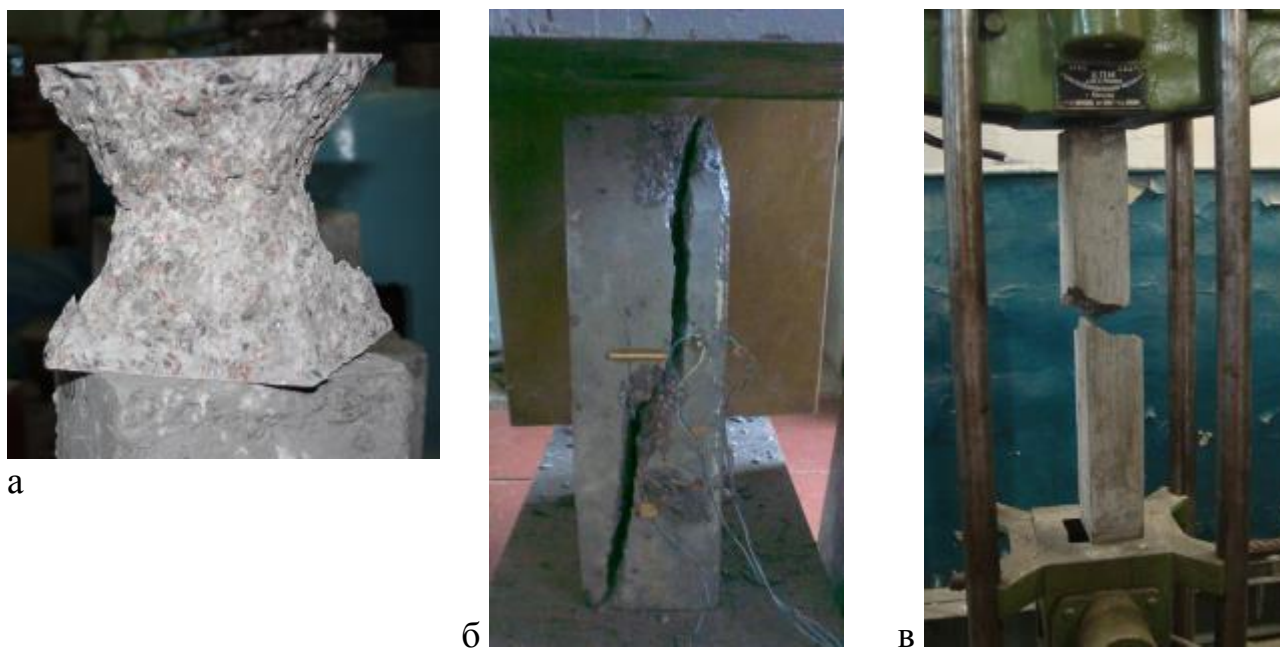


Рисунок 3.1 – Характер руйнування дослідних кубів (а) і призм (б), виготовлених із бетону складу 1

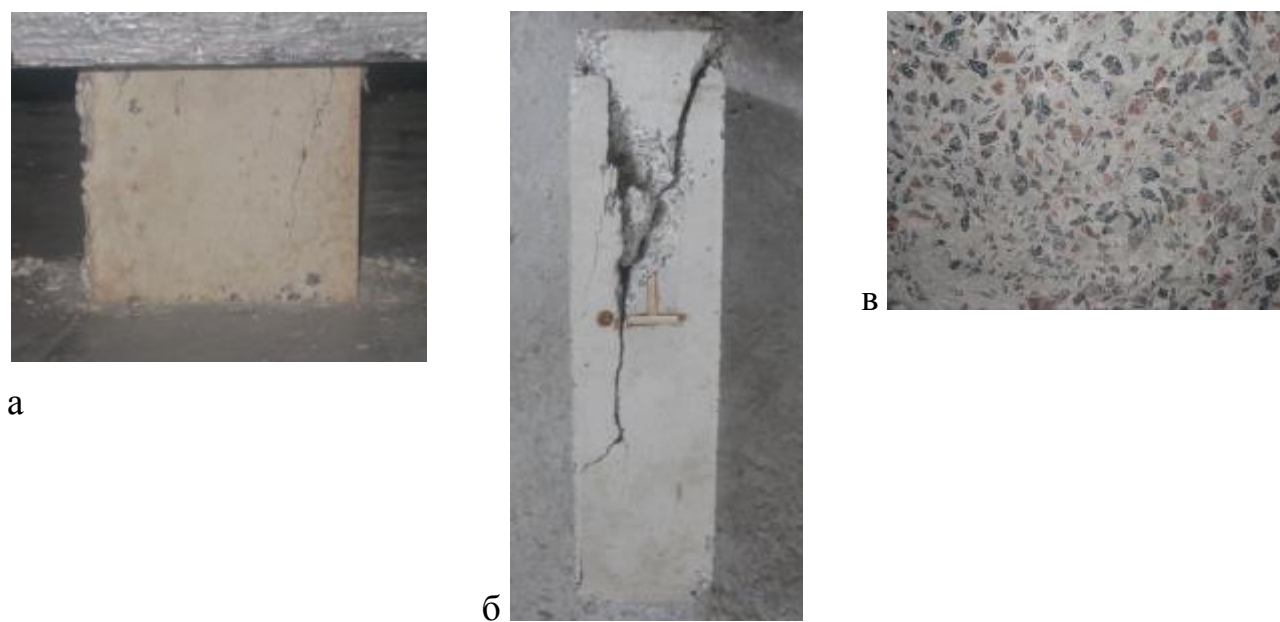


Рисунок 3.2 – Характер руйнування дослідних кубів (а) і призм (б), виготовлених із бетону складу 2 та поверхня руйнування бетонної призми (в)

Перед випробуванням стандартних призм на стиск на їх двох гранях були наклеєні по два взаємно перпендикулярних тензорезистора базою 50 мм для визначення поздовжніх і поперечних деформацій бетону. За результатами відліків за тензорезисторами побудовані діаграми механічного стану при стискові для обох складів бетону (рис. 3.3).

Руйнування дослідних призм відбувалося практично раптово, без попереднього утворення поздовжніх тріщин, властивих бетонам низької та середньої міцності.

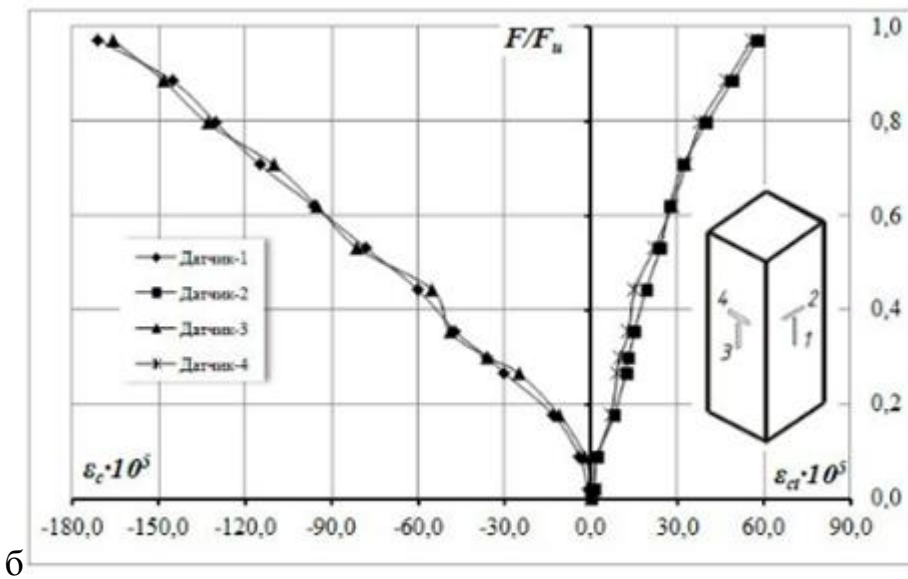
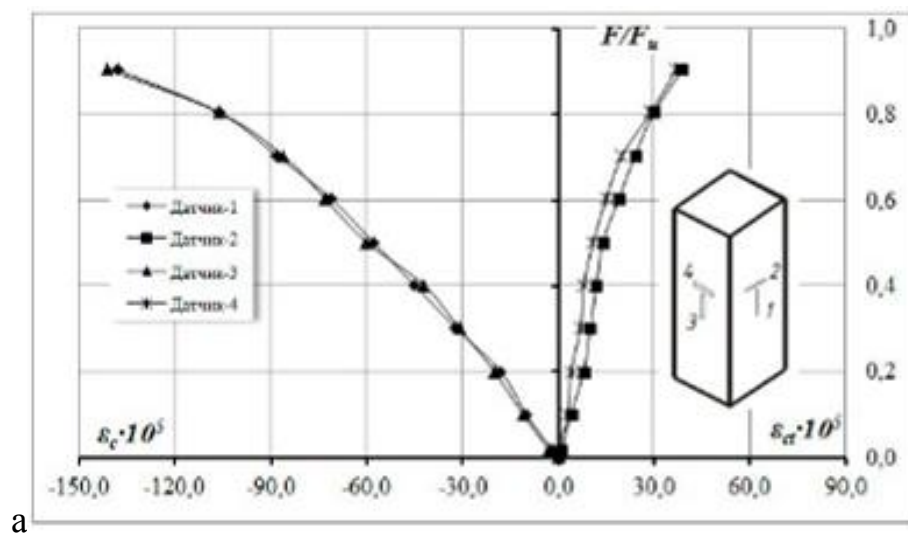


Рисунок 3.3 – Графік залежності « $F/F_u - \varepsilon_c(\varepsilon_{ct})$ » для бетону:

а – складу 1 (табл. 2.1), б – складу 2 (табл. 2.3)

Таблиця 3.1 – Характеристики бетону дослідних зразків

| Назва зразків   | Склад бетону | Серія | $f_{cm,cube}$ , МПа | $f_{cm,prizm}$ , МПа | $f_{ctm}$ , МПа |
|-----------------|--------------|-------|---------------------|----------------------|-----------------|
| Клини           | 1            | 1     | 56                  | 52,9                 | 3,2             |
|                 |              | 2     | 67,09               | 48,2                 | 4,2             |
| Зразки Гвоздєва | 1            | 1     | 56                  | 52,9                 | 3,2             |
| Шпонки          | 2            | 1     | 71,3                | 56,9                 | 2,65            |
| Балки           | 1            | 1     | 56,9                | 40                   | 2,4             |
|                 | 1*           | 1     | 49,2                | 35                   | 3               |
|                 | 1            | 1     | 64,24               | 46,2                 | 3,2             |
|                 |              | 2     | 56,9                | 41,03                | 2,68            |
|                 |              | 3     | 67,09               | 48,2                 | 4,2             |

\* – у даному випадку використовувався бетон першого складу із додаванням поліпропіленової фібри (табл. 2.4)

Для визначення механічних характеристик арматурної сталі було відібрано по 3 зразки кожного діаметру довжиною 500 мм (рис. 3.4).



Рисунок 3.4 – Характер руйнування арматурних стержнів каркасів для балок другої серії: а – поздовжня арматура; б – поперечна арматура

Випробування стержнів проводилось ступенево–зростаючим навантаженням на машині УВМ-20. Межі текучості арматури  $\sigma_{ym}$  для різних видів дослідних зразків наведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Межа текучості арматурної сталі дослідних зразків

| Зразок           |           | Діаметр, мм | Межі текучості арматури<br>$f_{ym}$ , МПа |
|------------------|-----------|-------------|-------------------------------------------|
| Шпонки           |           | 8           | 260                                       |
|                  |           | 6           | 280                                       |
| Балки<br>серії 1 | поперечна | 6           | 344                                       |
|                  | поздовжня | 16          | 303,5                                     |
| Балки<br>серії 2 | поперечна | 6,5         | 370                                       |
|                  | поздовжня | 20          | 458                                       |

### 3.2 Міцність зрізаних бетонних клинів – моделей стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною

**Характер руйнування дослідних зразків.** Під час проведення експерименту спостерігалось два випадки руйнування зрізаних бетонних клинів, котре мало зовні крихкий характер. Граничному стану не передувало утворення мікротріщин. У першому випадку руйнування (рис. 3.5 – 3.8, 3.10, 3.11) шар локалізації пластичних деформацій розповсюджувався майже в одній площині, що перетинала вершину тупого кута і виходила на бічну грань зразка, яка утворює з вантажною поверхнею кут  $90^\circ$ . У другому випадку (рис. 3.9, 3.12) площина руйнування проходила через вершину прямого кута і розсікала протилежну грань зразка на певній відстані від вершини.

Картина руйнування моделей аналогічна тій, що спостерігається при руйнуванні залізобетонних балок у похилому перерізі.

Дані про міцність бетону, геометричні розміри та граничне навантаження зрізаних клинів наведені в табл. 3.3, аналіз якої свідчить, що зі зміною напряду

поперечної сили  $V_w$ , кутів клина  $\alpha$  і навантаження  $\beta$  міцність зразків суттєво змінюється.



Грань А



Грань В



Грань С



Грань D

Рисунок 3.5 – Характер руйнування (випадок I) зразка КЛ1-30-20\*

На рис. 3.5 та 3.6 зображена картина руйнування клинів КЛ-ПМ-30-20\* КЛ-ПМ-30-10\* за першим випадком, при цьому сила  $V_w$  направлена до прямого кута.



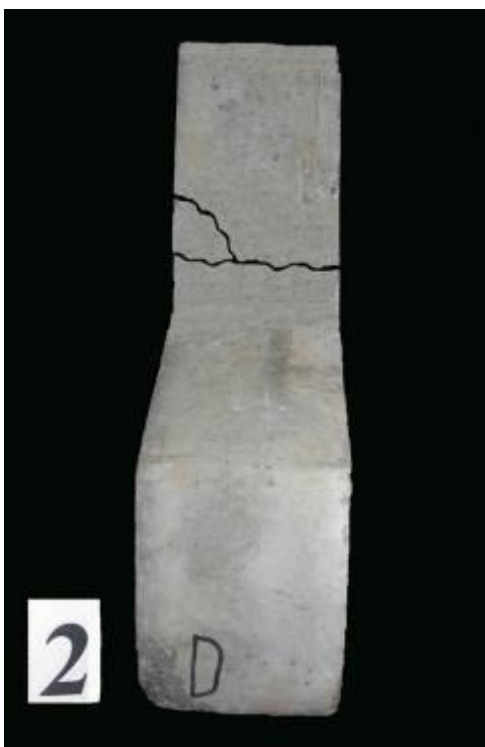
Грань А



Грань В



Грань С



Грань D

Рисунок 3.6 – Характер руйнування (випадок I) зразка КЛ1-ПМ-30-10\*

За першим випадком зруйнувався і клин КЛ1-ПМ-30-0 при відсутності поперечної компоненти зовнішнього зусилля (рис. 3.7).



Грань А



Грань В



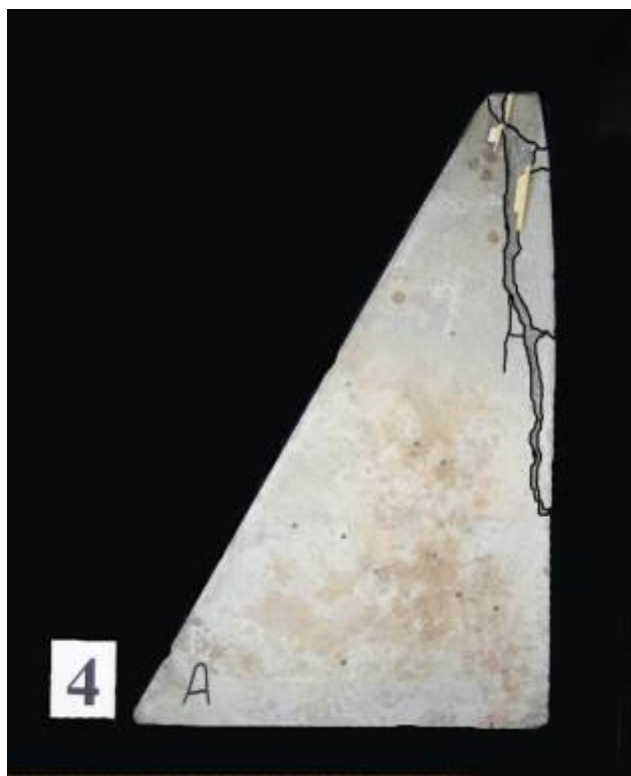
Грань С



Грань D

Рисунок 3.7 – Характер руйнування (випадок І) зразка КЛ1-ПМ-30-0

Перший випадок руйнування спостерігається і у клина КЛ1-ПМ-30-5 (рис. 3.8), незважаючи на зміну напрямку поперечної складової зовнішнього зусилля.



Грань А



Грань В



Грань С



Грань D

Рисунок 3.8 – Характер руйнування (випадок І) зразка КЛ1-ПМ-30-5

Зміна характеру руйнування на другий випадок відбувається при куті прикладання навантаження  $20^\circ$  для клина КЛ1-ПМ-30-20 (рис. 3.9)



Грань А



Грань В



Грань С



Грань D

Рисунок 3.9 – Характер руйнування (випадок II) зразка КЛ1-ПМ-30-20

Аналогічні тенденції спостерігаються для клинів другої серії з кутом клина  $15^\circ$  і  $45^\circ$ . При куті навантаження  $10^\circ$  для клина КЛ2-ПМ-15-10\* та  $20^\circ$  для клина КЛ2-ПМ-45-20 руйнування відбувається за першим випадком (рис. 3.10 та 3.11).



Грань А



Грань В



Грань С



Грань D

Рисунок 3.10 – Характер руйнування (випадок I) зразка КЛ2-15-10\*



Грань А



Грань В



Грань С



Грань D

Рисунок 3.11 – Характер руйнування (випадок І) зразка КЛ2-45-20

Поверхня руйнування клина КЛ2-45-30 починається з прямого кута і виходить на грані тупого кута (рис. 3.12).



Грань А



Грань В



Грань С



Грань D

Рисунок 3.12 – Характер руйнування (випадок II) зразка КЛ2-45-30

При збільшенні кута клина  $\alpha$  міцність зразків зростає. За умови направлення дотичної сили  $V_w$  до прямого кута (кут  $\beta$  від'ємний) величина опору зрізу менше призмової міцності. При напрямку дотичної сили від

прямого кута міцність зразків збільшується за умови  $\beta < \alpha/2$  і зменшується при  $\beta \geq \alpha/2$ .

Таблиця 3.3 – Результати експериментальних досліджень зрізаних бетонних клинів

| № | Шифр          | $f_{cm,prizm}$ ,<br>МПа | $f_{ctm}$ ,<br>МПа | $P_w$ ,<br>кН | $N_w$ ,<br>кН | $V_w$ ,<br>кН | $A_{sh}$ ,<br>мм <sup>2</sup> | $P_w / h_c b f_{cm,prizm}$ |
|---|---------------|-------------------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|-------------------------------|----------------------------|
| 1 | КЛ1-ПМ-30-20* | 52,9                    | 3,2                | 248           | 233,04        | 84,82         | 7350                          | 0,638                      |
| 2 | КЛ1-ПМ-30-10* |                         |                    | 310           | 305,29        | 53,83         | 7475                          | 0,784                      |
| 3 | КЛ1-ПМ-30-0   |                         |                    | 380           | 380           | 0             | 7474,5                        | 0,961                      |
| 4 | КЛ1-ПМ-30-5   |                         |                    | 500           | 498,1         | 43,58         | 7599                          | 1,244                      |
| 5 | КЛ1-ПМ-30-20  |                         |                    | 465           | 436,96        | 159,04        | 7525                          | 1,168                      |
| 6 | КЛ2-ПМ-15-10* | 48,2                    | 4,2                | 320           | 315,14        | 55,57         | 7425                          | 0,894                      |
| 7 | КЛ2-ПМ-45-20  |                         |                    | 650           | 459,62        | 459,62        | 7550                          | 1,786                      |
| 8 | КЛ2-ПМ-45-30  |                         |                    | 524           | 370,52        | 370,52        | 7525                          | 1,445                      |

\* для даного зразка при випробуванні дотична сила  $V_w$  направлена до прямого кута

При зміні кута прикладання навантаження  $\beta$  від  $-20^\circ$  до  $5^\circ$  для кута клина  $\alpha = 30^\circ$  зрізова міцність зростає майже в 2 рази: для клина КЛ1-ПМ-30-20\* вона становить 0,638, а для клина КЛ1-30-5 – 1,244 (див. табл. 3.3).

**Деформації бетону дослідних зразків.** Не зважаючи на зовні крихкий характер руйнування клинів, у дослідних зразках спостерігався розвиток суттєвих деформацій у локалізованих областях. Зі зміною напрямку поперечної сили, кутів клина та прикладання навантаження характер деформування суттєво змінювався.

Схеми розташування тензорезисторів представлені на рис. 3.13.

Найбільші значення деформацій зафіксовані в клинах КЛ1-ПМ-30-0 та КЛ2-ПМ-45-20 (рис. 3.16, 3.20). Вони досягли значень  $\varepsilon_c \approx 160 - 240 \cdot 10^{-5}$ . Найменші – в КЛ1-ПМ-30-20\* та КЛ1-ПМ-30-5 ( $\varepsilon_c \approx 60 - 80 \cdot 10^{-5}$ ) (рис. 3.14, 3.17). На величину деформацій бетону впливала база тензорезисторів (20 мм, 30 мм та 50 мм). На графіках відносних деформацій бетону в залежності від рівня

навантаження суцільною лінією показані деформації, зафіксовані тензорезисторами базою 50 мм, а пунктирною – базою 20 мм.

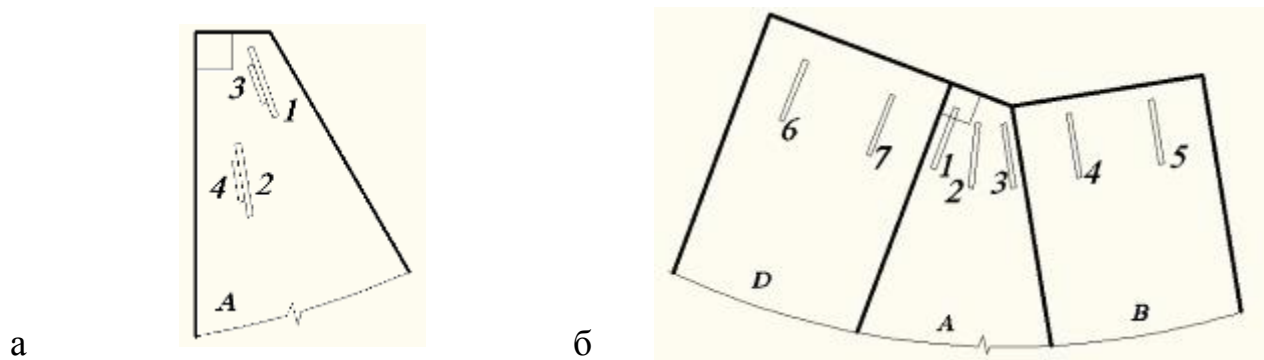


Рисунок 3.13 – Схема розташування тензорезисторів для клинів:

а – першої серії, б – другої серії

За результатами експериментальних досліджень зафіксована локалізація інтенсивної деформації в зонах руйнування, про що свідчить відмінність якісних та кількісних показників тензорезисторів з базою 20 мм та 50 мм.

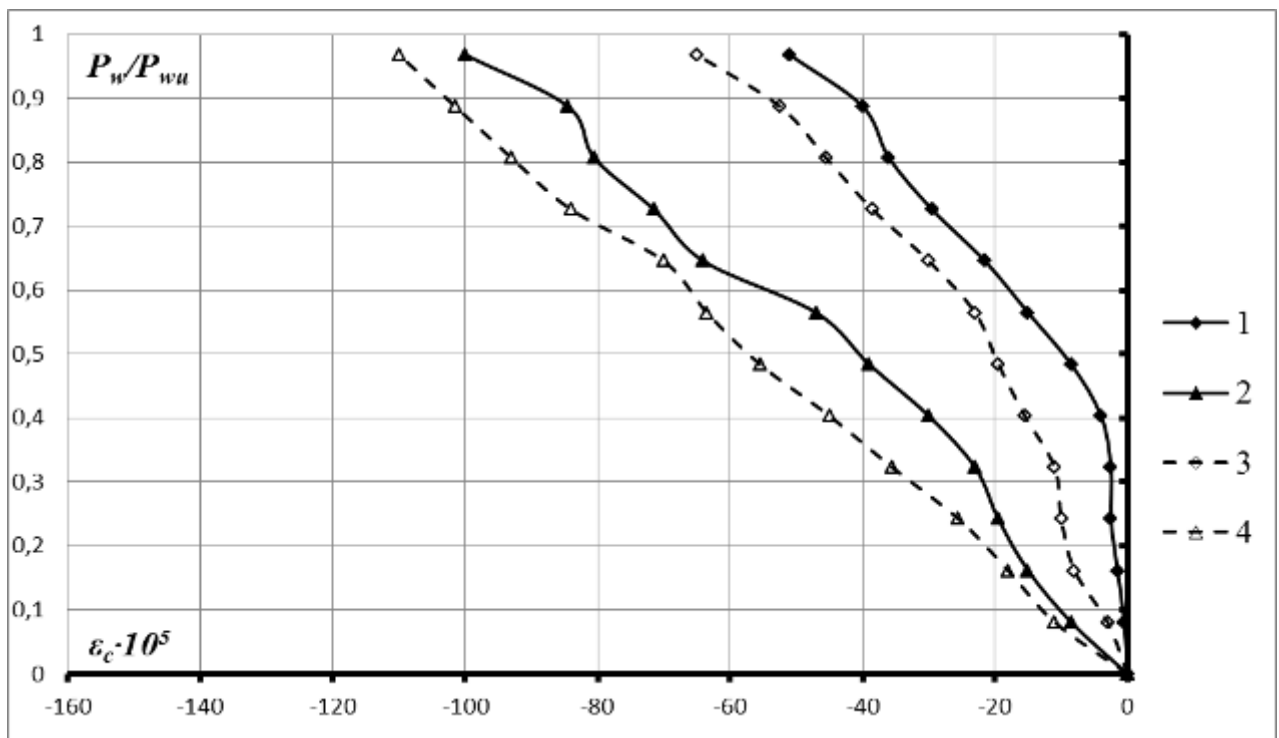


Рисунок 3.14 – Графік відносних деформацій бетону зразка КЛ1-30-20\*

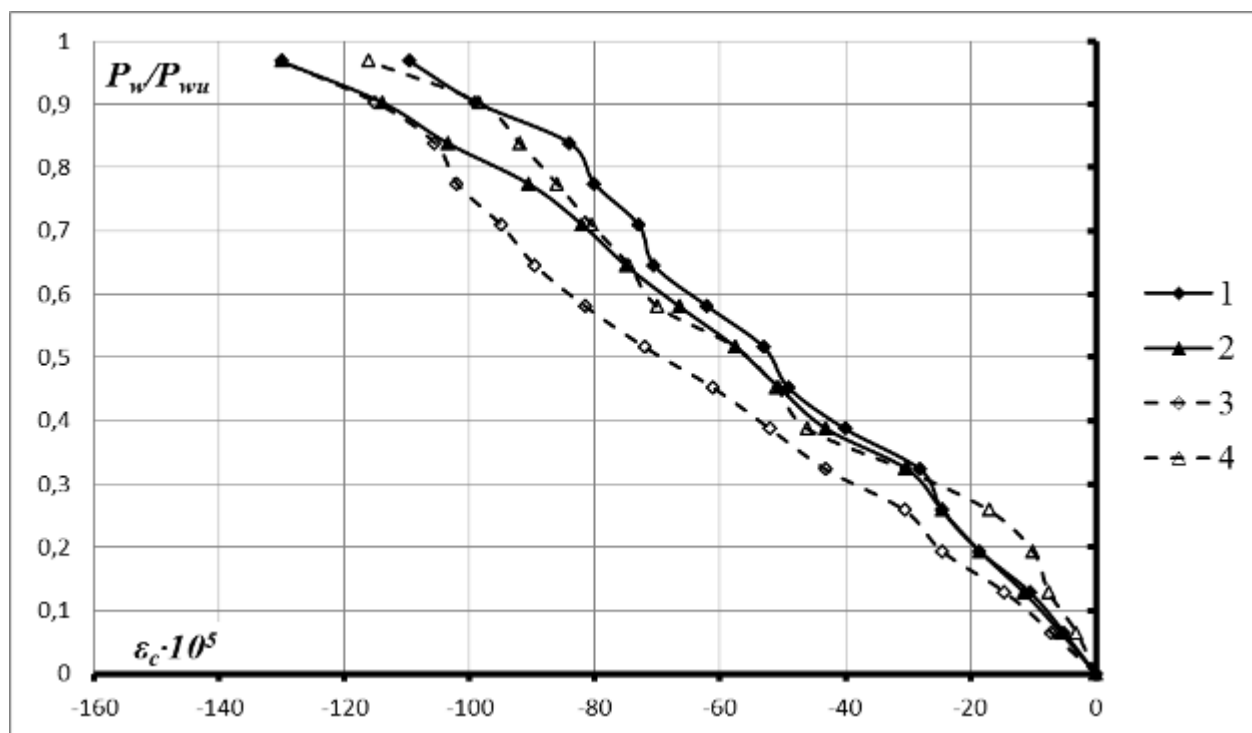


Рисунок 3.15 – Графік відносних деформацій бетону зразка КЛ1-30-10\*

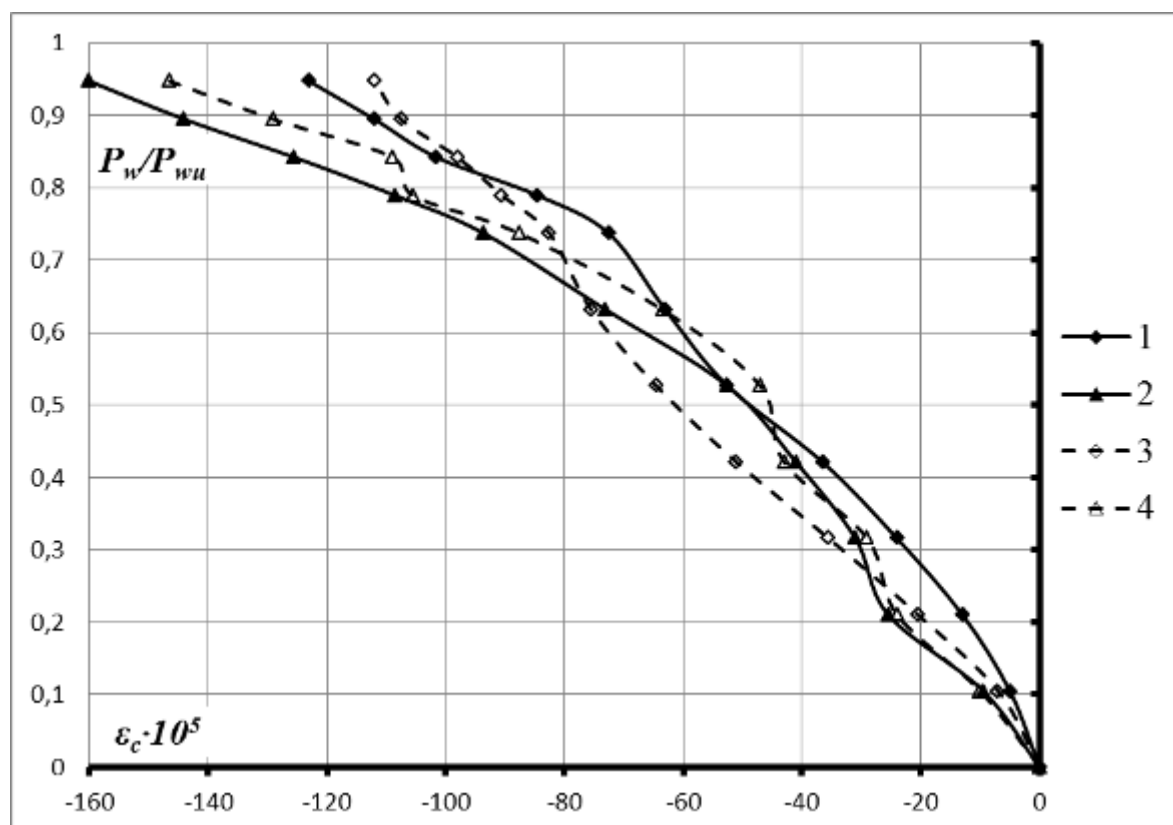


Рисунок 3.16 – Графік відносних деформацій бетону зразка КЛ1-30-0

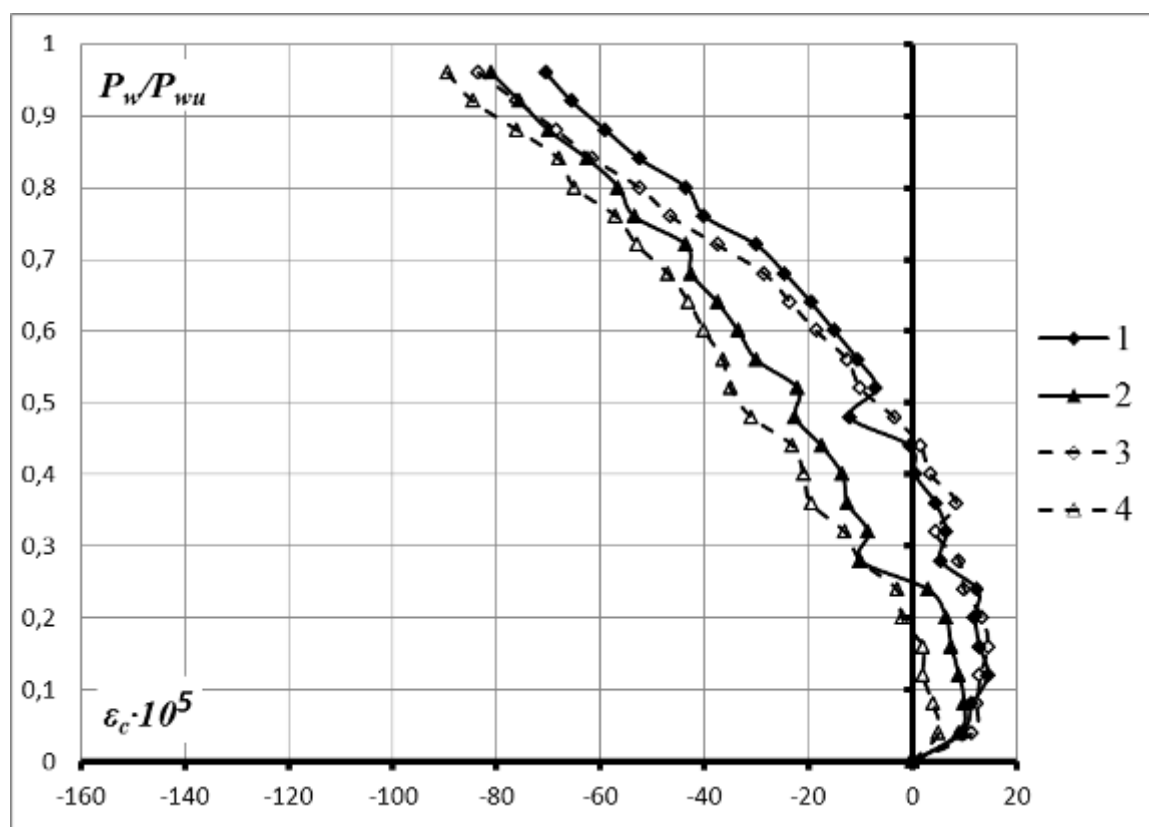


Рисунок 3.17 – Графік відносних деформацій бетону зразка КЛ1-30-5

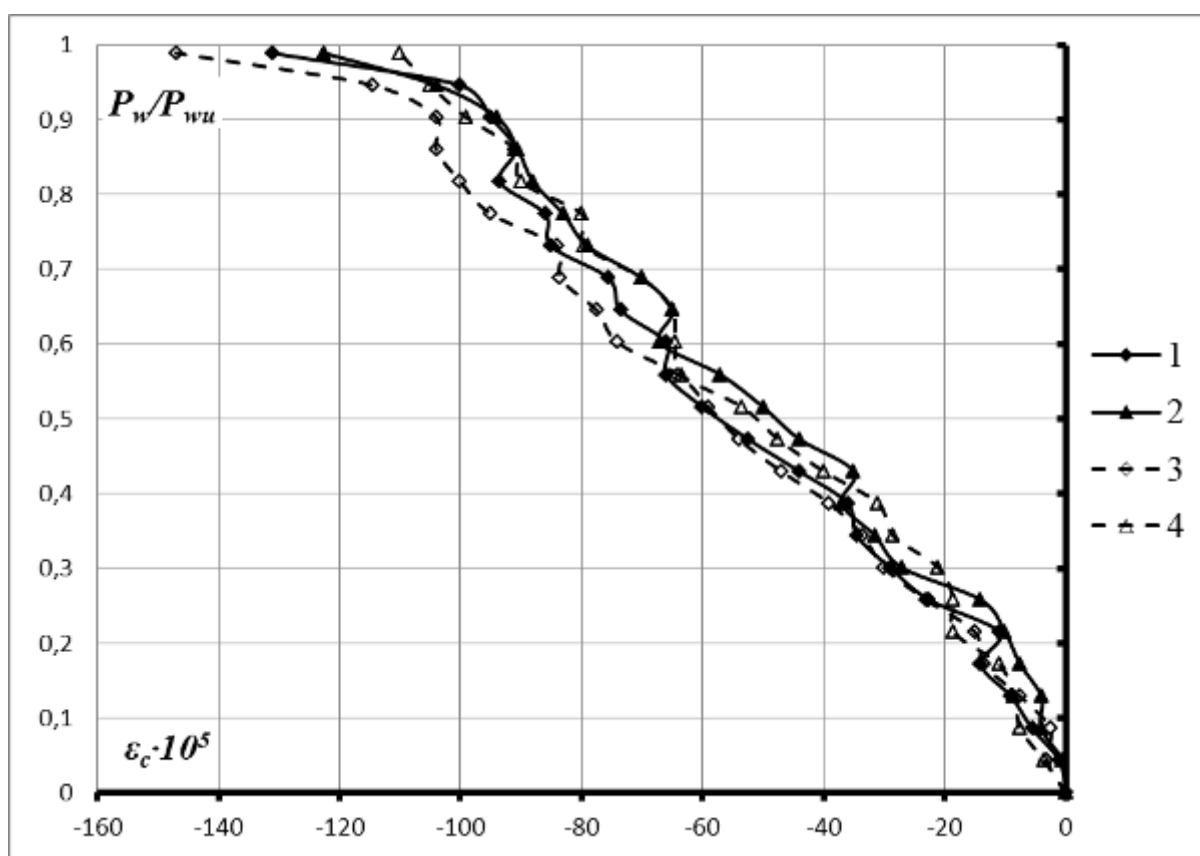


Рисунок 3.18 – Графік відносних деформацій бетону зразка КЛ1-30-20

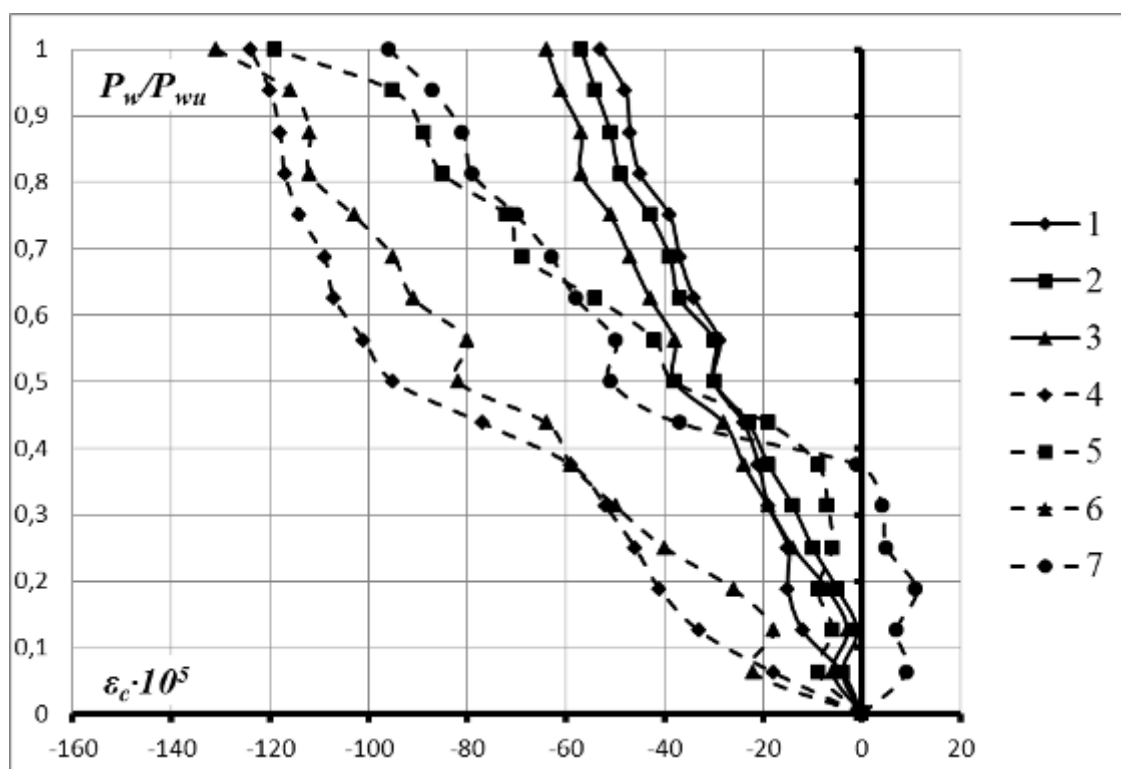


Рисунок 3.19 – Графік відносних деформацій бетону зразка КЛ2-15-10\*

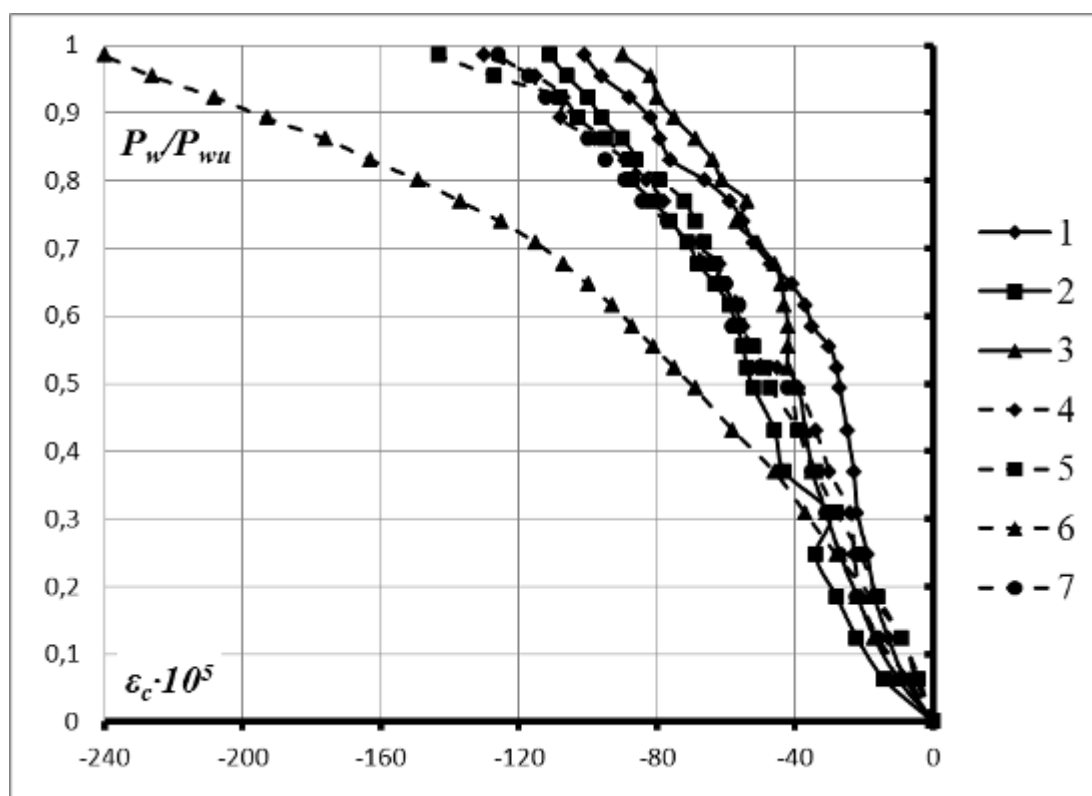


Рисунок 3.20 – Графік відносних деформацій бетону зразка КЛ2-45-20

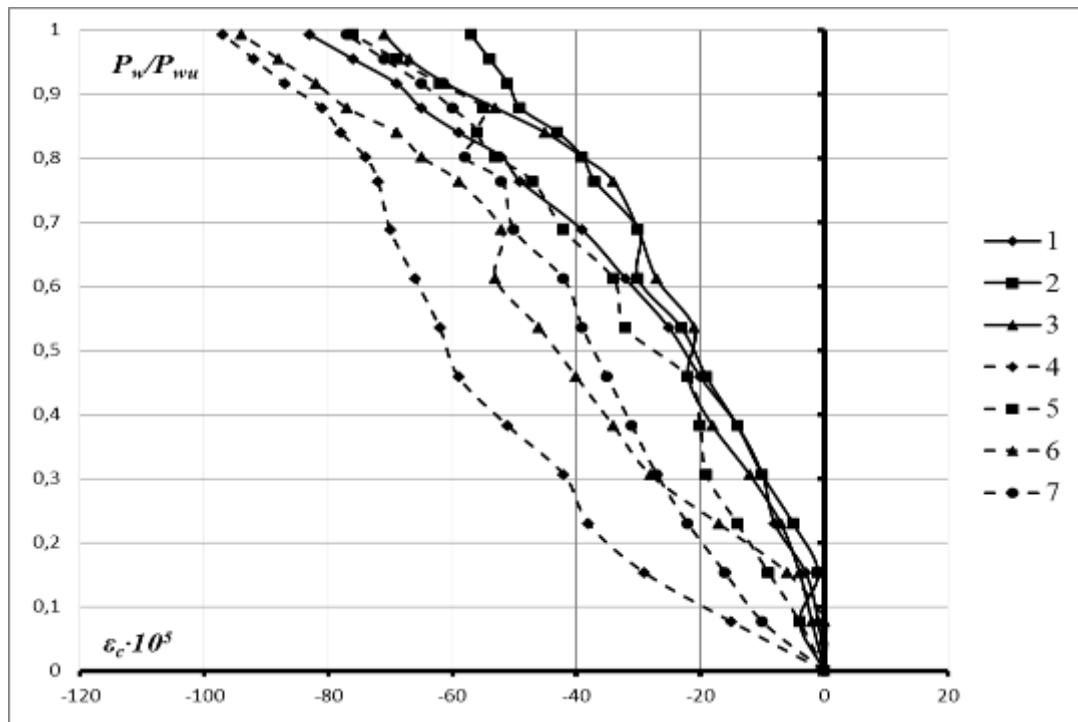


Рисунок 3.21 – Графік відносних деформацій бетону зразка КЛ2-45-30

### 3.3 Міцність зразків Гвоздєва

**Характер руйнування дослідних зразків.** Дослідні зразки руйнувалися зовні крихко за поверхнею, котра майже співпадала з площиною зрізу (рис. 3.22). Утворення мікротріщин на всіх етапах навантаження не спостерігалось.



а



б

Рисунок 3.22 – Характер руйнування дослідних зразків Гвоздєва:

а – Г-ПМ-1; б – Г-ПМ-2

Дані про міцність бетону, геометричні розміри та руйнівне навантаження дослідних зразків представлено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Результати експериментальних досліджень зразків Г воздева

| №<br>п.п. | Шифр<br>зразка | Міцносні<br>характеристики<br>бетону, МПа |                |           | $A_{sh}$ ,<br>мм <sup>2</sup> | $P_G$ , кН | $P_G/h_c b f_{cm,prizm}$ |
|-----------|----------------|-------------------------------------------|----------------|-----------|-------------------------------|------------|--------------------------|
|           |                | $f_{cm,cube}$                             | $f_{cm,prism}$ | $f_{ctm}$ |                               |            |                          |
| 1         | Г-ПМ-1         | 56                                        | 52,9           | 3,2       | 15750                         | 136,9      | 0,164                    |
| 2         | Г-ПМ-2         |                                           |                |           | 15300                         | 132,6      | 0,164                    |
| 3         | Г-ПМ-3         |                                           |                |           | 15750                         | 147,4      | 0,177                    |
| 4         | Г-ПМ-4         |                                           |                |           | 15450                         | 136,9      | 0,167                    |

**Деформації бетону дослідних зразків.** Всі зразки деформувалися за однією картиною. Так, наприклад, у зразку Г-ПМ-1 (рис. 3.22) при наближенні навантаження до граничного найбільш відносні деформації стиску зазнавав датчик №1, їх величина складала  $-118 \cdot 10^{-5}$ , а найбільш відносні деформації розтягу зазнав датчик під №6 – дана величина складала  $15 \cdot 10^{-5}$ . Вертикальні датчики №3 і №4 показували відносні деформації  $-90 \cdot 10^{-5}$  та  $-73 \cdot 10^{-5}$ . Отже, по мірі наближення до центру перерізу, деформації стиску  $\varepsilon_c$  розвиваються слабше.

Горизонтальні тензорезистори №6 та №7 показували  $\varepsilon_c = 53 \cdot 10^{-5}$ ,  $\varepsilon_c = 15 \cdot 10^{-5}$ , а №1 – деформації розтягу близькі до граничних  $\varepsilon_c = 25 \cdot 10^{-5}$  (рис. 3.22). Це свідчить про зростання розтягуючих деформацій по мірі наближення до центру перерізу.

Похили тензорезистори, що розташовувались найближче до вхідних кутів (рис. 2.7), фіксували більш значні деформації стиску.

Результати проведених експериментів підтверджують існування у зразках, які вивчалися, локалізованих областей пластичності, в яких було

зафіксовано розвиток значних пластичних деформацій не зважаючи на зовні крихкий характер руйнування.

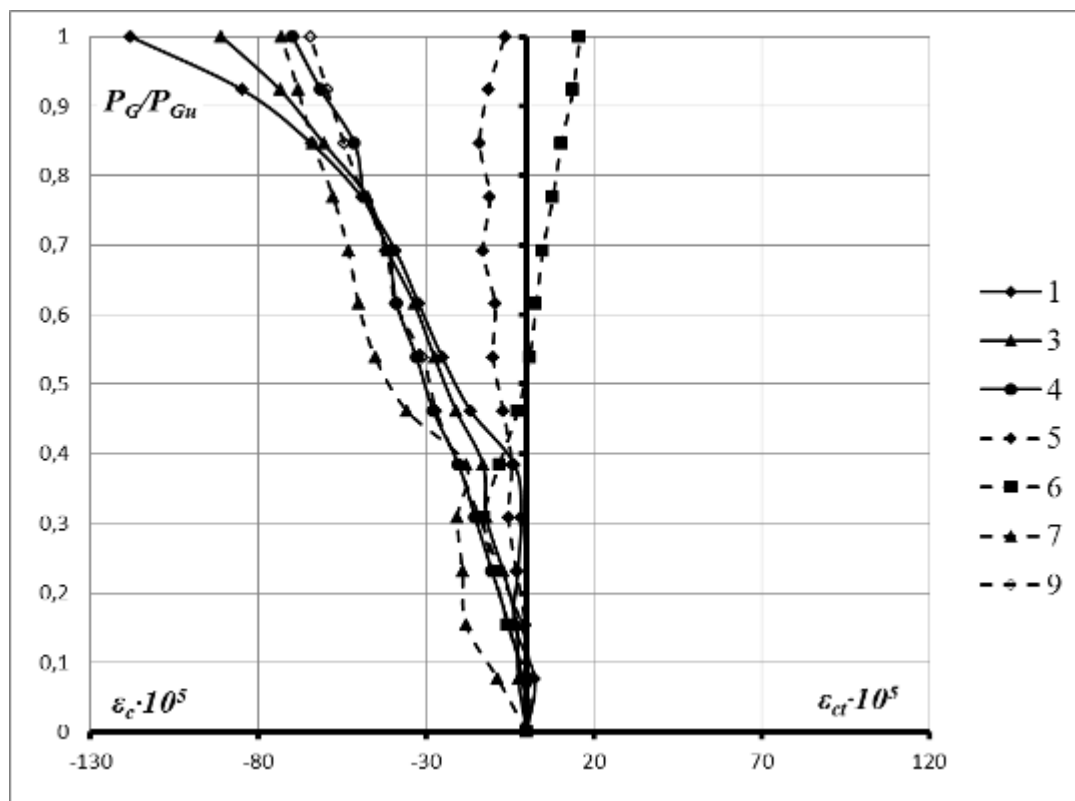


Рисунок 3.22 – Графік відносних деформацій бетону зразка Г-ПМ-1

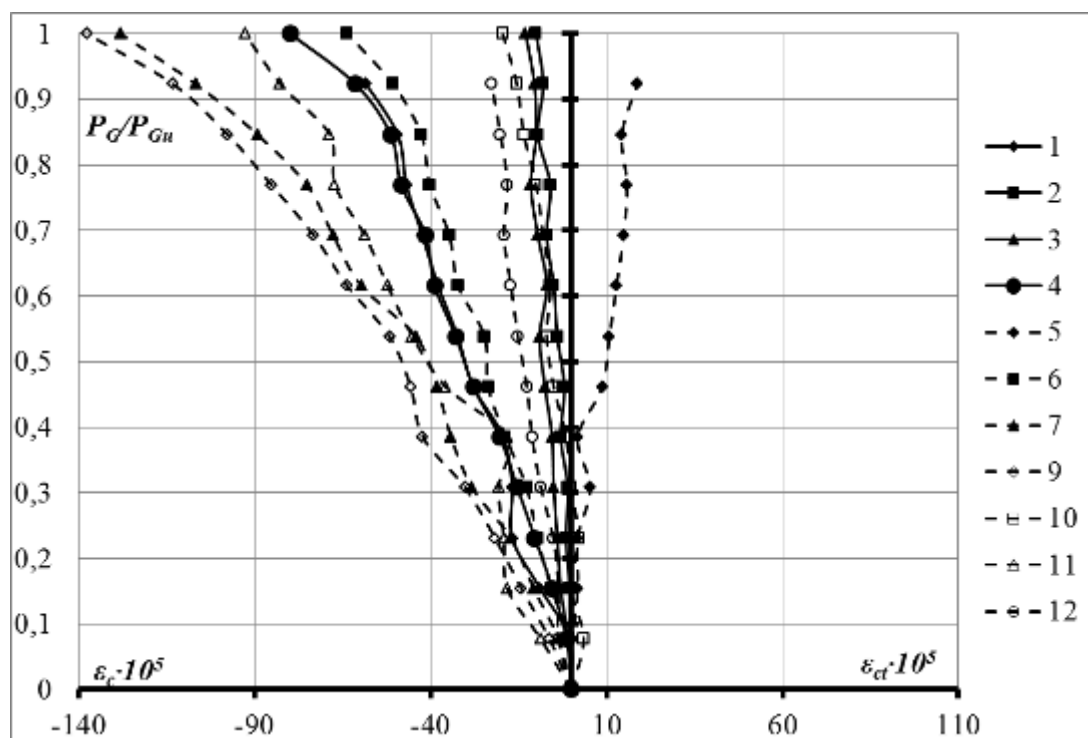


Рисунок 3.23 – Графік відносних деформацій бетону зразка Г-ПМ-2

### 3.4 Міцність залізобетонних (бетонних) шпонок

#### Характер руйнування та граничне навантаження дослідних зразків.

Всі дослідні зразки зруйнувалися за перерізом, розташованим поблизу площини зрізу (рис. 3.24 – 3.27). Руйнування супроводжувалося зміщенням бокових частин зразків відносно центральної при досягненні напружень у арматурі межі текучості. При рівні навантаження  $(0,3-0,4)V_{ku}$  в бетоні шпонок утворювалися ледь помітні тріщини під кутом  $20 - 25^\circ$  до вертикалі. Поверхня руйнування визначалася при рівні  $0,9V_{ku}$ , вона окреслювалася за кривою, близькою до вертикалі. Подальше збільшення навантаження призводило до різкого зростання швидкості взаємного зміщення частин зразка деформацій арматурних в'язей.



Рисунок 3.22 – Характер руйнування дослідного зразка  
ША-0,25-П-ПМ-0,357-1-а



Рисунок 3.23 – Характер руйнування дослідного зразка  
ША-0,25-П-ПМ-0,337-1-б



Рисунок 3.24 – Характер руйнування дослідного зразка  
ША-0,25-П-ПМ-0,386-2-а



Рисунок 3.25 – Характер руйнування дослідного зразка  
ША-0,25-П-ПМ-0,377-2-б

Дані про міцносні характеристики бетону й арматури, геометричні параметри, армування та граничне навантаження шпонок наведені в табл. 3.5.

Таблиця 3.5 – Експериментальні дані про міцність шпонок

| Шифр зразка            | $f_{cm, prism}$ , МПа | $f_{ctm}$ , МПа | $A_{sh}$ , мм <sup>2</sup> | $\rho_w$ , % | $f_{ym}$ , МПа | $V_{ku}$ , кН | $V_{ku}/h_c b f_{cm, prism}$ |
|------------------------|-----------------------|-----------------|----------------------------|--------------|----------------|---------------|------------------------------|
| ША-0,25-П-ПМ-0,357-1-а | 56,9                  | 2,65            | 2×28275                    | 0,357        | 260            | 480           | 0,149                        |
| ША-0,25-П-ПМ-0,337-1-б |                       |                 | 2×30000                    | 0,337        |                | 600           | 0,176                        |
| ША-0,25-П-ПМ-0,386-2-а |                       |                 | 2×29250                    | 0,386        | 280            | 550           | 0,165                        |
| ША-0,25-П-ПМ-0,377-2-б |                       |                 | 2×30000                    | 0,377        |                | 590           | 0,173                        |
| ШБ-0,25-П-ПМ           |                       |                 | 2×32000                    | 0,25         | -              | 250           | 0,069                        |

Міцність зразків із розташуванням арматури у два яруси за висотою перерізу шпонки виявилися дещо більшою, порівняно із шпонками, в яких арматура розташовувалася по середині площини зрізу.

**Деформації бетону дослідних зразків.** На рис. 3.26 – 3.29 наведені залежності « $V_k/V_{ku} - \varepsilon_c (\varepsilon_{ct})$ » для бетону дослідних зразків у зонах стиску та розтягу.

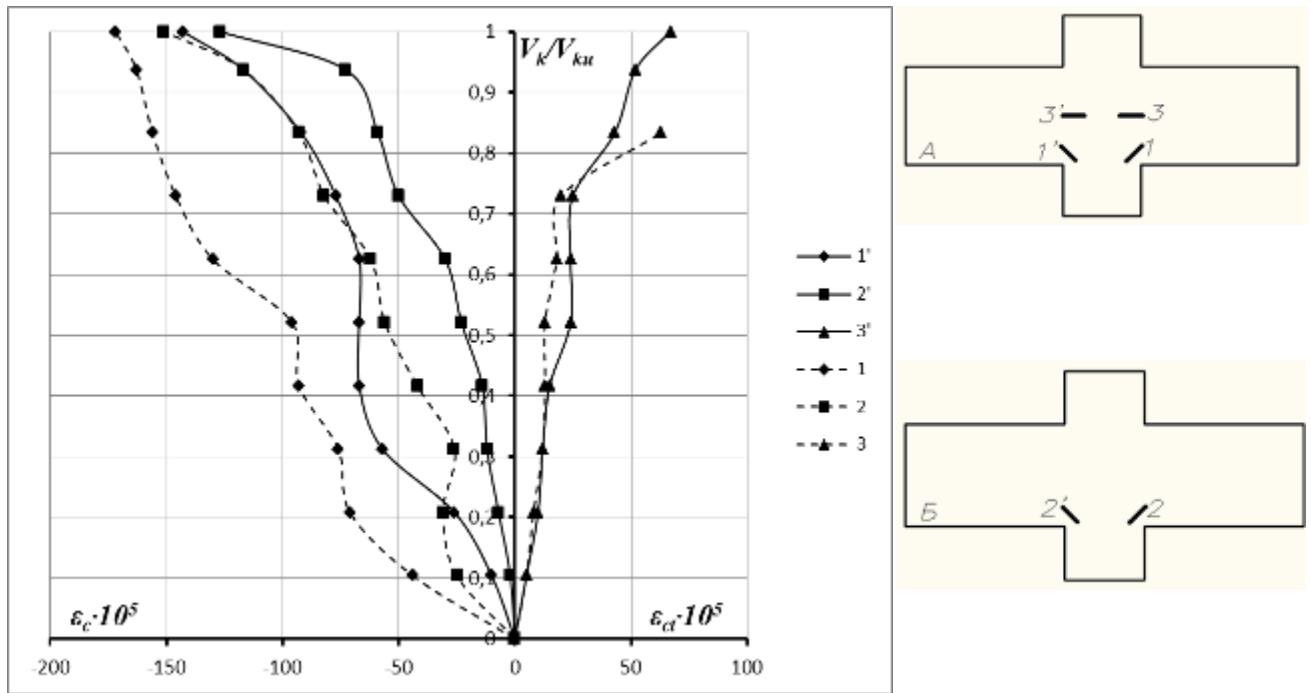


Рисунок 3.26 – Графік відносних деформацій бетону зразка ША-0,25-П-ПМ-0,357-1-а

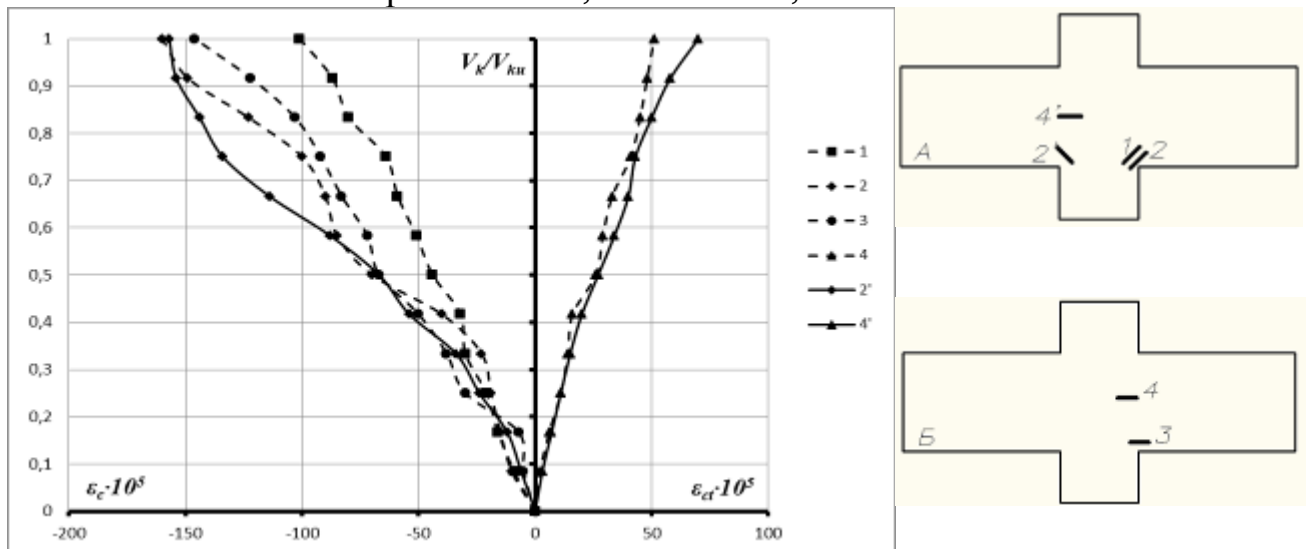


Рисунок 3.27 – Графік відносних деформацій бетону зразка ША-0,25-П-ПМ-0,337-1-б

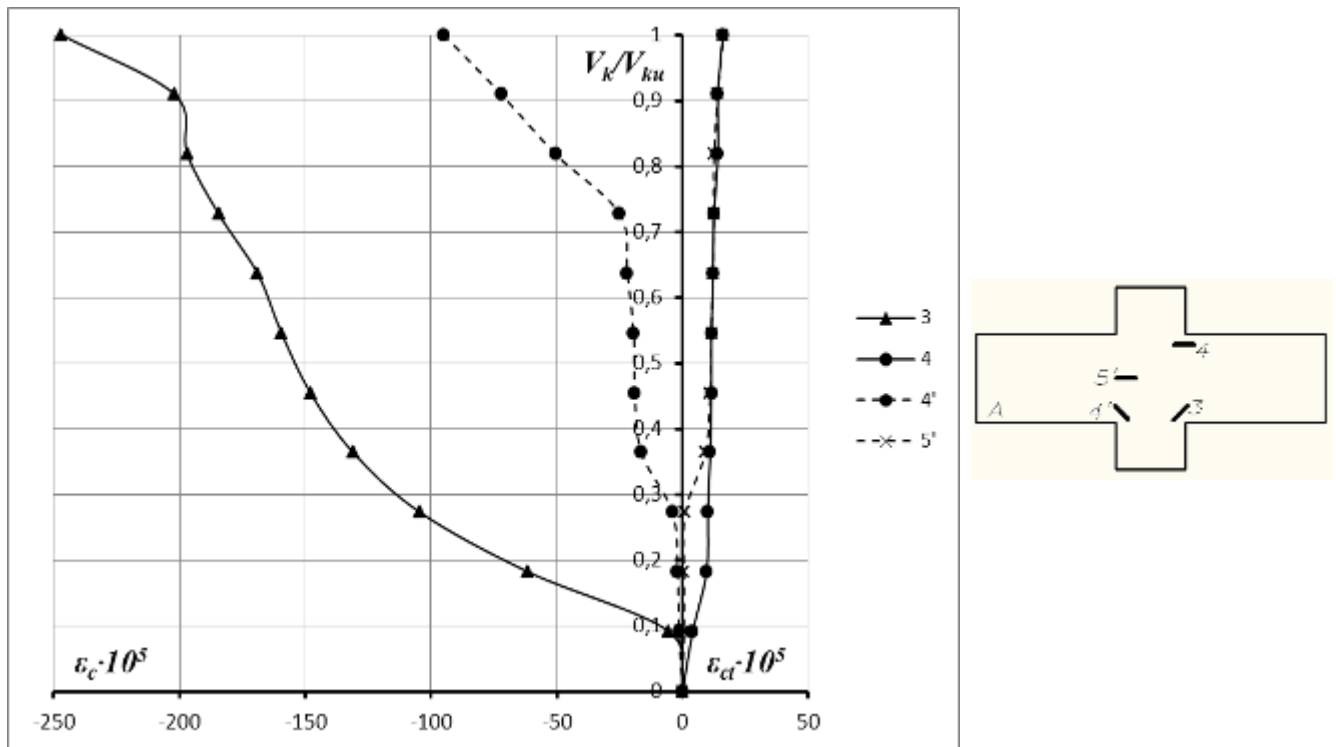


Рисунок 3.28 – Графік відносних деформацій бетону зразка ША-0,25-П-ПМ-0,386-2-а

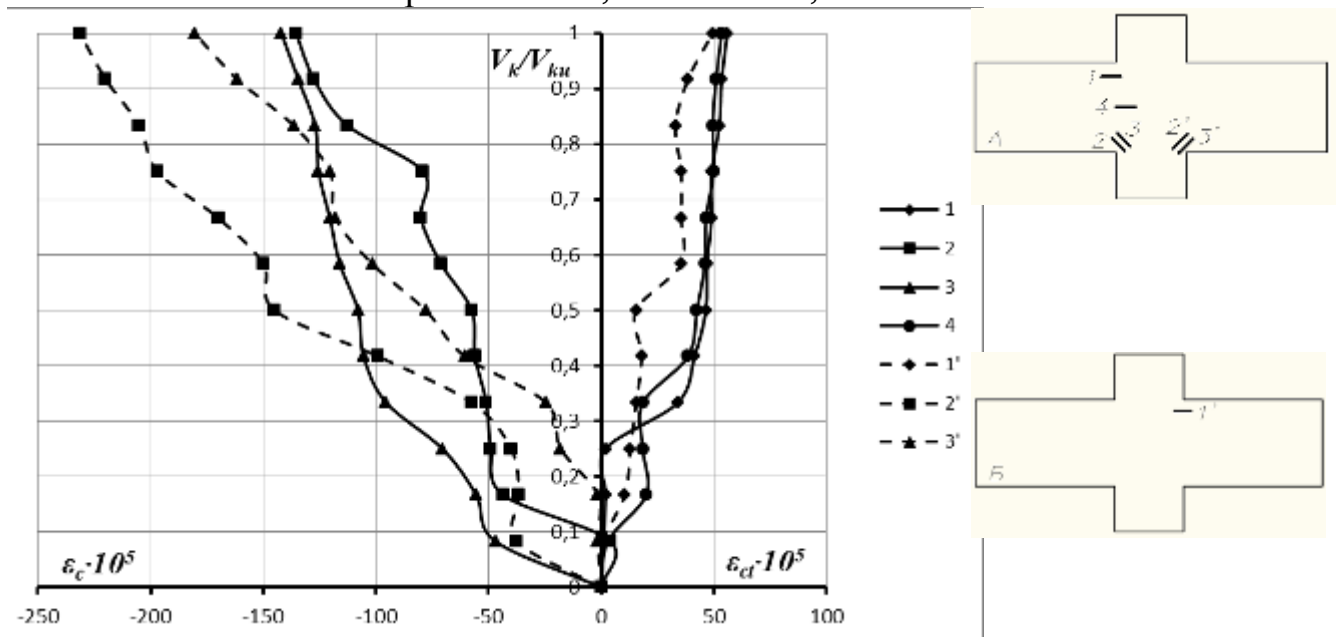


Рисунок 3.29 – Графік відносних деформацій бетону зразка ША-0,25-П-ПМ-0,377-2-б

Як видно із графіків, поверхня руйнування бетону має стиснуту та розтягнуту зони. При навантаженнях, близьких до руйнівних, деформації бетону в зонах найбільшого стиснення досягають значень  $(100 - 300) \cdot 10^{-5}$ ,

залежність « $V_k/V_{ku} - \varepsilon_s (\varepsilon_{ct})$ » викривляється, що свідчить про наявність пластичних зон.

**Деформації арматури дослідних зразків.** Напруження в усій арматурі в стадії руйнування досягають межі текучості (рис. 3.30 – 3.33).

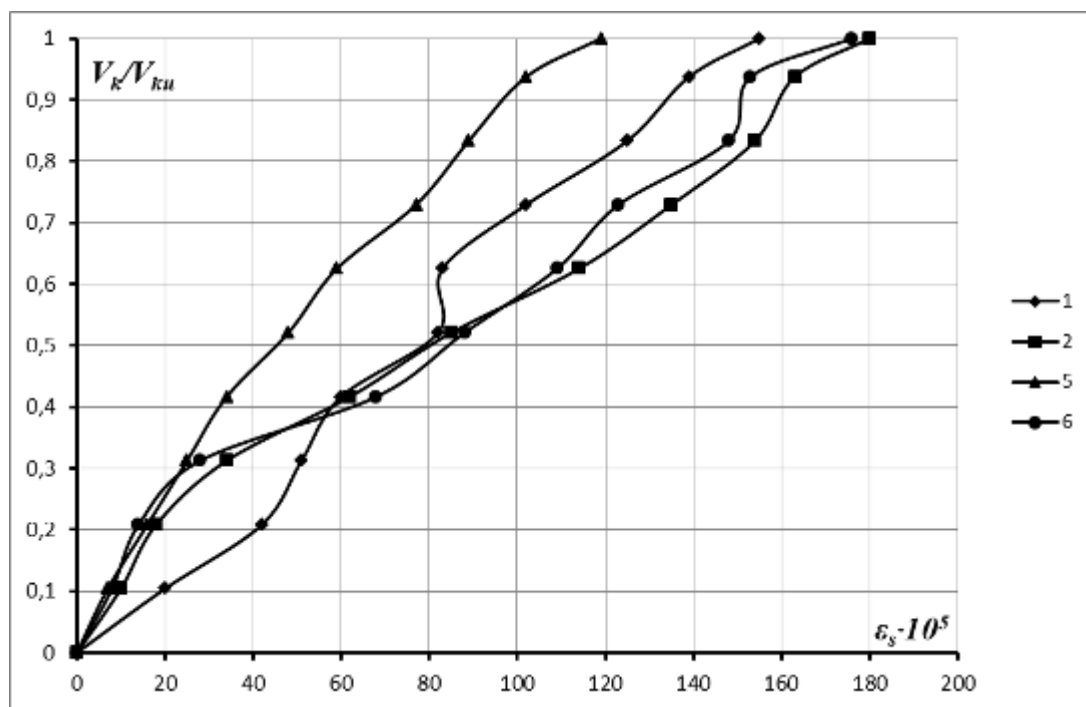


Рисунок 3.30 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразка ША-0,25-П-ПМ-0,357-1-а

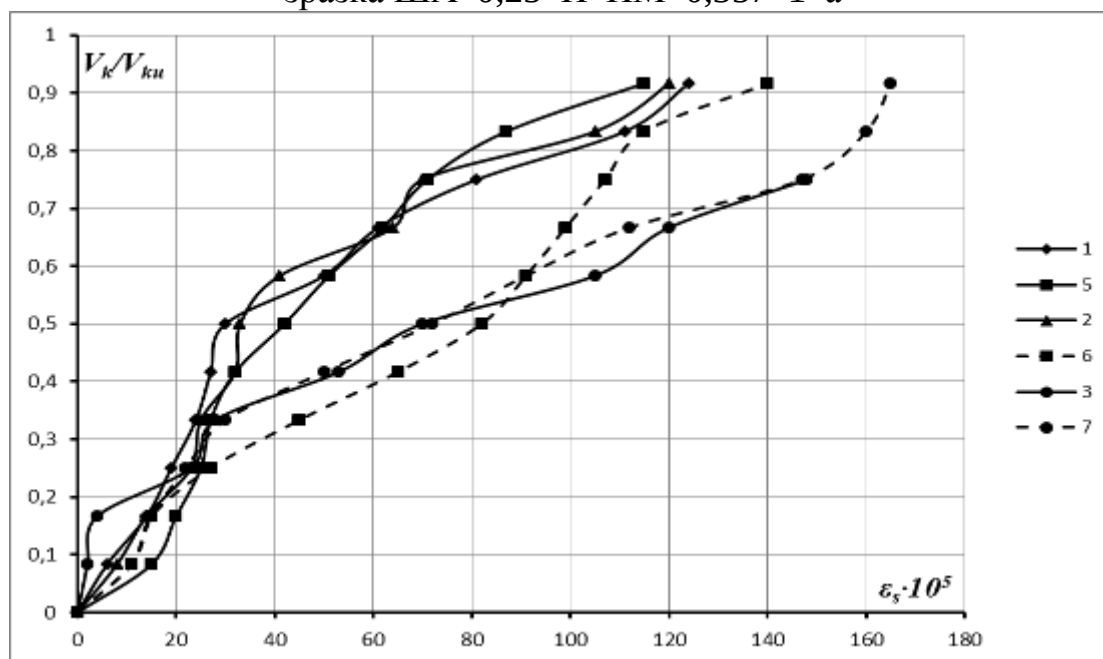


Рисунок 3.31 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразка ША-0,25-П-ПМ-0,337-1-б

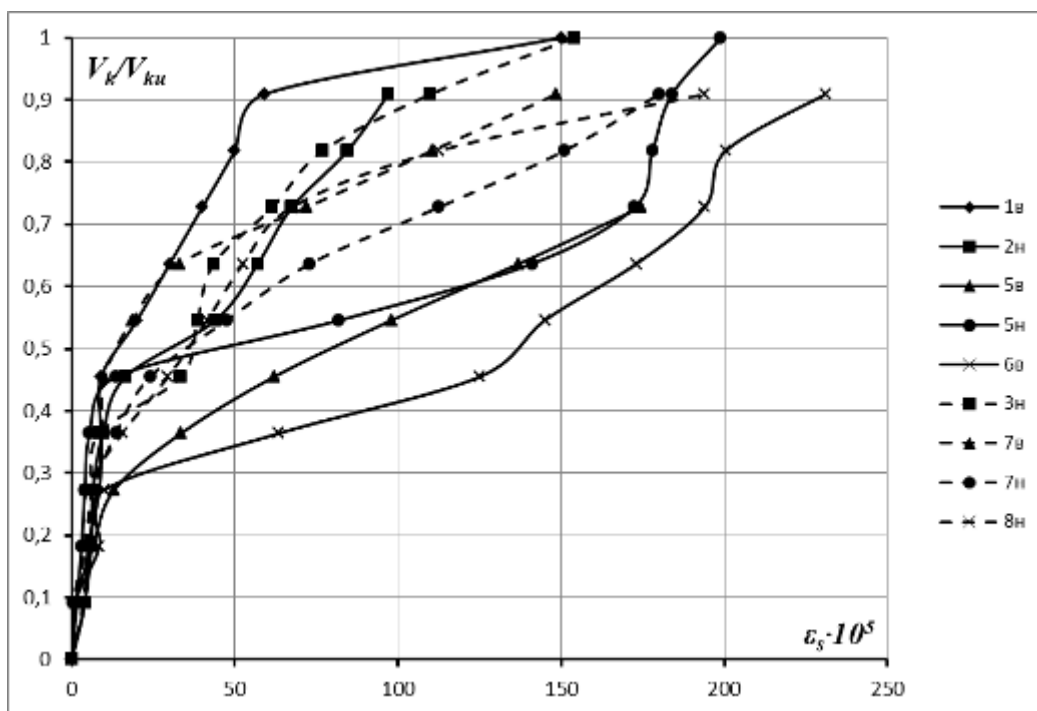


Рисунок 3.32 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразка ША-0,25-П-ПМ-0,386-2-а

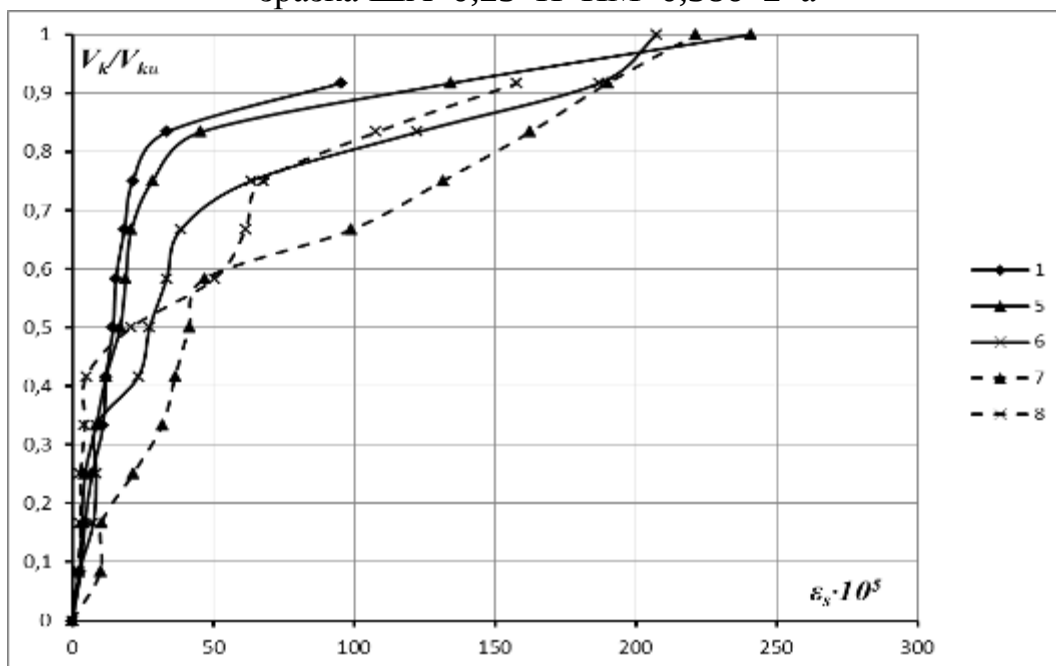


Рисунок 3.33 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s$ » для арматури зразка ША-0,25-П-ПМ-0,377-2-б

Активне включення арматурних стрижнів у роботу відбувалося при рівнях навантаження  $(0,2 - 0,3)V_{ku}$ , тобто до появи перших похилих тріщин. Деформації інтенсивно зростали після утворення тріщини, а при руйнуванні напруження в арматурних стержнях досягали межі текучості.

У зразках з чотирма арматурними стрижнями, в стрижнях розміщених у верхній частині каркасу, спостерігаються деформації більші ніж у стрижнях, які розміщені в середній або в нижній частині каркасу. У зразках, які армовані двома стрижнями поперечної арматури, деформації при руйнуванні на 20 – 40% менші, ніж у аналогічних зразках, які армовані чотирма стрижнями. Графіки відносних деформацій арматури шпонок представлені на рис. 3.30 – 3.33.

При розгляді й аналізі графіків деформацій арматури, можна стверджувати, що:

- арматура включається в роботу уже при навантаженні, що становить 30 – 40% від руйнівного;
- зафіксовано наявність незначного нагельного ефекту арматури, котра розташована в стиснутій зоні бетону шпонок при двохярусному розташуванні арматури.

### **3.5 Міцність залізобетонних балок прямокутного профілю в похилому перерізі**

**Характер руйнування дослідних зразків.** Похилі тріщини в дослідних балках першої серії БМ1 та БМ2 утворювалися при навантаженні  $(0,47 - 0,5)V_u$ . На наступних етапах навантаження ширина їх розкриття збільшувалася й утворювалися нові тріщини. Картина розвитку тріщинноутворення представлена на рис 3.34.

Руйнування балок відбувалося зовні крихко від зрізу стиснутої зони бетону над небезпечною похилою тріщиною. Напруження в поперечній арматурі досягали межі текучості.

Дані про міцнісні характеристики бетону й арматури, геометричні розміри та граничне навантаження першої серії зразків наведені в таблиці 3.6.

Балки БФ1 і БФ2, виготовлені із бетону з додаванням фібри, проявляли іншу поведінку під навантаженням. Тріщини в них утворювалися на більш пізніх стадіях навантаження  $0,8V_u$ , їх було менше (рис. 3.35).

Таблиця 3.6 – Результати експериментальних досліджень балок у похилому перерізі

| №<br>п<br>/<br>п | Шифр<br>балки | $b \times h$ ,<br>$мм^2$ | $a/d$ | $f_{cm,prizm}$ , МПа | $f_{ctm}$ , МПа | $\rho$ (%) | $f_{ym}$ , МПа | $\rho_{sw}$ (%) | $f_{ywm}$ , МПа | $V_{crc}$ , кН | $V_u$ , кН |
|------------------|---------------|--------------------------|-------|----------------------|-----------------|------------|----------------|-----------------|-----------------|----------------|------------|
| 1                | 2             | 3                        | 4     | 5                    | 6               | 7          | 8              | 9               | 10              | 11             | 12         |
| 1                | БМ1           | 181×120                  | 2,3   | 40                   | 2,4             | 4,9        | 303,5          | 0,24            | 344             | 45             | 95         |
| 2                | БМ2           | 180×123                  |       |                      |                 |            |                |                 |                 | 37,5           | 80         |
| 3                | БФ1           | 182×120                  |       | 35                   | 3               |            |                |                 |                 | 70             | 87,5       |
| 4                | БФ2           | 183×121                  |       |                      |                 |            |                |                 |                 | 62,5           | 72,5       |

Балки із фібробетону зазнають суттєвих деформацій, однак навіть при руйнуванні окремі блоки не відокремлюються один від одного.



$0,87V_u$



$V_u$



Рисунок 3.34 – Характер тріщиноутворення в процесі випробування балки БМ1



Навантаження 0 кН



$0,8V_u$



$0,86V_u$



$0,91V_u$



Рис. 3.35 – Послідовність розвитку похилих тріщин у балці БФ1

У всіх балках другої серії при рівні навантаження  $V/V_u \approx 0,4$  першими утворювалися нормальні тріщини в середній третині прольоту балок.



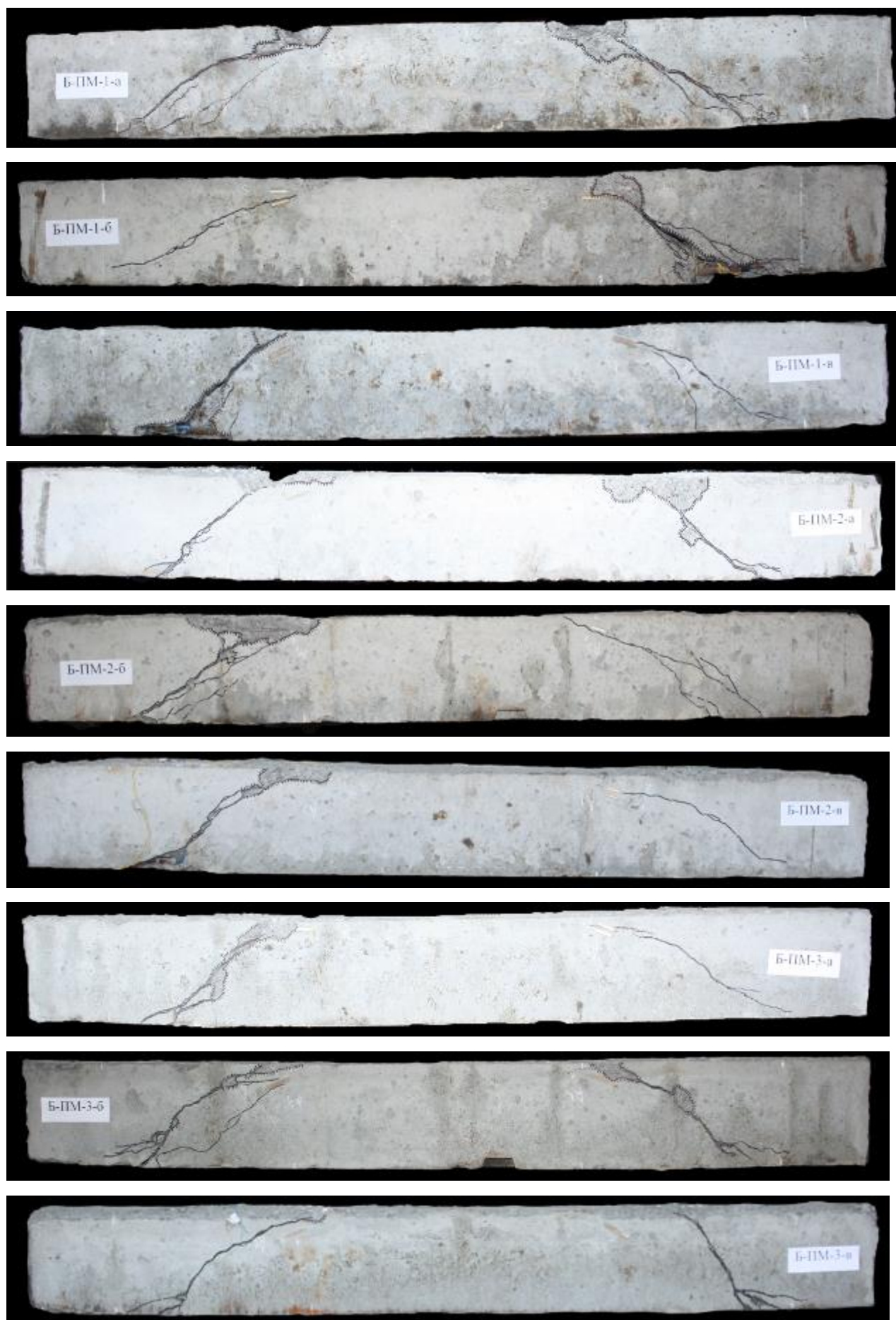


Рисунок 3.36 – Характер руйнування дослідних балок



Рисунок 3.37 – Характер руйнування балки Б-ПМ-2-б

**Деформації бетону дослідних зразків.** Найменші деформації бетону балок другої серії складали  $\varepsilon_c \approx (40 - 60) \cdot 10^{-5}$ . Найбільші –  $\varepsilon_c \approx (150 - 160) \cdot 10^{-5}$  (рис. 3.38).

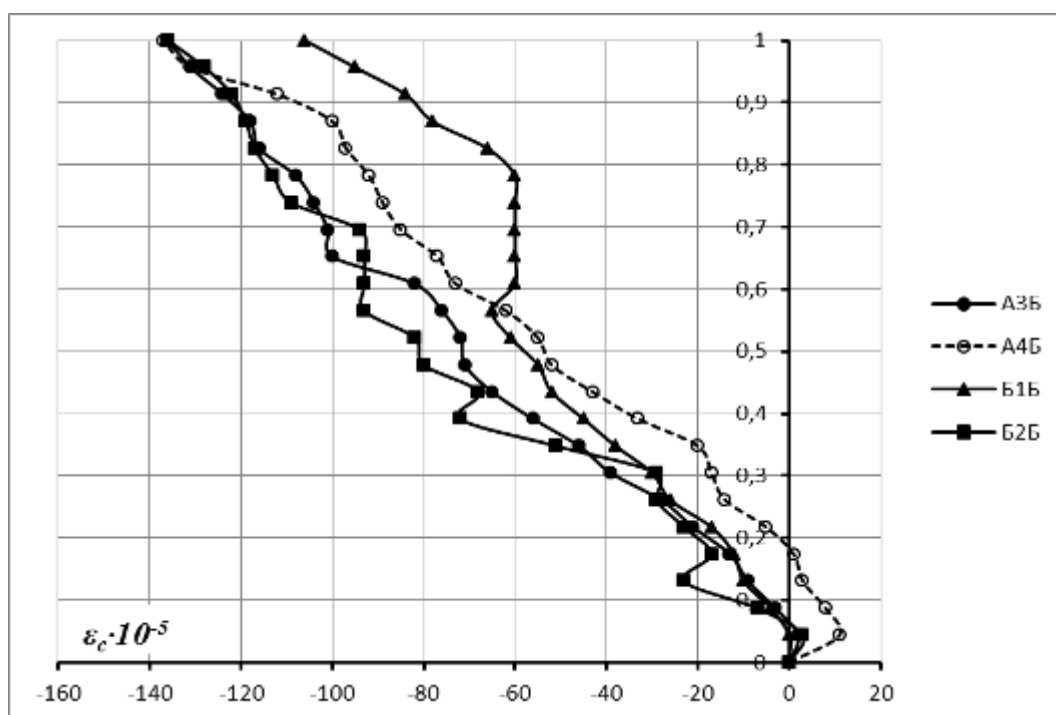


Рисунок 3.38 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_c$ » для бетону балки Б-ПМ-2-б

**Деформації арматури дослідних зразків.** Напруження в поперечній арматурі досягало межі текучості (рис. 3.39). Повздовжня арматура зазнавала суттєвого вигину, що свідчить про наявність нагельного ефекту в ній.

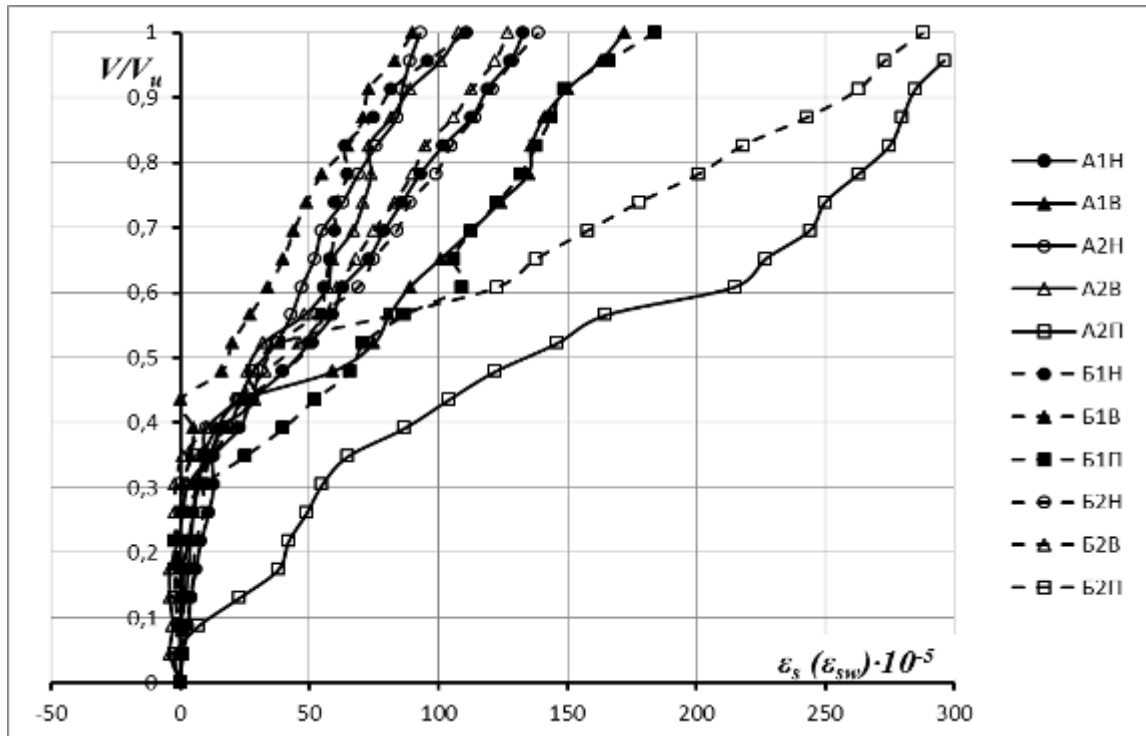


Рисунок 3.39 – Графіки залежності « $V/V_u - \varepsilon_s (\varepsilon_{sw})$ » для арматури балки Б-ПМ-2-б

### 3.6 Висновки за розділом

1. Дослідні зразки (зрізані клини, зразки Гвоздєва, прямокутні шпонки) руйнувалися шляхом зрізу раптово лавиноподібно.

2. Незважаючи на зовні крихкий характер руйнування, зафіксовано досить великі деформації стиску у місцях проходження руйнівної поверхні, що дає можливість стверджувати про наявність пластичних зон і використовувати теорію пластичності для розрахунків міцності елементів при зрізі.

3. Аналіз розподілу деформацій бетону поблизу вершини клинів вказує на те, що зі зміною напрямку поперечної сили  $V_c$ , кутів клина  $\alpha$  і навантаження  $\beta$  характер деформування і міцність зразків суттєво змінюється.

4. Експериментально підтверджено, що міцність прямокутних шпонок суттєво залежить від характеристик міцності бетону  $f_c$  і  $f_{ct}$  й особливостей розташування арматури за висотою перерізу.

5. Величина руйнівного навантаження шпонок з різним розташуванням арматури за висотою перерізу суттєво не відрізняється, але пластичні властивості бетону при дворівневому розташуванні арматури проявляються у значно повній мірі.

6. На момент руйнування вся арматура дослідних зразків досягає межі текучості.

7. Характер руйнування досліджуваних балок принципово не відрізняється від руйнування згинальних елементів із бетонів середньої міцності шляхом зрізу стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною.

8. Характер руйнування дослідних зразків надав додаткову інформацію щодо кінематично можливих схем руйнування для застосування в теоретичних розрахунках.

9. В балках із фібробетону спостерігається суттєве збільшення деформативності, однак навіть при руйнуванні окремі блоки не відокремлюються один від одного.

## РОЗДІЛ 4

### ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ПРИ ЗРІЗІ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

#### 4.1 Розрахунок міцності бетонної стиснутої призми варіаційним методом у теорії пластичності бетону

Розглянемо послідовність розв'язання міцності бетонної призми при центральному стисненні варіаційним методом теорії пластичності бетону. Приймається кінематично можлива схема руйнування елемента (рис. 4.1), в якій поверхня руйнування (розриву швидкостей)  $S_l$  розділяє елемент на дві абсолютно жорсткі частини, котрі здійснюють взаємний рух з деякими швидкостями в стадії руйнування. При цьому задаються параметри, що визначають поверхню руйнування та швидкості руху частин окремих елементів. Згідно з експериментальними даними призми руйнуються за похилою до вертикалі площадкою під кутом  $30 - 40^\circ$  шляхом зрізу. Площадка АВ (рис. 4.1) визначається кутом нахилу  $\beta$  і ділить призму на два жорсткі диски І і ІІ. При цьому верхня частина призми рухається відносно нижньої нерухомої зі швидкістю  $V$  ( $V_1, V_2$ ). На поверхні АВ рівномірно розподілені граничні нормальні  $\sigma_u$  і дотичні  $\tau_u$  напруження (4.1), що визначаються з умови міцності Баландіна – Генієва.

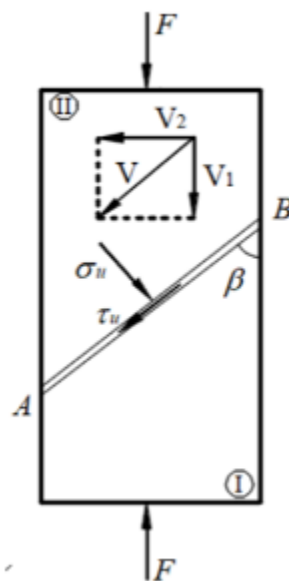


Рисунок 4.1 – Кінематично можлива схема руйнування бетонної призми

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left( 0,5 \pm \frac{B(k - tg \beta)}{\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}} \right), \quad \frac{\tau_u}{m} = \pm \frac{B(ktg \beta + 1)}{2\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}}. \quad (4.1)$$

Визначаються нормальні  $\Delta V_n$  та дотичні  $\Delta V_t$  складові розривів швидкості (стрибки) на поверхні  $S_l$ , чия площа дорівнює  $a^2/\sin \beta$ , де  $a$  – розмір основи призми.

Складові стрибків швидкості визначаються геометричними параметрами (у нашому випадку кутом  $\beta$ ) і швидкостями  $V_1$  і  $V_2$

$$\Delta V_t = V_2 \sin \beta + V_1 \cos \beta, \quad \Delta V_n = V_2 \cos \beta - V_1 \sin \beta. \quad (4.2)$$

Записується функціонал принципу віртуальних швидкостей для плоского напруженого стану, який для реального напружено-деформованого стані досягає мінімуму має вигляд

$$I = m \left[ 2B \left( 1 + \frac{1}{4} \left( \frac{V_2 \cos \beta + V_1 \sin \beta}{V_2 \cos \beta - V_1 \sin \beta} \right)^2 \right)^{0,5} - 1 \right] (V_2 \cos \beta - V_1 \sin \beta) \frac{a^2}{tg \beta} - F_u V_1. \quad (4.3)$$

Прирівнюючи функціонал (4.3) до нуля, знаходять вираз для граничного навантаження  $F_u$  через кут  $\beta$  та відношення швидкостей  $k_j = V_j / V_F$ , де  $V_F$  – швидкість точки прикладання навантаження (у нашому випадку  $k = V_2 / V_1$ )

$$F_u = m \left[ 2B \sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)} - (k - tg \beta) \right] a^2 / tg \beta B, \quad (4.4)$$

де  $m = f_c - f_{ct}$ ,  $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$ ,  $\chi = f_{ct} / f_c$ .

Невідомими цієї задачі є максимальне навантаження  $F_u$ , кут нахилу площадки АВ до вертикалі  $\beta$  і відношення швидкостей  $k$ . З умови мінімуму граничного навантаження (4.4) визначаються невідомі величини  $\beta$  і  $k$ , потім обчислюється  $F_u$ .

Достовірність отриманого рішення підтверджується рівністю  $F_u / a^2 = f_{c,prizm}$ .

При розв'язку задач міцності, кінематично можливі схеми відображають специфіку руйнування елементів. Поверхня руйнування складається з різної

кількості ділянок. Наприклад, зрізані бетонні клини, що моделюють стиснуту зону бетону над небезпечною похилою тріщиною, руйнуються по одній площині (рис. 4.2), шпонки – по двом (рис. 4.4), а зразки Гвоздева – по трьом (рис. 4.5).

#### 4.2 Міцність зрізаного бетонного клина

У цьому розділі представлені результати розв'язання задачі міцності зрізаного бетонного клина – моделі стиснутої зони над НТП. Розглянуто два із трьох можливих випадків руйнування, що зустрічалися в дослідях [48]. Перший випадок реалізується біля граней прямого кута клина, при цьому при розв'язанні його задачі міцності використовується кінематично можлива схема рис. 4.2, а.

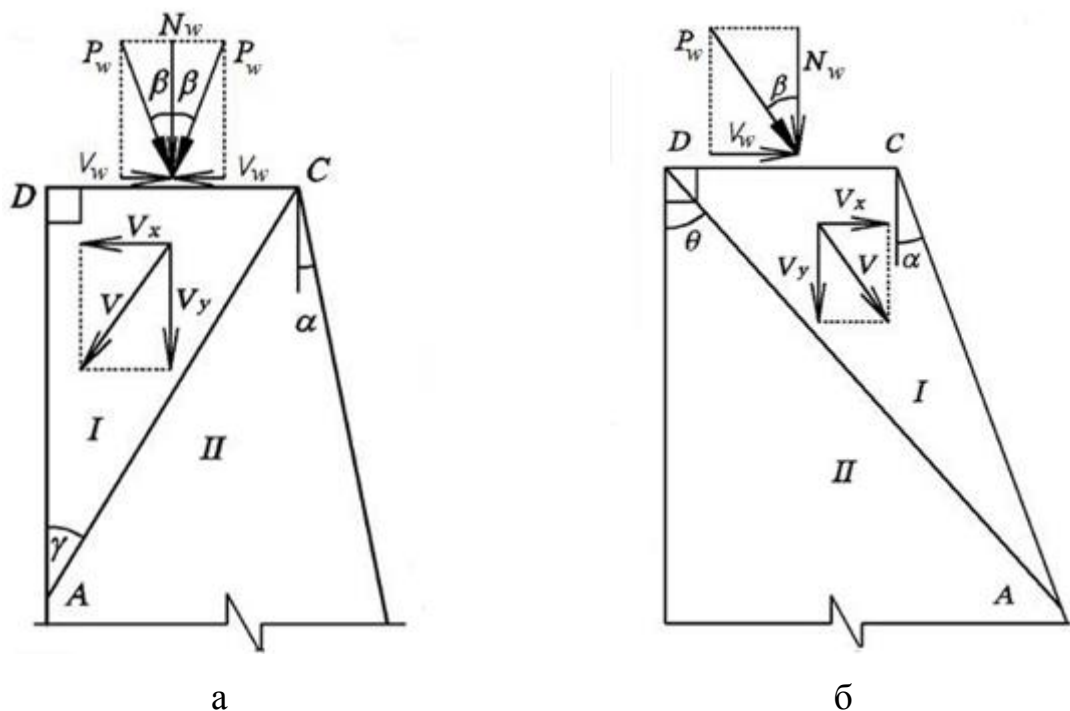


Рисунок 4.2 – Кінематично можлива схема зрізаного бетонного клина при руйнуванні: а – біля граней прямого кута; б – біля граней тупого кута

Граничне навантаження  $P_w$  (рівнодійна  $V_w$  і  $N_w$ ) у функції від невідомих параметрів (кута нахилу  $\gamma$  площини руйнування AC до вертикалі та співвідношення швидкостей  $k=V_x/V_y$ ), при введенні позначення  $k_o = V_w / N_w$ , набуває вигляду:

$$P_w = m \left[ 2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \gamma)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \gamma + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \gamma) \right] \times \\ \times \frac{h_w b_w}{\operatorname{tg} \gamma \cos \beta (1 \pm k_o k)}, \quad (4.5)$$

де  $h_w$  – висота стиснутої зони,  $b_w$  – товщина клина.

Отже, маємо три невідомі: граничне навантаження  $P_w$ , кут  $\gamma$  і відношення  $k$ .

Для цього випадку руйнування граничне навантаження не залежить від кута клина  $\alpha$  (рис. 4.2).

Клини руйнуються за іншою схемою [25] у випадку, коли поперечна сила  $V_w$  направлена в сторону «від прямого кута» та має досить велике числове значення (рис. 4.2, б).

Вираз граничного навантаження  $P_w$  у функції від невідомих параметрів (кута нахилу  $\theta$  площадки DA до вертикалі та відношення швидкостей  $k$ ) має вигляд:

$$P_w = m \left[ 2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \theta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \theta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \theta) \right] \times \\ \times \frac{h_w b_w}{\cos \beta (\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha) (1 + k_o k)}. \quad (4.6)$$

Маємо три невідомі, як і у першому випадку. Тут значення граничного навантаження залежить від обох кутів  $\alpha$  і  $\beta$  (із збільшенням  $\alpha$   $P_w$  зростає, а при зростанні  $\beta$  – зменшується).

На основі розрахунків отримані теоретичні залежності відносної міцності клинів від кута прикладання навантаження  $\beta$  та кута клина  $\alpha$  для  $\chi = f_{ctd}/f_{cd} = 0,06$  (рис. 4.3). Кожна крива відповідає зразкам із однаковим кутом клина. З рис. 4.2 видно, що коли навантаження прикладається під кутом  $\beta$  вправо від нормалі (на шкалі  $\beta$  – значення від  $-40^\circ$  до  $0^\circ$ ), міцність зразків не залежить від кута  $\alpha$ . В цьому випадку при зростанні кута  $\beta$  руйнівне навантаження зменшується. Для додатніх значень  $\beta$  ( $P_w$  прикладається під кутом  $\beta$  зліва від нормалі) при малих кутах клина криві співпадають, тобто міцність клинів також не залежить від кута  $\alpha$ , як і в попередньому випадку. Така закономірність

відповідає першому випадку руйнування (рис. 4.2, а).

Для бетонних клинів із кутом  $\alpha = 15^\circ$  для  $\chi = 0,06$  другий випадок руйнування реалізується при  $\beta > 7^\circ$ , а для зразків з  $\alpha = 30$  та  $45^\circ$  – при  $\beta > 12^\circ$  і  $\beta > 16^\circ$  відповідно. При одному й тому ж  $\alpha$  і зростанні  $\beta$  міцність моделей зменшується (рис. 4.3).

При великих кутах  $\beta$  криві розходяться, при цьому із зростанням кута  $\alpha$  міцність збільшується. Отримані залежності відповідають другому типу руйнування (на графіку – спадні криві).

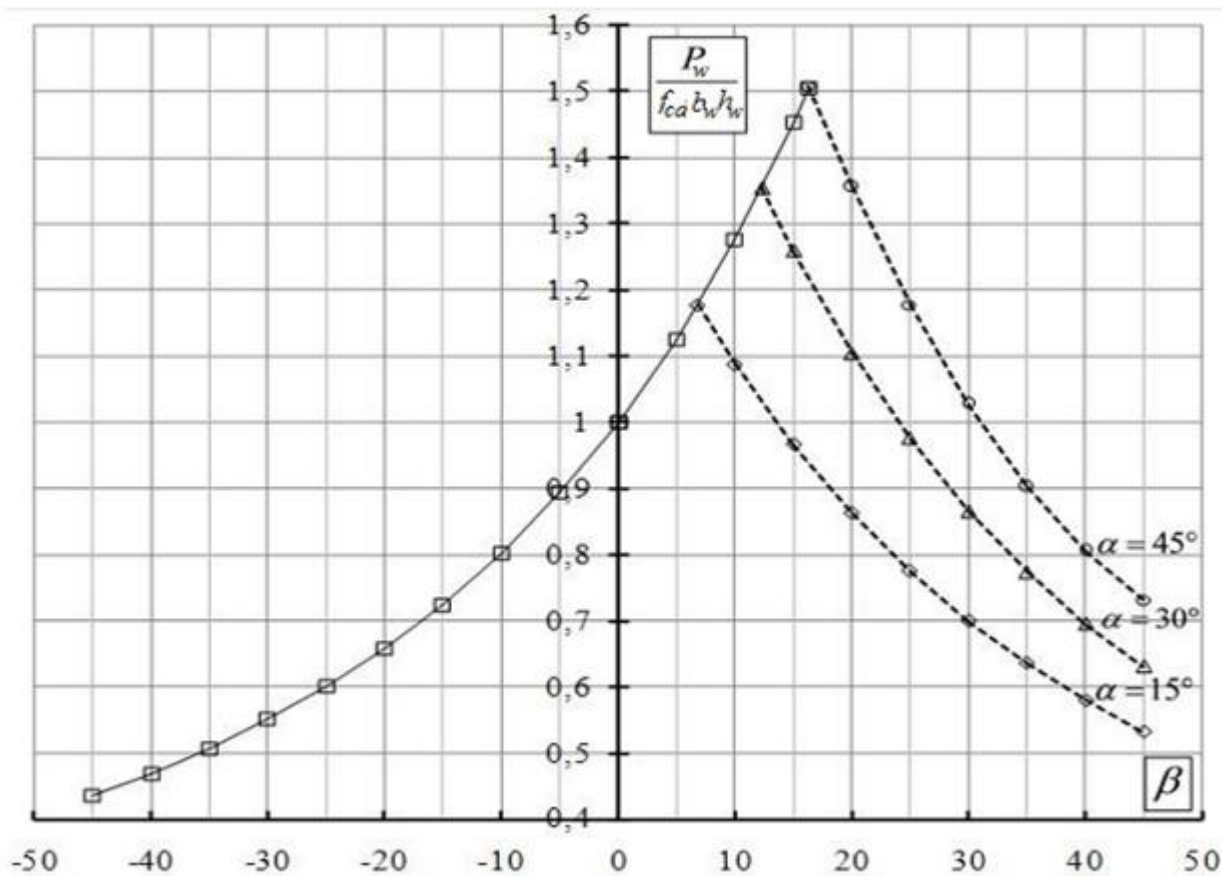


Рисунок 4.3 – Теоретична залежність відносної міцності клинів  $P_w/f_{cd}b_w h_w$  від кута навантаження  $\beta$  (при  $\chi = 0,06$ ): для випадку руйнування I –  $\square$ ; для випадку II (--- $\diamond$ --- при  $\alpha = 15^\circ$ , --- $\triangle$ --- при  $\alpha = 30^\circ$ , --- $\circ$ --- при  $\alpha = 45^\circ$ )

#### 4.3 Міцність зразків Гвоздєва

Згідно експериментальних даних, отриманих авторами, та досліджень попередників, для розрахунку прийнята кінематично можлива схема



За умови досягнення напруженнями в арматурі межі текучості та одноярусному її розташуванні граничне навантаження в функції від невідомих параметрів для залізобетонних шпонок при зрізі визначається за формулою:

$$q_u = \left( m \left[ 2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + f_{ctd} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \right. \\ \left. \times \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{f_{yd} A_s k}{b_k h_k} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (4.9)$$

де  $\gamma = l_k / h_k$ .

Невідомими є: навантаження  $q_u$ , кути нахилу стиснутої та розтягнутої ділянок площадки руйнування  $\beta$  і  $\alpha$ , співвідношення швидкостей  $k$  руху частини I на кінематичній схемі руйнування шпонки (рис. 4.5).

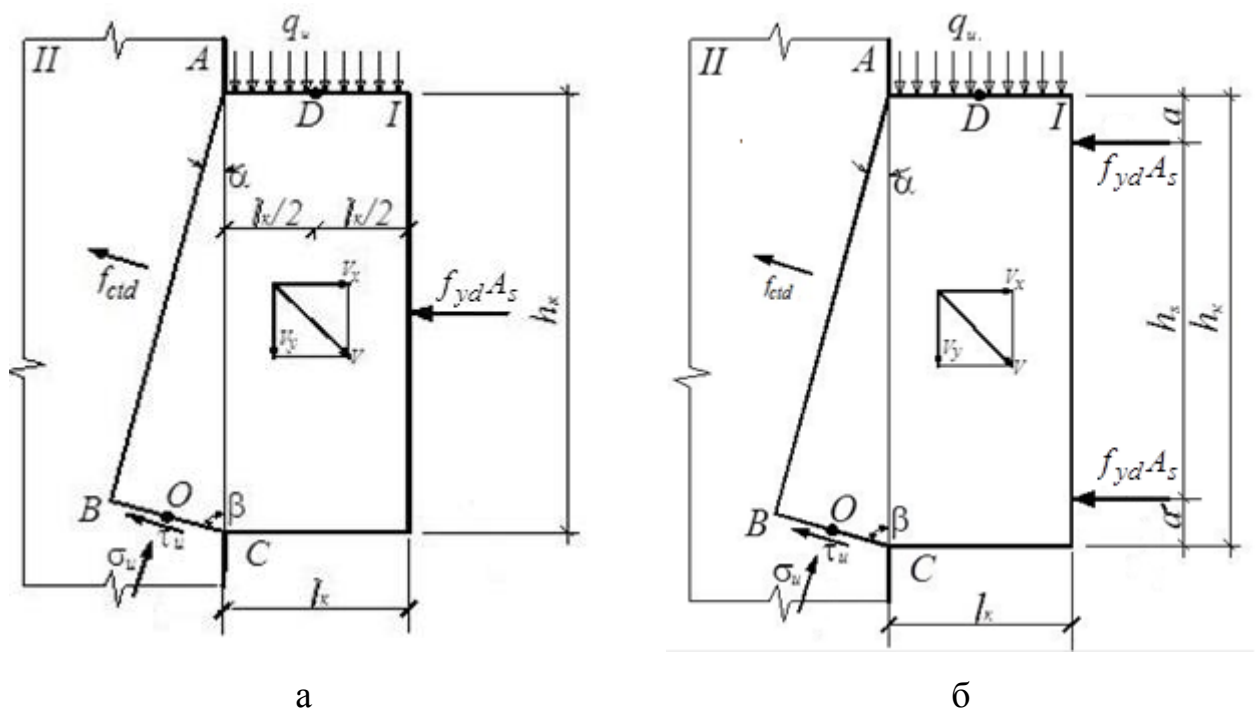


Рисунок 4.5 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних залізобетонних шпонок при зрізі: а – при розташуванні арматури в один ярус посередині висоти шпонки; б – із розташуванням арматури у два яруси

У якості додаткових рівнянь при пошуках  $q_u \rightarrow \min$  застосовують рівняння рівноваги у вигляді трьох рівнянь моментів відносно осей, які проходять через точки: D – прикладання рівнодійної зовнішнього навантаження, O – середину

довжини стиснутої ділянки і В – межу між стиснутою та розтягнутою ділянками руйнування):

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_{cd}} \left( \frac{\gamma}{2} + \frac{tg \alpha tg \beta}{(tg \alpha + tg \beta)} \right) - \frac{m}{2 f_{cd}} \left( 1 \pm \frac{2B(k - tg \beta)}{\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}} \right) \times$$

$$\times \frac{1 + tg^2 \beta}{(tg \alpha + tg \beta)^2} tg^2 \alpha - \frac{\chi}{2} \frac{1 + tg^2 \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)^2} tg^2 \beta - \gamma_1 \rho_w \left( 0,5 - \frac{tg \alpha}{tg \alpha + tg \beta} \right) = 0 \quad (4.10)$$

$$\text{де } \frac{f_{sh}}{f_{cd}} = \frac{q_u}{f_{cd} b_k h_k}, \quad \gamma_1 = f_{yd} / f_{cd}, \quad \rho_w = \frac{A_s}{b_k h_k}.$$

$$\sum M_O = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_{cd}} \left( \frac{\gamma}{2} + \frac{tg \alpha tg \beta}{2(tg \alpha + tg \beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} - \frac{\gamma_1 \rho_w}{2} \left( 1 - \frac{tg \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)} \right) = 0, \quad (4.11)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$- \frac{tg \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)} \left( - \frac{\tau_u}{f_{cd}} \left( tg \beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_u}{f_{cd}} \left( 1 - \frac{\gamma}{2} tg \beta - \frac{tg \alpha (1 + tg^2 \beta)}{2(tg \alpha + tg \beta)} \right) \right) +$$

$$+ \chi \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} \left( \frac{tg \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2 tg \alpha + tg \beta} + \frac{\gamma}{2} tg \alpha \right) + \frac{1}{2} \gamma_1 \rho_w = 0 \quad (4.12)$$

У разі двоюрисного розташування арматури формули 4.10 – 4.12 приймають вигляд:

$$q_u = \left( m \left[ 2B \sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2} - (k - tg \beta) \right] \times \frac{tg \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)} + f_{cd} (k + tg \alpha) \times \right. \\ \left. \times \frac{tg \beta}{(tg \alpha + tg \beta)} + \frac{f_{yd} (A_s + A'_s) k}{b_k h_k} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (4.13)$$

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_{cd}} \left( \frac{\gamma}{2} + \frac{tg \alpha tg \beta}{(tg \alpha + tg \beta)} \right) - \frac{m}{2 f_{cd}} \left( 1 \pm \frac{2B(k - tg \beta)}{\sqrt{(k - tg \beta)^2 + 0,25(ktg \beta + 1)^2}} \right) \frac{1 + tg^2 \beta}{(tg \alpha + tg \beta)^2} tg^2 \alpha -$$

$$- \frac{\chi}{2} \frac{1 + tg^2 \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)^2} tg^2 \beta - \gamma_1 \left( \rho_w \left( 1 - \frac{a}{h_k} \right) + \rho'_w \frac{a'}{h_k} - (\rho_w + \rho'_w) \frac{tg \alpha}{tg \alpha + tg \beta} \right) = 0 \quad (4.14)$$

$$\text{де: } \rho_w = \frac{A_s}{b_k h_k}, \rho'_w = \frac{A'_s}{b_k h_k}.$$

$$\sum M_O = 0:$$

$$\begin{aligned} & \frac{f_{sh}}{f_{cd}} \left( \frac{\gamma}{2} + \frac{tg \alpha tg \beta}{2(tg \alpha + tg \beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} - \gamma_1 \left( \rho_w \left( 1 - \frac{a}{h_k} \right) + \right. \\ & \left. + \rho'_w \frac{a'}{h_k} - \frac{(\rho_w + \rho'_w)}{2} \frac{tg \alpha}{tg \alpha + tg \beta} \right) = 0 \end{aligned} \quad (4.15)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$\begin{aligned} & - \frac{tg \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)} \left( - \frac{\tau_u}{f_{cd}} \left( tg \beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_u}{f_{cd}} \left( 1 - \frac{\gamma}{2} tg \beta - \frac{tg \alpha (1 + tg^2 \beta)}{2(tg \alpha + tg \beta)} \right) \right) + \\ & + \chi \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} \left( \frac{tg \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2 tg \alpha + tg \beta} + \frac{\gamma}{2} tg \alpha \right) + \gamma_1 \left( \rho_w \frac{a}{h_k} + \rho'_w \left( 1 - \frac{a'}{h_k} \right) \right) = 0 \end{aligned} \quad (4.16)$$

#### 4.5 Міцність залізобетонних балок у похилому перерізі на дію поперечної сили

Одним із шляхів оптимізації конструктивних рішень залізобетонних конструкцій є удосконалення їх методів розрахунків. Важливе місце в теорії залізобетону займають питання міцності ділянок згинальних елементів біля опор, руйнування котрих за похилими перерізами носить зовні крихкий лавиноподібний характер.

При дії поперечних сил для бетонних та залізобетонних елементів характерна зрізова форма руйнування. Вона реалізується як у межах похилої смуги, так і стиснутої зони над НПТ.

Теорія розрахунку міцності за похилими перерізами зазнала декілька загальновідомих етапів розвитку. «Класична» теорія використовувала основи опору матеріалів і розглядала другу стадію напружено-деформованого стану, в якій розрахунок проводився за головними напруженнями розтягу. Вона не дозволяла врахувати специфіку поведінки залізобетонних елементів у стадії руйнування. Так, за наявності поперечної арматури фактична величина руйнівного навантаження значно перевищувала теоретичне значення, а за її

відсутності розрахунків суттєво занижував міцність.

Запропонована в подальшому фермова аналогія розглядала залізобетонні конструкції як ферми.

У період поглиблених досліджень удосконалювалися, насамперед, метод фермової аналогії та дискова модель, уточнявся вплив визначальних факторів.

Із введенням у дію чинних нормативних документів ДБН В.2.6-58:2009 та ДСТУ Б В.2.6.156:2010 в основу розрахунку знову покладена фермова аналогія. Між тим, у численних експериментальних дослідженнях спостерігається як руйнування стиснутої похилої смуги – елемента фермової аналогії, так і зріз бетону стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною. При цьому слід зазначити, що в реальних конструкціях умовний стиснутий елемент перетинає арматура у вигляді хомутів та відгинів, що підвищує його міцність, котра знижується зі зменшенням кута нахилу смуги. Стосовно міцності елементів при зрізі бетону стиснутої зони слід зазначити, що вона визначається як сума зусиль, які сприймає бетон стиснутої зони та поперечна арматура, котра перетинає похилу тріщину. Зі збільшенням відносного прольоту зрізу складова поперечного зусилля, котре сприймає бетон, зменшується. Для реалізації того чи іншого випадку руйнування вирішальне значення має інтенсивність поперечного армування ділянок біля опор.

Згідно з чинними нормами величина зусилля  $V_{Rd,1}$ , котре сприймається залізобетонним елементом у похилому перерізі, приймається меншою із значень зусиль, котрі сприймаються бетоном стиснутого похилого елемента  $V_{Rd,max}$  та поперечною арматурою  $V_{Rd,s}$ .

Для використання у повній мірі властивостей бетону й арматури при проектуванні залізобетонних конструкцій, що згинаються, доцільно застосовувати рівняння

$$V_{Rd,max} = V_{Rd,s} , \quad (4.17)$$

$$\text{де } V_{Rd,max} = \frac{0,6 f_{cd} b_w z}{\cot \theta + \tan \theta} , \quad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta .$$

При  $V_{Rd,s} > V_{Rd,max}$  поперечна арматура ефективно не використовується і

перевищення коефіцієнтом армування  $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$  значення, що дорівнює

$$\rho_w = \frac{V_{Rd,max}}{f_{ywd} b_w z \cot \theta}, \quad (4.18)$$

призводить до перевитрат арматури.

У разі зниження інтенсивності поперечного армування до рівня, характерного для запроектованих відповідно з [72] конструкцій, які на даний час експлуатуються, а також таких, що мають корозійні пошкодження, визначена згідно норм міцність елементів у похилих перерізах виявляється значно нижчою за встановлену експериментально [40, 143, 50]. При цьому слід прийняти до уваги, що руйнування ділянок біля опор шляхом зрізу бетону в найбільш напруженій області розглядається у межах стиснутого похилого елемента. Поперечна арматура перетинає цей елемент на всій його довжині, тобто розтягнутий розкіс проходить скрізь стиснутий і підсилює його. Тому, при встановленні області застосування методу фермової аналогії, саме міцність похилого стиснутого елемента ( $V_{Rd,max}$ ) необхідно порівнювати з міцністю  $V_{Rd,2}$ , визначеною за дисковою моделлю з використанням умов граничної рівноваги на всьому запропонованому в нормах інтервалі кутів нахилу  $\theta$ . Так при  $\theta=45^\circ$   $V_{Rd,max}$  практично дорівнює наведеному в [72] зусиллю в похилій бетонній смузі на дію поперечної сили. В інтервалі  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$  за розрахункове значення поперечного зусилля слід приймати меншу із величин  $V_{Rd,max}$  і  $V_{Rd,2}$ .

На основі дискової моделі розглядалися дві схеми руйнування похилого перерізу – при дії згинального моменту і поперечної сили, кожна із них описувалася одним рівнянням рівноваги внутрішніх зусиль і зовнішніх сил. Вважалося, що зусилля сприймаються бетоном над небезпечною тріщиною та поперечною арматурою або відгинами. Метод граничної рівноваги у похилих перерізах був покладений в основу попередніх норм і залишався нормативним тривалий час.

Для порівняльного аналізу залежності дискової моделі приводяться до параметрів, які використовуються в [34] і набувають такого вигляду:



При значенні  $\cot \theta$ , котре перевищує зазначене в табл. 4.1, розрахунок міцності на дію поперечної сили проводиться за формулою (4.19), в іншому випадку – за фермовою аналогією.

Таблиця 4.1 – Значення відносного граничного зусилля  $\frac{V_{Rd,max}}{f_{cd}b_wz}$ ,  $\cot \theta$  та  $\rho_w$  на межі випадків руйнування за похилою смугою та стиснутою зоною над небезпечною тріщиною

| Клас бетону | $\frac{V_{Rd,max}}{f_{cd}b_wz}$ | $\cot \theta$ | $\rho_w \times 10^3$ |
|-------------|---------------------------------|---------------|----------------------|
| C8/10       | 0,249                           | 1,87          | 2,53                 |
| C16/20      | 0,272                           | 1,57          | 6,29                 |
| C25/30      | 0,275                           | 1,53          | 9,73                 |
| C32/40      | 0,277                           | 1,49          | 12,9                 |
| C40/45      | 0,279                           | 1,47          | 16,5                 |
| C50/60      | 0,279                           | 1,47          | 19,8                 |

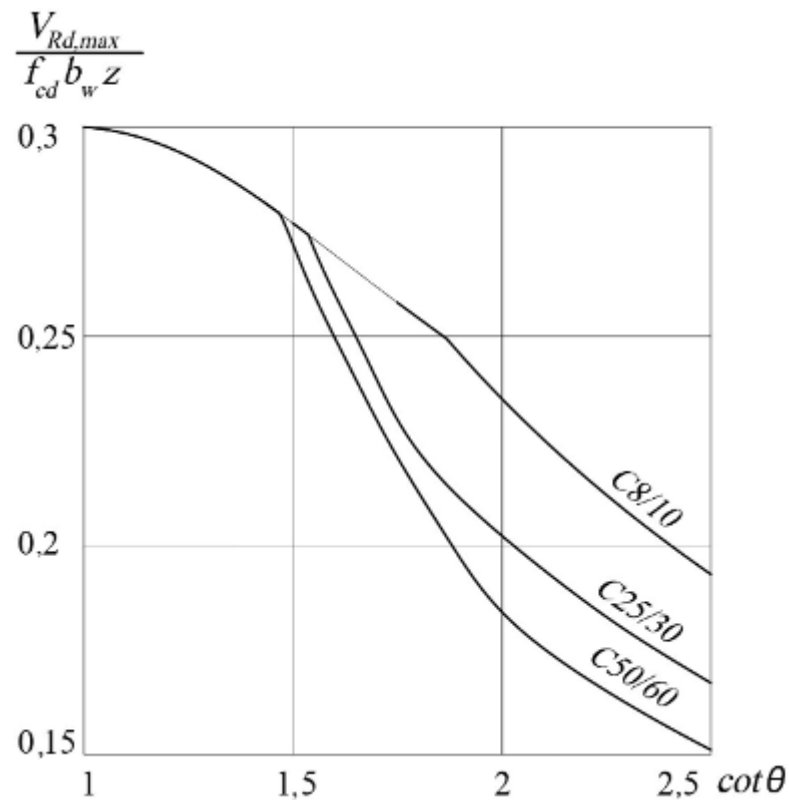


Рисунок 4.7 – Залежність відносного поперечного зусилля  $V_{Rd}/(f_{cd}b_wz)$  від  $\cot \theta$

Як уже зазначалося, на міцність стиснутої похилої смуги, як умовного елемента фермової аналогії, впливає вертикальна або відігнута арматура, котра її перетинає. Вона підвищує її міцність тим більше, чим більше довжина проекції смуги на поздовжню вісь елемента та менше кут нахилу до горизонталі  $\theta$ . Кількісні параметри цього впливу отримано із розв'язання задачі міцності похилої смуги, котра навантажена нормальною  $N$  та дотичною  $T$  силами, прикладеними на її торцях як складовими поперечної сили. Бетонна смуга руйнується від зрізу за поверхнею локалізації пластичної деформації під кутом  $\gamma$  до бокових граней. Вплив армування враховується шляхом прикладання зусиль  $q_w$  в арматурі на одиниці довжини її бокових граней (рис. 4.8), рівень яких визначається за даними [98, 137] і матеріалами експериментальних досліджень [104, 119, 143] з врахуванням відношення модулів арматури, бетону та розташування арматури (кута її перетину пластинки).

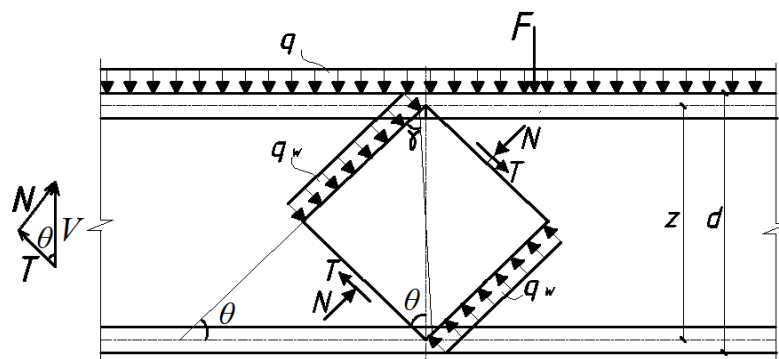


Рисунок 4.8 – Розрахункова схема похилої смуги

Для оцінювання впливу арматури розглядається задача міцності обтиснутої з боків бетонної пластинки (рис. 4.9) одиничної товщини, на торцях якої діють нормальна стискувальна  $\sigma_i$  та дотична  $\tau$  складові навантаження. При цьому обтиснення  $\sigma_j$  моделює вплив поперечного армування. За допомогою варіаційного рівняння  $\delta J = 0$  функціонал  $J$  досліджується на фактичний стан. Для даної задачі, виражаючи параметри  $m$  і  $B$  через  $f_c$  та  $f_{ct}$  і стрибки швидкостей  $\Delta v_n$  і  $\Delta v_t$  через параметри  $k$  та  $\tan \gamma$ , при заданому  $\tau / \sigma_i$  залежність для визначення значень граничних напружень стиску  $\sigma_i$  в пластинці записується так

$$\sigma_i = \frac{t\sqrt{4(k - \operatorname{tg}\gamma)^2 + (1 + k\operatorname{tg}\gamma)^2} - (1 - \chi)(k - \operatorname{tg}\gamma) + k\sigma_j}{\operatorname{tg}\gamma(1 + k\tau/\sigma_i)}, \quad (4.22)$$

де  $t = \sqrt{(f_c^2 - f_c f_{ct} + f_{ct}^2)/3}$ ;  $k = V_i / V_j$  – відношення швидкостей вздовж осей  $i$  та  $j$ ;

$\gamma$  – кут нахилу поверхні руйнування до осі  $i$ .

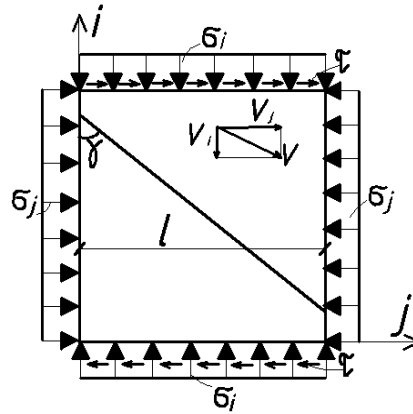


Рисунок 4.9 – Кінематично можлива схема руйнування пластинки

Напруження стиску  $\sigma_i$  встановлюється за умови мінімуму потужності пластичної деформації, варіюючи напрямок руху  $k$  одного жорсткого диска відносно іншого та кут нахилу  $\gamma$  поверхні руйнування, що розділяє диски.

Для встановлення впливу кута нахилу  $\theta$  на величини граничного значення зусилля  $V$ , яке сприймає залізобетонний елемент за похилою смугою на біляпорних ділянках, розглядається розрахункова схема, наведена на рис. 4.9.

Стискувальна сила дорівнює  $N = \sigma_i b l$  ( $b$  – ширина поперечного перерізу,  $l$  – довжина стиснутої похилої смуги). Напруження  $\sigma_i$  визначаються із наведеного вище рішення задачі міцності пластинки. Невідомі геометричні характеристики похилої стиснутої смуги  $\theta$  і  $l$  (рис. 4.10) приймаються відповідно до рекомендацій [151, 87]:  $1 \leq \operatorname{ctg}\theta = T / N \leq 2,5$ ;  $l = z \cos \theta$ , тут  $T$  – дотична складова сили  $V$ ,  $z = 0,9d$ ,  $d$  – робоча висота перерізу.

Враховуючи те, що  $V = N / \sin \theta$ , маємо

$$V = \sigma_i \operatorname{ctg}\theta b z. \quad (4.23)$$

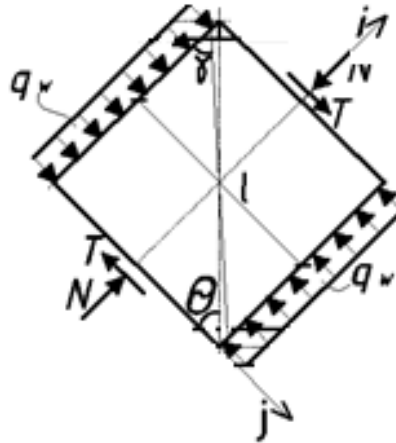


Рисунок 4.10 – Розрахункова схема щодо забезпечення міцності залізобетонного елемента за похилою стиснутою смугою

Для кутів нахилу стиснутої смуги  $\theta$ , котрі знаходяться у вказаному вище інтервалі  $\theta = 21^{\circ}48' - 45^{\circ}$ , мінімальному значенню  $V$  відповідає кут  $\text{ctg}\theta = 2,5$ .

Стиснута смуга утворюється між двома похилими тріщинами, що обмежують її довжину. Але слід зазначити, що розвиток цих тріщин відбувається з різною інтенсивністю. Тріщина розташована далі від опори зростає більш інтенсивно та для елемента без поперечного армування ймовірно приводить до руйнування. При цьому напруження в стиснутій смузі не досягають граничних значень. За наявності поперечної арматури, котра стримує зростання першої тріщини, набуває розвитку друга тріщина, розташована ближче до опори. Вказане створює можливість досягнення граничного стану бетону в обмеженій смузі. Напруження й інтенсивність обтиснення відповідно дорівнюють:  $\sigma_j = 1,5 f_c \rho_w E_s / E_c$  і  $q_w = \sigma_j b$  ( $\rho_w = A_{sw} / (bs)$ ,  $A_{sw}$  і  $s$  – площа та крок поперечної арматури;  $E_s$  і  $E_c$  – модуль пружності арматури та початковий модуль пружності бетону та підвищують значення  $\sigma_i$ .

Апроксимуючи теоретичну залежність (4.22) при  $\text{ctg}\theta = 1$ , отримано рівняння, котре може бути рекомендовано для практичного застосування

$$V_{Rd} = (0,3 + \rho_w E_s / E_{cd}) f_{cd} b z, \quad (4.24)$$

за умови  $\rho_w E_s / E_{cd} \leq 0,05$ .

Міцність бетонної призми знижується із зменшенням кута нахилу  $\theta$ , що є

наслідком дії дотичної складової  $T$  поперечної сили. Це зниження компенсується впливом поперечного армування. Для визначення поперечного зусилля, котре сприймається умовним стиснутим похилим елементом на усьому інтервалі кутів нахилу  $\theta$ , які розглядаються в [7] –  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ , пропонується уточнена формула

$$V_{Rd, \max} = 0,3 f_{cd} b_w z. \quad (4.25)$$

Величина граничного навантаження при зрізі стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною суттєво залежить від інтенсивності поперечного армування та відносного прольоту зрізу (табл. 4.2).

Значення коефіцієнту поперечного армування на межі випадків руйнування похилої смуги та стиснутої зони над тріщиною наведені в табл. 4.3.

Таблиця 4.2 – Значення відносного граничного зусилля  $\frac{V_{Rd}}{f_{cd} b_w z}$  при зрізі стиснутої зони над похилою тріщиною

| $\rho_w$<br>$\times 10^3$ | $\frac{V_{Rd}}{f_{cd} b_w z}$ при $\cot \theta$ |       |       |       | $\rho_w \times 10^3$ | $\frac{V_{Rd}}{f_{cd} b_w z}$ при $\cot \theta$ |       |       |       |
|---------------------------|-------------------------------------------------|-------|-------|-------|----------------------|-------------------------------------------------|-------|-------|-------|
|                           | 1                                               | 1,5   | 2     | 2,5   |                      | 1                                               | 1,5   | 2     | 2,5   |
| Клас бетону C8/10         |                                                 |       |       |       | Клас бетону C32/40   |                                                 |       |       |       |
| 1                         | 0,225                                           | 0,205 | 0,181 | 0,173 | 12                   | 0,297                                           | 0,262 | 0,244 | 0,234 |
| 2                         | 0,298                                           | 0,25  | 0,225 | 0,211 | 14                   | 0,329                                           | 0,294 | 0,276 | 0,266 |
| 3                         | 0,333                                           | 0,284 | 0,26  | 0,245 | 16                   | 0,361                                           | 0,326 | 0,308 | 0,298 |
| 4                         | 0,381                                           | 0,332 | 0,308 | 0,293 |                      |                                                 |       |       |       |
| Клас бетону C16/20        |                                                 |       |       |       | Клас бетону C40/50   |                                                 |       |       |       |
| 6                         | 0,308                                           | 0,266 | 0,246 | 0,233 | 16                   | 0,304                                           | 0,271 | 0,255 | 0,245 |
| 7                         | 0,338                                           | 0,297 | 0,276 | 0,264 | 18                   | 0,33                                            | 0,297 | 0,28  | 0,27  |
| 8                         | 0,369                                           | 0,327 | 0,307 | 0,294 | 20                   | 0,356                                           | 0,322 | 0,305 | 0,296 |
| Клас бетону C25/30        |                                                 |       |       |       | Клас бетону C50/60   |                                                 |       |       |       |
| 8                         | 0,282                                           | 0,243 | 0,224 | 0,212 | 16                   | 0,27                                            | 0,237 | 0,22  | 0,211 |
| 9                         | 0,302                                           | 0,264 | 0,244 | 0,233 | 18                   | 0,292                                           | 0,258 | 0,242 | 0,232 |
| 10                        | 0,323                                           | 0,284 | 0,265 | 0,253 | 20                   | 0,313                                           | 0,28  | 0,263 | 0,253 |
| 11                        | 0,344                                           | 0,305 | 0,286 | 0,274 | 22                   | 0,334                                           | 0,301 | 0,284 | 0,274 |
| 12                        | 0,365                                           | 0,326 | 0,306 | 0,295 | 24                   | 0,356                                           | 0,322 | 0,306 | 0,296 |

Таблиця 4.3 – Значення коефіцієнта поперечного армування  $\rho_w$  на межі випадків руйнування за похилою смугою та стиснутою зоною над небезпечною тріщиною

| Клас бетону | $\rho_w \times 10^3$ при $\cot \theta$ |      |      |      |
|-------------|----------------------------------------|------|------|------|
|             | 1                                      | 1,5  | 2    | 2,5  |
| C8/10       | 2,04                                   | 3,45 | 3,87 | 4,12 |
| C16/20      | 5,75                                   | 7,1  | 7,78 | 8,18 |
| C25/30      | 8,88                                   | 10,8 | 11,7 | 12,2 |
| C32/40      | 12,2                                   | 14,4 | 18,2 | 21,9 |
| C40/50      | 15,7                                   | 18,2 | 19,5 | 20,9 |
| C50/60      | 18,8                                   | 21,9 | 23,5 | 14,4 |

Для вибору методу розрахунку залізобетонного елемента за похилими перерізами на дію поперечної сили при розв'язанні задачі з перевірки міцності (при заданих класах бетону й арматури, розмірах прямокутного поперечного перерізу, проценті армування поперечною арматурою  $\rho_w$ , параметру  $z$  і куті нахилу  $\theta$ ) встановлюється граничне значення коефіцієнта поперечного армування

$$\rho_{wR} = \frac{(1 - 2,5\chi)}{75\chi} \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \cot^{\alpha} \theta, \quad (4.26)$$

де  $\alpha = \chi(1 + 75\chi)$ .

Для наочності сприйняття результати розрахунку міцності представлені на рис. 4.11.

За умови  $\rho_w < \rho_{wR}$  зусилля  $V_{Rd}$  дорівнює сумі зусиль у бетоні стиснутої зони  $V_c$  та в поперечній арматурі  $V_{sw}$ , котрі підраховуються за формулами 4.16 і 4.17 та визначають міцність елемента за похилою тріщиною на дії сили  $V_{Ed}$ . У даному випадку в разі  $V_{Ed} > V_c + V_{sw}$  руйнування елемента відбувається шляхом зрізу бетону стиснутої зони за досягнення напруженнями в поперечній арматурі, що перетинає похилу тріщину, межі текучості.

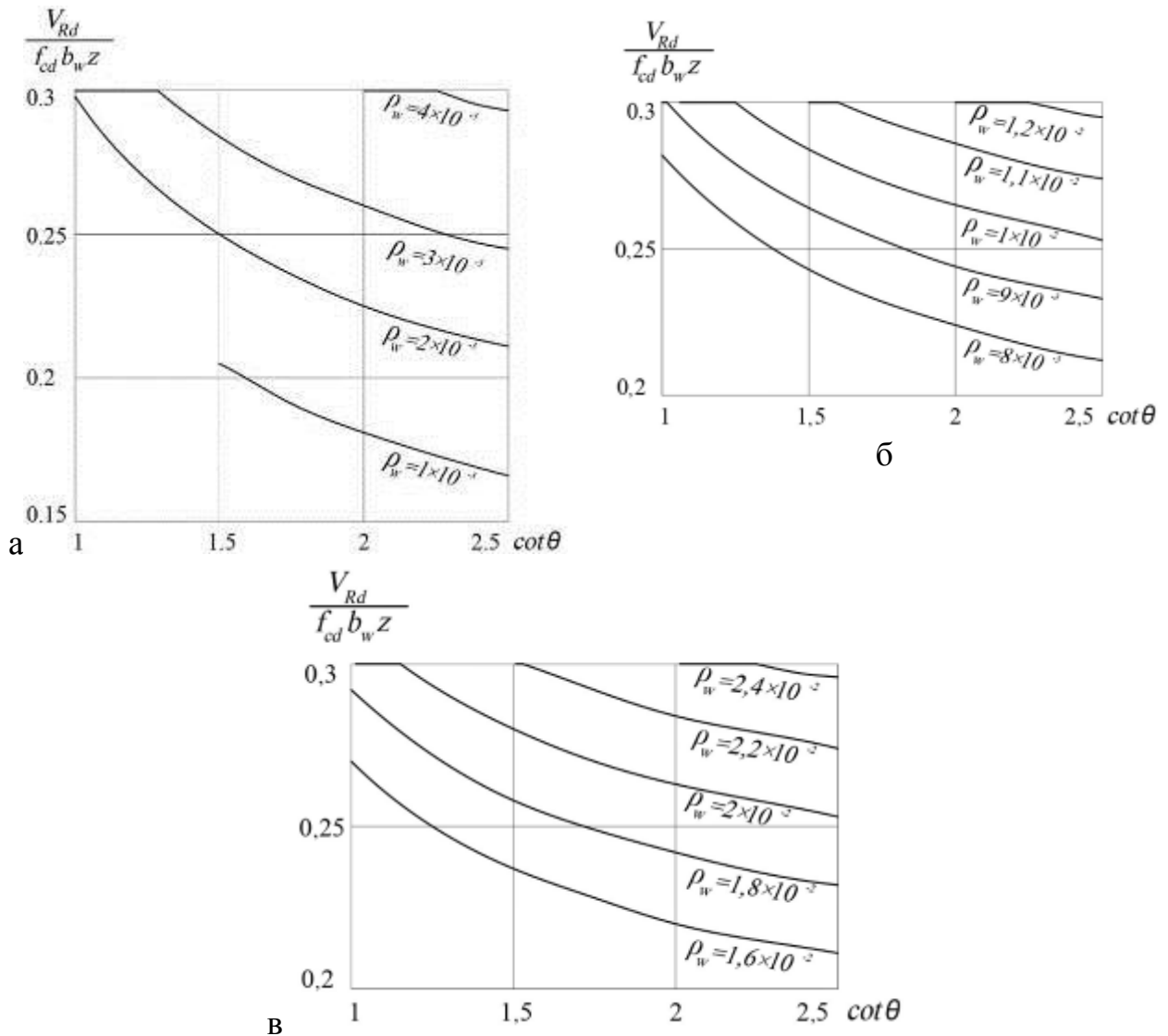


Рисунок 4.11 – Залежність відносного поперечного зусилля  $V_{Rd} / (f_{cd} b_w z)$  від  $\cot \theta$  при класі бетону C8/10 (а), C25/30 (б), C50/60 (в)

При  $\rho_w \geq \rho_{wR}$  – зусилля  $V_{Rd}$  дорівнює  $V_{Rd,max}$ , котре підраховується за формулою (4.21) і визначає міцність похилого елемента (за умови  $V_{Ed} > V_{Rd,max}$  руйнування елемента відбувається від зрізу в межах похилої смуги).

#### 4.6 Порівняння теоретичної міцності з дослідною

Для кожного із розглянутих випадків зрізу як форми руйнування визначалося середнє арифметичне значення відношення теоретичної  $f_{sh}^{calc}$  до дослідної  $f_{sh}^{test}$  міцності  $\bar{X} = f_{sh}^{calc} / f_{sh}^{test}$ , середньоквадратичне відхилення  $\sigma_{n-1}$  та коефіцієнт варіації  $v$  вказаного відношення. Загальні показники наступні:

$\bar{X} = 0,927$ ,  $\sigma_{n-1} = 0,088$ ,  $\nu = 9,5\%$ . Для наочності порівняння теоретичних та експериментальних результатів представлено в табл. 4.4 та на рис. 4.12.

Таблиця 4.4. – Порівняння теоретичної міцності зразків з експериментальною

| Шифр зразка                                  | $f_{sh}^{test} / f_c$ | $f_{sh}^{calc} / f_c$ | $f_{sh}^{calc} / f_{sh}^{test}$ |
|----------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------|
| Зрізані бетонні клини автора                 |                       |                       |                                 |
| КЛ1-ПМ-30-20*                                | 0,638                 | 0,666                 | 1,044                           |
| КЛ1-ПМ-30-10*                                | 0,784                 | 0,802                 | 1,023                           |
| КЛ1-ПМ-30-0                                  | 0,961                 | 1,004                 | 1,045                           |
| КЛ1-ПМ-30-5                                  | 1,244                 | 1,114                 | 0,895                           |
| КЛ1-ПМ-30-20                                 | 1,168                 | 1,105                 | 0,946                           |
| КЛ2-ПМ-15-10*                                | 0,894                 | 0,802                 | 0,906                           |
| КЛ2-ПМ-45-20                                 | 1,786                 | 1,355                 | 0,754                           |
| КЛ2-ПМ-45-30                                 | 1,445                 | 1,026                 | 0,708                           |
| Зрізані бетонні клини В. П. Митрофанова [61] |                       |                       |                                 |
| К-І-101                                      | 1,712                 | 1,716                 | 1,002                           |
| 102                                          | 1,315                 | 1,311                 | 0,997                           |
| Зразки Гвоздева                              |                       |                       |                                 |
| Г-ПМ-1                                       | 0,164                 | 0,153                 | 0,933                           |
| Г-ПМ-2                                       | 0,164                 | 0,153                 | 0,933                           |
| Г-ПМ-3                                       | 0,177                 | 0,153                 | 0,864                           |
| Г-ПМ-4                                       | 0,167                 | 0,153                 | 0,916                           |
| Прямокутні шпонки                            |                       |                       |                                 |
| ША-0,25-П-ПМ-0,357-1-а                       | 0,149                 | 0,13                  | 0,872                           |
| ША-0,25-П-ПМ-0,337-1-б                       | 0,176                 | 0,16                  | 0,910                           |
| ША-0,25-П-ПМ-0,386-2-а                       | 0,165                 | 0,16                  | 0,970                           |
| ША-0,25-П-ПМ-0,377-2-б                       | 0,173                 | 0,16                  | 0,926                           |
| ШБ-0,25-П-ПМ                                 | 0,069                 | 0,13                  | 0,976                           |

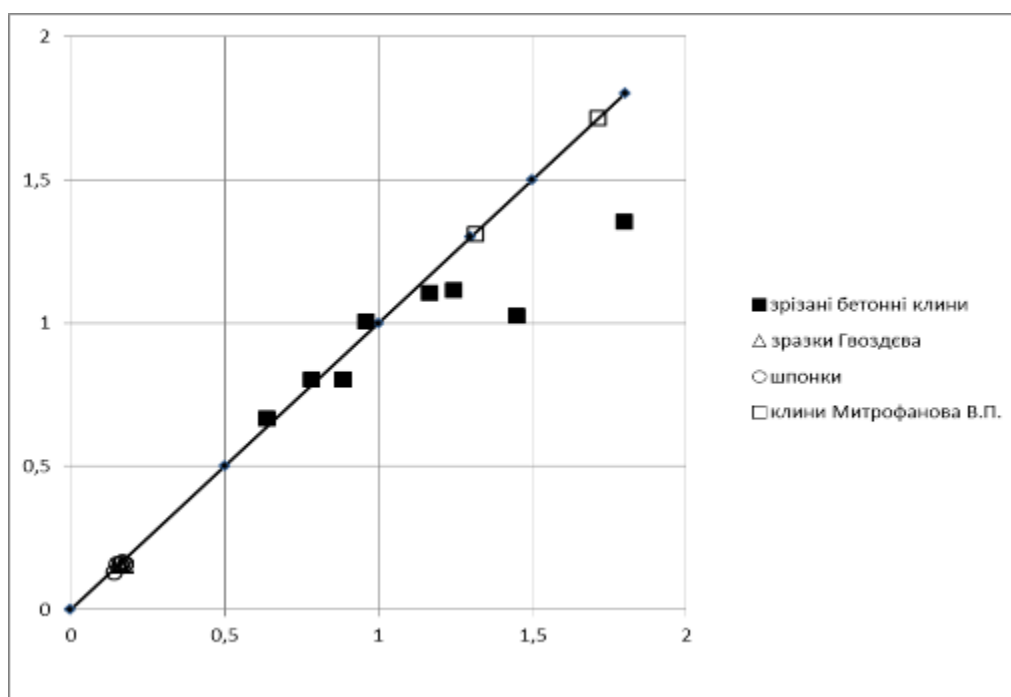


Рисунок 4.12 – Порівняння теоретичної міцності зразків з експериментальною

Результати порівняння теоретичної міцності балок за похилим перерізом, підрахованої за чинними нормами ( $V_1^{calc}$ ) та дисковою моделлю ( $V_2^{calc}$ ), з експериментальною представлені на рис. 4.13.

Таблиця 4.5. – Порівняння теоретичної міцності балок з експериментальною

| Шифр зразка | $V^{test}$ , кН | $V_2^{calc}$ , кН | $V_1^{calc}$ , кН |
|-------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| Б-ПМ-1-а    | 180             | 154,8             | 103,1             |
| Б-ПМ-1-б    | 180             | 158,1             | 102,4             |
| Б-ПМ-1-в    | 180             | 157,4             | 83,9              |
| Б-ПМ-2-а    | 160             | 141,5             | 82,8              |
| Б-ПМ-2-б    | 160             | 139,5             | 103,1             |
| Б-ПМ-2-в    | 170             | 146,2             | 105,9             |
| Б-ПМ-3-а    | 190             | 195,4             | 85,6              |
| Б-ПМ-3-б    | 230             | 187,8             | 84,4              |
| Б-ПМ-3-в    | 190             | 188,1             | 82,8              |

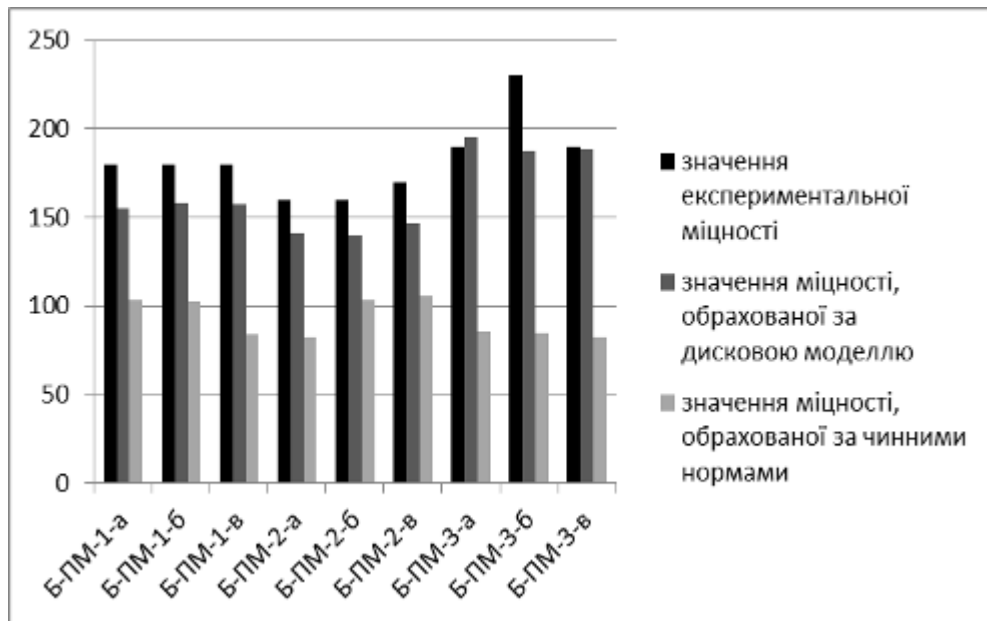


Рисунок 4.13 – Порівняння теоретичної міцності балок з експериментальною

#### 4.7 Висновки за розділом

1. Варіаційний метод у теорії пластичності бетону може бути використаний для розв'язання задач міцності елементів із високоміцного бетону, які руйнуються шляхом зрізу: зрізаних бетонних клинів – моделей стиснутої зони бетону над небезпечною похилою тріщиною, зразків Гвоздева, залізобетонних прямокутних шпонок, похилої стиснутої пластини, завантаженої на торцях нормальною і дотичною складовими поперечної сили.
2. Отримані наступні статистичні показники теоретичної міцності, обчисленої за варіаційним методом, до дослідної:  $\bar{X} = 0,927$ ,  $\sigma_{n-1} = 0,088$ ,  $\nu = 9,5\%$ .
3. Надані пропозиції щодо вдосконалення нормативного методу розрахунку міцності згинальних елементів у похилих перерізах.
4. Встановлені значення граничного коефіцієнта поперечного армування на межі випадків руйнування за похилою тріщиною і похилою стиснутою смугою залежно від класу бетону.
5. Для високоміцних бетонів при реально існуючих коефіцієнтах поперечного армування руйнування відбувається за похилою тріщиною, і розрахунок міцності рекомендується здійснювати за дисковою моделлю.

6. Варіаційний метод в теорії пластичності бетону можна вважати перспективним для застосування в розрахунках міцності елементів із високоміцних бетонів, які руйнуються шляхом зрізу.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Сучасна будівельна індустрія все більше використовує модифіковані високоміцні бетони високої якості. В Україні вони застосовуються порівняно рідко, що пов'язано з відсутністю нормативної бази та недостатнім обсягом системних досліджень особливостей їх поведінки під навантаженням.

2. Для експериментального вивчення міцності високоміцного бетону при зрізі за різних схем прикладання навантаження та форми елементів використані зразки Гвоздева як найбільш відомі для визначення опору бетону «чистому зрізу», залізобетонні шпонки, зрізані бетонні клини, котрі моделюють стиснуту зону бетону над небезпечною похилою тріщиною, та балки.

3. Руйнування дослідних зразків відбувалося раптово лавиноподібно. Порівняно із елементами низької та середньої міцності бетону розміри стиснутих зон зменшувалися, а розтягнених збільшувалися. При цьому для зразків Гвоздева та шпонок поверхня руйнування наближалася до площини зрізу, а для бетонних клинів до напрямку дії стискувальної сили.

4. Експериментально підтверджена залежність міцності елементів від обох характеристик бетону  $f_c$  і  $f_{ct}$ .

5. Значення деформації арматури у місці перетину площини зрізу відповідають рівню деформації на ділянці текучості. Дворівневе розташування арматури за висотою елементів у площини зрізу сприяє підвищенню пластичних властивостей бетону в середньому на 30%.

6. Незважаючи на зовні крихкий характер руйнування, зафіксовано досить великі деформації бетону стиску (до  $2,4 \cdot 10^{-3}$ ), котрі локалізовані у місцях проходження поверхні руйнування.

7. Наявність направленої зосередженої пластичної деформації бетону обумовлює можливість розширення області застосування варіаційного методу в теорії пластичності на високоміцні бетони при зрізі.

8. Порівняння результатів розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону, отриманих на основі варіаційного методу в теорії пластичності, та експериментальних даних вказує на їх задовільну збіжність.

Отримані статистичні показники відношення теоретичної міцності до дослідною:  $\bar{X} = 0,927$ ,  $\sigma_{n-1} = 0,088$ ,  $\nu = 9,5\%$ .

9. Встановлені значення граничного коефіцієнта поперечного армування  $\rho_w$  на межі випадків руйнування за похилою тріщиною (дискова модель) і похилою стиснутою смугою (елемента фермової аналогії) залежно від класу бетону та кута нахилу умовного стиснутого елемента  $\theta$ . Так для бетону класу міцності C50/60 при  $\cot \theta = 1$   $\rho_w = 1,88 \cdot 10^{-2}$ , а при  $\cot \theta = 2,5$  –  $\rho_w = 2,44 \cdot 10^{-2}$ .

10. Надані пропозиції щодо вдосконалення нормативного методу розрахунку міцності згинальних елементів у похилих перерізах. Якщо фактичне значення коефіцієнта поперечного армування менше ніж граничне реалізується дискова модель і відбувається зріз стиснутої зони бетону над небезпечною похилою тріщиною, в іншому випадку відбувається зріз бетону в межах умовного стиснутого похилого елемента фермової аналогії.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.
2. Бабич Є.М., Бабич В.Є., Філіпчук С.В., Кочкар'єв Д.В. Механічні характеристики швидкотверднучих високоміцних бетонів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. – Вип. 33. – Рівне: УДУВГП, 2016. – С. 114 – 120.
3. Бабич Є.М., Кочкар'єв Д.В., Філіпчук С.В. Дослідження опору високоміцних бетонів та фібробетонів пробиванню. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. – Вип. 34. – Рівне: УДУВГП, 2017. – С. 71 – 85.
4. Бабич Є.М., Кочкар'єв Д.В., Філіпчук С.В. Оцінювання міцнісних і деформаційних характеристик високоміцних бетонів при динамічних впливах. *«Наука та будівництво» Журнал* – Київ: НДІБК, 2017. – № 4. – С. 15 – 21.
5. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. – М.: Стройиздат, 1998. – 768 с.
6. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Т.Н. Высокопрочный бетон – М., 1971. – 207с.
7. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. [Чинні від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство “Укрархбудінформ”, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
8. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-90. – М.: Государственный стандарт союза ССР. – 26 с.
9. Бидный Г.Р. Расчет железобетонных конструкций методом конечных элементов. – Кишинев: Штиинца, 1979. – 224 с.
10. Бондар В.О., Ахмеднабієв Р.М., Ахмеднабієв Р.Р. Вплив золи-винесення та золошлаків котлів із циркуляційним киплячим шаром на властивості бетону. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. – Вип. 2 (47). – Полтава:ПолтНТУ, 2016. – С. 148 – 154.
11. Бондар В.О., Ахмеднабієв Р.Р. Довговічність важких бетонів з використанням золошлаків котлів із циркуляційним киплячим шаром. *Збірник*

наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 1 (50). – Полтава:ПолтНТУ, 2018. – С. 97 – 103.

12. Гвоздев А.А., Карпенко Н.И. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии. Строительная механика и расчет сооружений. – 1965. – № 2. С. 20-23.

13. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации. Труды конференции по пластическим деформациям. –М.: АН СССР, 1938. – 50 с.

14. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия: сущность метода и его обоснование. – М.: Госстройиздат, 1949. – 280 с.

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

16. Голишев О.Б., Бамбура А.М. Розвиток теорії залізобетону. Будівництво України. – 2003. – С. 11 – 18.

17. Городецкий А.С., Здоренко В.С. Расчет железобетонных балок-стенки с учетом образования трещин методом конечных элементов. *Сопротивление материалов и теория сооружений*. – Киев: Будівельник, 1975. – Вып. 57. – С. 59-66.

18. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Проектирование составов бетона с заданными свойствами. – Ровно, РГТУ, 1999. – 202с.

19. Дворкин Л.Й., Бабич Є.М., Житковський В.В., Бордюженко О.М., Філіпчук С.В., Кочкар'юв Д.В., Ковалик І.В., Ковальчук Т.В., Скрипник М.М. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони. – Рівне: НУВГП, 2017. – 331 с.

20. Дворкин О. Л. Проектирование составов бетона. (Основы теории и методологии). – Ровно: Изд-во УГУВХП, 2003. – 265с.

21. Демченко О. В. Напружено-деформований стан центрально стиснутих трубобетонних елементів із ядрами з високоміцних бетонів: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Полтава, 2015. – 163 с.

22. Десов А.Е., Москвин В.М. Об эффективности применения высокопрочных и быстротвердеющих бетонов. Бетон и железобетон. – 1966. – №7. – С. 8 – 12.

23. Довженко О.А. Прочность бетонных и железобетонных элементов при местном приложении сжимающей нагрузки: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Полтава, 1993. – 222 с.

24. Довженко О.О., Пінчук Н.М., Мирко Т.М. Міцність цегляної та армоцегляної кладки при місцевому її стисненні. *Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства*: материалы II Международной научно-технической Интернет-конференции, 1–31 мая 2007, г. Харьков / под ред. Н. И. Быкова. – Х.: Харьковская национальная академия городского хозяйства, 2007. – С. 59 – 65.

25. Довженко О.О., Качан Т.Ю. Теоретичні дослідження роботи бетону стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – Вип. 2(24). – С. 26 – 33.

26. Довженко О.О., Качан Т.Ю., Мальована О.О., Борбич В.Ю. Результаты экспериментальных исследований прочности балок из бетона повышенной прочности за похилими перерізами. *Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / ДНДІБК*. – Вип. 78: В 2-х кн.: Книга 1 – К.: НДІБК, 2013. – С. 565-571.

27. Довженко О.О., Куриленко О.О., Акіменко І.В. Міцність зрізаних бетонних клинів із високоміцного бетону. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. – Вип.21 – Рівне: УДУВГП, 2011. – С. 193-198.

28. Довженко О.О., Мальована О.О. Програма експериментальних досліджень міцності балок із високоміцного бетону в похилих перерізах. *Бетон и железобетон в Украине*. – 2014. – № 2 (78). – С. 5 – 6

29. Довженко О.О., Погрібний В.В., Карабаш Л.В., Куриленко О.О. Застосування високоміцних бетонів у стикових з'єднаннях. *Бетон и железобетон в Украине*, 2011. – № 1. – С. 2-4.

30. Довженко О.О., Погрібний В.В., Карабаш Л.В., Мальована О.О. Удосконалена методика розрахунку міцності залізобетонних елементів за похилими перерізами. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. – Вип. 1 (52). – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 75 – 81

31. Довженко О.О., Погрібний В.В., Качан Т.Ю., Куриленко О.О. Експериментальні дослідження роботи бетону стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. – Рівне, 2009. – Вип. 18. – С. 186 – 193.

32. Довженко О.О., Погрібний В.В., Куриленко О.О. Про можливість застосування теорії пластичності до розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону. *Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник*. – Вып. 105. – К.: Техніка, 2012. – С. 74-82

33. Довженко О.О., Погрібний В.В., Мальована О.О. Оцінювання міцності при зрізі бетонних елементів на основі теорії пластичності бетону. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. – Вип. 165. – Харків: УДУЗТ, 2016. – С. 204 – 214

34. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. (2011). *Бетонні та залізобетонні конструкції із важкого бетону. Правила проектування*. Київ: Мінрегіонбуд України, ДП «Укрархбудінформ». 118 с.

35. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій (EN 1992-1-1:2004, IDT). – Київ. Мінрегіонбуд України, 2012.

36. Заволока М.В. Монолітне домобудування. – Одеса. Типографія ОДАБА, 2002. – 222 с.

37. Зайченко Н.М., Сахошко Е.В. Органо – минеральные модификаторы высокопрочных бетонов на основе смеси суперпластификаторов. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2006. – Вип. 14. – С. 57 – 63.

38. Зайченко М.М. Вплив складу органо-мінерального модифікатора на властивості високоміцних тонкозернистих бетонів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 16. Ч. 1. – С. 56–63.

39. Зайченко Н.М., Лахтарина С.В. Самоуплотняющиеся бетоны, дисперсно-армированные полимерными волокнами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 63-70.

40. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев, 1989. – 104 с.

41. Звездов А.И. Бетон – основной материал современного строительства. Строительные материалы. – 2004. – № 6. – С. 2–3.

42. Каприелов С.С. Общие закономерности формирования структуры цементного камня и бетона с добавкой ультрадисперсных материалов. Бетон и железобетон. – 1995. – №6. – С. 16 – 20.

43. Каприелов С.С., Батраков В.Г., Шейнфельд А.В. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива. Бетон и железобетон. – 1999. – № 6. – С. 6 – 10.

44. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардумян Г.С., Киселева Ю.А., Пригоженко О.В. Опыт возведения уникальных конструкций из модифицированных бетонов на строительстве комплекса «Федерация». «Промышленное и гражданское строительство», № 8, 2006, С. 20 – 22.

45. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

46. Карпенко Н.И., Карпенко С.Н. О построении более совершенной модели деформирования железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии. *II Всероссийская (Международная) конференция по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – пути развития»*. – 5-9 сентября, 2005, М. – С. 431-444.

47. Карпенко Н.И., Ярин Л.И., Кукунаев В.С. Расчет элементов стен методом конечных разностей. Под ред. К.В. Михайлова. Новое о прочности железобетона. – М.: Стройиздат, 1977. – С. 141-165.

48. Качан Т.Ю. Розрахунок міцності суцільних та склеєних залізобетонних (бетонних) елементів на зріз варіаційним методом: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. – Полтава, 2012. – 232 с.

49. Козак Л.А. Исследование процесса трещинообразования в осесимметричных железобетонных конструкциях при термосиловых воздействиях: дис. ... канд. техн. наук. – Киев, 1981. – 150 с.

50. Корнійчук О.І. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів згідно нормативних документів ДБН В.2.6-98 та ДСТУ Б В.2.6-156. *Ресурсоекономні матеріали, будівлі, споруди: Збірник наукових праць*. Рівне 2012, Вип. 29, С. 269-274.

51. Корсун А.В. Напружено-деформований стан стиснутих залізобетонних елементів з високоміцних модифікованих бетонів, в тому числі в умовах нагрівання до  $+200^{\circ}\text{C}$ : автореф...Дис. канд. наук: 05.23.01. – Макеевка, - 2007. – 21с.

52. Корсун В.И. Расчет конструкций на температурные и силовые воздействия с учетом неоднородности свойств материалов: дис. ... докт. техн. наук. ДГАСА – Макеевка, 2004. – 364 с.

53. Корсун В.И., Волков А.С. Оценка эффективности применения высокопрочных бетонов для возведения дымовых труб. *Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури: Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології*. – №4. – 2009. – С. 60 – 64.

54. Крантовская Е.Н., Ксеншкевич Л.Н., Барабаш И.В. Высокопрочный бетон на механоактивированном портландцементе для объектов городской застройки. *Містобудування та територіальне планування*. – 2017. – с. 267 – 273.

55. Куриленко О.О. Шостак І.В. Методика експериментальних досліджень балок прямокутного профілю із високоміцного бетону в похилих перерізах. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. – Вип.23 – Рівне: УДУВГП, 2012. – С. 293 – 298.

56. Лазарева О. М. Міцність нерозрізних балок із високоміцних бетонів: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Полтава, 2014. – 169 с.

57. Митрофанов В.П. Практическое применение деформационной модели с экстремальным критерием прочности железобетонных элементов. *Коммунальное хозяйство городов. Серия: архитектура и технические науки*. Вып. 60 – К.: Техника. 2004. – С. 36–55.

58. Митрофанов В.П., Арцев С.И. Предельная сжимаемость бетона нормальных сечений железобетонных элементов. *Проблеми теорії і практики залізобетону*: зб. наук. ст. – Полтава: ПДТУ ім. Ю. Кондратюка, 1997. – С. 333–337.

59. Митрофанов В.П., Онипенко Д.К. Експериментальна перевірка варіаційного методу розрахунку міцності стиснутих і зігнутих трубобетонних елементів. *Будівельні конструкції*. – К.: НДІ БК, 1999. – Вип.50. – С. 172 – 176.

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

61. Митрофанов В.П. Напряженно-деформированное состояние, прочность и трещинообразование железобетонных элементов при поперечном изгибе: автореф. дис. на соискание учен. степени канд. техн. наук. – Москва, 1982. – 41 с.

62. Митрофанов П.Б. Розрахунок міцності стиснутих залізобетонних елементів із високоміцних бетонів на основі екстремального критерію: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Полтава, 2013. – 170 с.

63. Овчинников П.Ф. Реологические модели бетонной смеси с учётом уплотняющих устройств. *Реология бетонных смесей и её технологические задачи*: тез. докл. III Всес. Симпоз. – Рига: РПИ, 1979. – С. 8–10.

64. Погребной В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Полтава, 2001. – 236 с.

65. Предтеченский М.В. Влияние кремнеземистой пыли на формирование свойств высокопрочных бетонов. *Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века*. – 2001. – №11. – С. 8 – 9.

66. Приймаченко А.С. Високоміцні сульфатостійкі бетони, модифіковані алюмосилікатними добавками. *Наука та будівництво*. – 2016. - № 1. – с. 14 – 17.

67. Рамачандран В.С., Фельдман Р.Ф., Коллепарди М. и др. Добавки в бетон: Справ. Пособие. Под ред. В.С. Рамачандрана. – М.: Стройиздат, 1988. – С. 168 – 184.

68. Ржаницын А.Р. Расчет оболочек методом предельного равновесия. *Исследования по вопросам теории пластичности и прочности строительных конструкций*: сб. тр. – М.: Госстройиздат, 1958. – С. 140 – 142.

69. Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материала. – 2-е изд. – М.: Госстройиздат, 1954.

70. Рожко В.Н. Міцність шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Полтава, 2008. – 182 с.

71. Сібіковський О. В. Ефективні конструкції багатопрольотних каркасів та циліндричних криволінійних рамп багатоповерхових гаражів-стоянок: автореферат дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Київ, 2019. – 25 с.

72. СНиП 2.03.01–84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.– 79 с.

73. Сытник В.И. Исследование деформативности и релаксации напряжений в высокопрочных бетонах. Бетон и железобетон. – № 7. – С. 22 – 26.

74. Сытник В.И., Иванов Ю.А. Результаты экспериментальных исследований прочностных и деформативных характеристик бетонов марок 600-1000. – Киев: Госстрой УССР, 1966. – 22 с.

75. Сытник В.И. Иванов Ю.А. Усадка и ползучесть высокопрочных бетонов. Высокопрочные бетоны. Сб. науч. тр. – Киев: Будівельник, 1967. – С. 19 – 22.

76. Сытник В.И., Глазкова С.В., Белик П.И., Язова Г.С. Исследования бетонов на высокопрочных цементах. Высокопрочные бетоны. Сб. науч. тр. – Киев: Будівельник, 1967. – С. 23 – 26.

77. Сытник В.И., Иванов Ю.А. Исследования микротрещинообразования в высокопрочных бетонах. Строительные конструкции. – Киев: Будівельник, 1969. – Вып. 12. – С. 23 – 27.

78. Трамбовецкий В. П. О новых терминологических понятиях в строительстве из бетона. Бетон и железобетон. – № 3. – 2000. – С. 28.

79. Ушеров-Маршак А.В., Залуцкая И.А. Добавки в бетон. Систематика и оценка эффективности. Строительные материалы и изделия. – 2004. - № 2. – С. 15 – 18.

80. Шкурूपій О.А., Митрофанов П.Б. Розрахунок міцності стиснутих залізобетонних елементів із високоміцних бетонів на основі деформаційної моделі. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – Вип. 24. – С. 43 – 49.

81. Яременко А.Ф., Мельник А.Я. Длительное деформирование железобетонных дисков с трещинами. Строительные конструкции. – Киев: Будівельник, 1979. – Вып. 35. – С. 40-44.

82. ACI Committee 318, «Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95) and commentary (ACI 318R-95)». American Concrete Institute. Detroit, 1995, 396 pp.

83. Ahmad, S.H., Khaloo A.R., and Poveda A. Shear capacity of reinforced high-strength concrete beams. *ACI Journal*, v83, No 2, March-April 1986, p. 297-305.

84. Alexander Mark G. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting: Proceedings of the International Conference. ICCRRR-1, Cape Town, South Africa 21-23 November, Taylor & Francis Group, London, 2005. – 512 p.

85. Allwood R.J., Bajarwan A.A. A new method for modeling reinforcement and bond in finite element analysis of reinforced concrete. *Int. J. of Numerical Method in Engineering*. – 1989. – P 833-844.

86. Attaulah Shah. Evaluation of shear strength of high strength concrete beams. University of Engineering and Technology Taxila-Pakistan, June 2009. – 265 p.

87. Bentur A. Cementitious materials – nine millennia and a new century: past, present and future. – *Journ. of materials in civil eng.* – 2002. – №1. – pp. 2 – 22.

88. Braz D.H, Barros R. & Da Silva Filho J.N. Comparative analysis among standards of the area calculation of transversal reinforcement on reinforced concrete beams of high resistance subjected by shear force, *Rev. IBRACON Estrut. Mater.*, Vol. 12, 1.

89. Cedolin L., Crutzen Y.R.J., Dei Poly S. Triaxial Stress-Strain Relationship for Concrete. *J. Eng. Mech. Div. ASCE*. – 1977. – v. 103. – EM3. – P. 423-439.

90. Cervenka V. Constitutive Models for Cracked Reinforced Concrete. *ACI Journal*. – 1985. – v. 82. – № 6. – P. 877-882.

91. Cervenka V. Inelastic Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Panels Under Inplane Loads: Ph.D. ... dis / Dept. Civ. Eng. Univ. Colorado. – Boulder, 1970. – 20 p.

92. Cladera, A., and Mari, A.R. Experimental Study on High-Strength Concrete Beams Failing in Shear. *Engineering Structures*, V. 27, No. 10, Aug. 2005, pp. 1519 – 1527.

93. Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, A., and Vecchio, F.J. A general shear design method. *ACI Structural Journal*, v93 No.1, January-February 1996, p. 36-45.

94. Collepardi M., J.J Olagot Ogoumah, R. Troli, F. Simonelli, S. Collepardi. Combination of Silica Fume, Flu Ash and Amorphous Nano-Silica in Superplasticized High-Performance Concretes. Proc. VII AIMAT Congress. – Ancona (Italy), 2004.

95. Collins, M.P., and Kuchma, D. How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings? ACI Structural Journal, V. 96, No. 4, July-Aug. 1999, pp. 482 – 490.

96. CSA Committee A23.3. Design of concrete structures with explanatory notes. Canadian Standards Association, Rexdale, Dec. 1994.

97. Darwin D., Pecknold D.A. Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete. J. Eng. Mech. Div. ASCE. – 1977. – v. 103. – EM2. – P 229-241.

98. Dat Duthinh, Nicholas J. Carino. Shear design of high-strength concrete beams: a review of the state-of-the-art.

99. Dovzhenko O., Pogrebnyi V., Pents, V. & Mariukha D. Bearing capacity calculation of reinforced concrete corbels under the shear action, *MATEC Web Conferences*, 2018 Vol. 230.

100. Dovzhenko O., Pohribnyi V., Maliovana O. The Ideal Plasticity Theory Usage Peculiarities to Concrete and Reinforced Concrete. *International Journal of Engineering & Technology*, 7 (3.2) (2018) 19-26  
[www.sciencepubco.com/index.php/IJET](http://www.sciencepubco.com/index.php/IJET)

101. Dovzhenko O., Pohribnyi V., Usenko I., Maliovana O., Akopyn M. Concrete elements strength under the shear action according to the variation method in the theory of plasticity and tests. *International Scientific Journal Theoretical & Applied*, 2016, Issue 12, Vol. 44, pp. 12 – 18

102. Duthlin, Dat, Carino, N.J. Shear design of high strength concrete beams: a review of state of the art. Building and Fire Research laboratory NIST MD-USA.

103. Elwi A.A., Hrudey T.M. Finite element model for curved embedded reinforcement. J. of Eng. Mech. – 1988. – Jan. – 115(4): 470-754.

104. Elzanaty, A.H., Nilson A.H., and Slate F.O. Shear capacity of reinforced concrete beams using high-strength concrete. *ACI Journal*, v83, March-April 1986, p.290-296.

105. Grandić D., Šćulac P. & Štimac Grandić I. Shear resistance of reinforced concrete beams in dependence on concrete strength in compressive struts. *Tehnicki Vjesnik*, 2015. Vol. 22(4), pp. 925-934.

106. Hand F.R., Pecknold D.A., Schnobrich W.C. Nonlinear Layered Analysis of R.C. Plates and Sheets // *J. Struct. Div. ASCE*. – 1973. – v. 99. – ST 7. – P. 1491-1505.

107. Jakobsen, B. High strength concrete in offshore structures. CEB Bull. d'Information no. 193: *Design Aspects of HSC*, Dec. 1989.

108. Jensen B.C. Some applications of plastic analysis to plain and reinforced concrete. Ph. D. thesis. – Copenhagen, Technical University of Denmark, Institute of Building Design, Report. – 1977. – № 123. – P. 119.

109. Jensen J.J. Safety and Reliability of Concrete Structures. High Performance Concrete Exposed to Extreme Loading. 5-th Int. Symp. on Utilization of HS/HP Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway. – Proceedings, Vol. 1. – pp. 368 – 377.

110. Johnson, M.K., and Ramirez, M.P. Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete. *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 4, July-Aug. 1989, pp. 376 – 382.

111. Kani, G.N.J. Basic facts concerning shear failure. *ACI Journal*, v63, June 1966, p. 675-692.

112. Kani, G.N.J. How safe are our large reinforced concrete beams?. *ACI Journal*, v64, March 1967, p. 128-141.

113. Kani, M., et al. Kani on shear in reinforced concrete. University of Toronto Press, Toronto, Ont. 1979. 225 pp.

114. Kaprielov S., Sheinfeld A. Influence of Silica Fume. Superplasticizer Combinations in Powder-like Complex Modifiers on Cement Paste Porosity and Concrete Properties. Sixth CANMET. ACI International Conference on

Superplasticizers and other Chemical Admixtures in Concrete. Nice, France, October 2000. Proceedings, pp.383 – 400.

115. Kaufman M.K., Ramirez J.A. Structural behavior of high strength concrete prestressed I-beams. Volume 2. Final Report. Purdue Univ., Lafayette, IN. Joint Highway Research Project.

116. Kong, P.Y.L., and Rangan, B.V. Shear Strength of High-Performance Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 6, Nov.-Dec. 1998, pp. 677 – 688.

117. König, G., Grimm, R. and Ramal, G. Shear Behavior of Longitudinally Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete. *Darmstadt Concrete*, 1993. V. 8, pp. 27 – 42.

118. Lamond Joseph F. Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials / Joseph F. Lamond, J.H. Pielert. ASTM special technical publication American society for Testing and Materials, ASTM International, 2006. – 664 p.

119. Lamond Joseph F., Pielert J.H. Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials. ASTM special technical publication American society for Testing and Materials, ASTM International, 2006. – 664 p.

120. Latha M.S., Revanasiddappa M., Naveen Kumar B.M. Influence of stirrup spacing on shear resistance and deformation of reinforced concrete beam. *International Journal of Engineering & Technology*, 2018. Vol. 7(1), pp. 126-134.

121. Lin F.B., Bazant Z.P., Chern J.C., Marchertas A.H. Concrete Model With Normality and Sequential Identification. *Comput. and Struct.* – 1987. – v. 26. – № 6. – P.1011-1025.

122. Lutz L.A. Analysis of Stress in Concrete Hear a Reinforcing Bar Due To Bond and Transverse. *ACI Journal*. 1979. – № 10. – P. 778-787.

123. Maliovana O. Strength of higher strength concrete elements under shear action. *Academic Journal (Industrial Machine Building, Civil Engineering)*. – Issue 1 (50). – Poltava: PoltNTU, 2018. – P. 131 – 140

124. Marro P. Bending and Shear Tests up to Failure of Beams made with High-Strength Concrete. Proc. Symp. On Utilization of High-Strength Concrete, Stavanger, Norway, June 1987, pp. 183 – 193.

125. Mitrofanov V.P. Investigation of destruction zone resistance of HSC of Beams under shear forces action. Proc. of 5-th Int. Symp. on Utilization of HS. HP Concrete. Sandefjord, Norway. – 1999. – Vol. 1. – 20-24 June. – P. 461 – 468.

126. Mphonde A.G. and Frantz G.C. Shear Tests of high- and low-strength concrete beams without stirrups. ACI Journal, v81, July-August 1984, p. 350-357.

127. Mphonde A.G. and Frantz, G.C. Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams with Stirrups. ACI SP 87.10 on *High Strength Concrete*, 1985, pp. 179-196.

128. Mphonde, A.G. Shear Strength of High-Strength Concrete Beams. PhD thesis, University of Connecticut, Storrs, CT, 1984, 249 pp.

129. Ngo D., Scordelis A.C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam. ACI Journal. – 1967. – v. 64. – № 3. – P. 152-163.

130. Nielsen M.P. Limit analysis and concrete plasticity. 2nd ed., Prentice-Hall, Inc. – Englewood Cliffs, New Jersey, 1998.

131. Nilsen A.H. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method. ACI Journal. – 1968. – v. 65. – № 9. – P. 757-766.

132. Nielsen, M.P. Limit Analysis and Concrete Plasticity. Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, N.J., 1984, 620 pp.

133. Nielsen M.P., Braestrup M.W., Jensen B.C., Bach F. Concrete Plasticity: Beam Shear, Shear in Joints, Punching Shear. – Copenhagen: Techn. Univ. of Denmark, 1978. – 129 p.

134. Nilson, A.H. High strength concrete: an Overview of Cornell Research. Proc. Symp. On Utilization of high strength concrete, Stavanger, Norway, June 1987, pp. 85-118.

135. Ottosen N.S. Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures. Ris. Rept. – 1980. – v. 411. – 186 p.

136. Ozcebe G., Ersoy U. and Tankut T. Evaluation of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete. *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June 1999, pp. 361 – 368.

137. Paultre P., Mitchell, D. Code provisions for high-strength concrete – an international perspective. *Concrete International*, American Concrete Institute, Vol. 25 No. 5, May, 2003, pp. 76-90.

138. Pohribnyi V., Dovzhenko O. & Maliovana O. Aspects of usage of the ideal plasticity theory to concrete and reinforced concrete, *International Journal of Engineering & Technology*, 2018. Vol. 7 (3.2), pp. 19-26.

139. Rahal K.N., Al-Shaleh K.S. Minimum Transverse Reinforcement in 65 MPa Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 6, Nov.-Dec. 2004, pp. 872 – 878.

140. Roller J.J., Russell H.G. Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement. *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr. 1990, pp.191 – 198.

141. Sarkar S. O. Adwan and Bose. Shear stress contribution and failure mechanisms of high strength concrete beams. *Material and Structures-RILEM* Vol. 32.

142. Sarsam K.F., Al-Musawi, J.M.S. Shear Design of High- and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement. *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 6, Nov.-Dec. 1992, pp. 658 – 664.

143. Shin, S.W.; Lee, K.S.; Moon, J.I.; and Ghosh, S.K. Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams with Shear Span-to-Depth Ratios between 1,5 and 2,5. *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 4, July-Aug. 1999, pp. 549 – 556.

144. Snezhkina O.V. Engineering method for assessing the strength of reinforced concrete beams, *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2019.

145. Suidan M., Schnobrich W.C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete. *J. Struct. Div. ASCE*. – 1973. – v. 99. – № ST10, Oct.

146. Tan, K.H.; Teng, S.; Kong, F.K.; and Lu, H.Y. Main Tension Steel in High Strength Concrete Deep and Short Beams. *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec. 1997, pp. 752 – 768.

147. Thorenfeldt, E., and Drangsholt, G. Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams. *ACI 2<sup>nd</sup> Int. Symp. on HSC*, ACI SP 121.8, 1990, pp. 129 – 154.

148. Vecchio, F.J., and Collins, M.P. Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the modified compression field theory. *ACI Structural Journal*, v85 No.3, May-June 1988, p. 258-268.

149. Walraven J.C. Concrete a new centur. *Proc. of the 1st FIB Congr.*, Tokyo, 2002. – pp.11 – 22.

150. Walther, R. Potentiality of using high strength concrete in structures. *CEB Bull. d'Information no.193 Design Aspects of HSC*, Dec. 1989. Also in *Proc. Symp. on Utilization of High Strength Concrete*, Stavanger, Norway, June 1987, pp. 365-378.

151. Wassim M. Ghannoum. Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Department of Civil Engineering and Applied Mechanics

152. Wei W., Gong J. Shear strength prediction of reinforced concrete flexural members with stirrups based on modified compression field theory, *Journal of Building*, 2011. Vol. 32, pp. 135-141.

153. Wu Wei Kuo., Thomas T. C. Hsu, and Shyl Jiann Hwang. Shear strength of reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*. – July-August, 2014. – 809-818 pp.

154. Xie, Y.; Ahmad, S.H.; Yu, T.; Hino, S.; and Chung, W. Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete. *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 2, Mar.-Apr. 1994, pp. 140 – 149.

155. Yang, K.H.; Chung, H.S.; and Ashour, A.F. Influence of Shear Reinforcement on Reinforced Concrete Continuous Deep Beams. *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 4, July-Aug. 2007, pp. 420 – 429.

156. Yoon, Y.S.; Cook, W.D.; and Mitchell, D. Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium, and High-Strength Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 5, Sept.-Oct. 1996, pp.576 – 584.

157. Zienkiewicz O.C., Oweh D.R.H., Phillips D.V., Nayak G.C. Finite Element Method in Analysis of Reactor Vessels. *Nucl. Eng. and Des.* – 1972. – v. 20. – P. 507-541.

158. Zsutti T. Beam shear strength prediction by analysis of existing data. *ACI*, v. 65, no. 11, Nov. 1968, pp. 942-951.

**ДОДАТОК А**  
**АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ**



### Фізична особа-підприємець

**Сопільняк Олександр Володимирович**

36023, м. Полтава, бульвар Боровиковського, 9, кв. 38.

Р/р № 26005054612778 в ПГРУ "Приватбанк" м. Полтава

МФО 331401. Код 2022805312.

Тел.: 050 690 98 75. E-mail: [sopilnyak@yandex.ua](mailto:sopilnyak@yandex.ua)

## ДОВІДКА

### *про впровадження результатів досліджень*

Цим підтверджується, що результати дисертаційної роботи здобувача наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) Мальованої Олени Олександрівни на тему «Міцність елементів із високоміцного бетону при зрізі», виконаної в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», використані при оцінюванні міцності згинальних залізобетонних елементів за похилими перерізами та уточненні категорії технічного стану на об'єктах будівництва:

- Капітальний ремонт приміщень приймально-діагностичного та рентгенологічного відділень 1-го поверху хірургічного корпусу КП "ПОКЛ ім. М.В. Скліфосовського Полтавської обласної ради" по вул. Шевченка, 23 в м. Полтава
- Реконструкція сільського будинку культури по вул. Лева Вайнгорта 3 у с. Гоголево, Шишацького району, Полтавської області під Гоголівський культурний Центр.
- Реставрація Полтавської обласної філармонії по вул. Гоголя, 10 в м. Полтава (будинки колишньої хоральної синагоги).
- Будівництво цеху з виробництва комбікормів та приміксів на території діючого підприємства ТОВ "ДЕЛЬТА", вул. Радянська, 2 в с. Селещина, Машівського р-ну, Полтавської області.

Канд. тех. наук



Сопільняк О.В.

# ПРИВАТНЕ ПІДПРИЄМСТВО

## «БУДСЕРВІС-А»

код ЄДРПОУ 30327289, 26080 Кіровоградська обл. Новомиргородський район, м. Новомиргород, вул. Перемоги 30/2  
ПІН 303272811134, р/р 36004397353 в Новомиргородському відділенні РБ «Авал» м. Київ МФО 380805

«\_\_» \_\_\_\_\_ 2019 року

### ДОВІДКА

#### *про впровадження результатів досліджень*

Цим підтверджується, що результати дисертаційної роботи здобувача наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) Мальованої Олени Олександрівни на тему «Міцність елементів із високоміцного бетону при зрізі» виконаної в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» використані при оцінюванні міцності й уточненні категорії технічного стану опорних вузлів тришарнірних залізобетонних рам на виробничій базі за адресою:

Кіровоградська область  
м. Мала Виска  
вул. Велігіна, 80  
ТОВ Лінден М.В.

Технічний експерт кваліфікаційний сертифікат АЕ №000965  
Свідцтво № 64331410

Директор ПП «Будсервіс-А»

Панченко В.В.



**ДОДАТОК Б**  
**ТЕХНОЛОГІЧНІ КАРТИ МАТЕРІАЛІВ**

Техническая карта материала  
Издание: 11/03/2011; UA\_13/04/2011\_AS  
Sika® ViscoCrete® 5-600

## Sika® ViscoCrete® 5-600

### Суперпластификатор для бетона

|                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|--------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Описание материала</b>            | <p>Sika® ViscoCrete®-5-600 – это третье поколение суперпластификаторов для бетонов и цементно-песчаных растворов на основе поликарбоксилатов.</p> <p>Sika® ViscoCrete®-5-600 удовлетворяет требованиям для суперпластификаторов EN 934-2:2001.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |
| <b>Применение</b>                    | <p>Sika® ViscoCrete®-5-600 предназначен для изготовления товарного бетона при стандартном времени транспортировки. Бетон с добавкой Sika® ViscoCrete®-5-600 отличается высокими водоредуцирующими свойствами, прекрасной удобоукладываемостью и в тоже время оптимальной когезией и высоким коэффициентом самоуплотнения.</p> <p>Sika® ViscoCrete®-5-600 применяется для изготовления следующих типов бетонной смеси:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ бетонной смеси с высокой подвижностью (литой бетон);</li> <li>■ самоуплотняющейся бетонной смеси;</li> <li>■ бетонной смеси с высоким водопонижением (до 30%);</li> <li>■ высокопрочного бетона</li> </ul> <p>Высокое водопонижение и прекрасная удобоукладываемость, в сочетании с высокой конечной прочностью оказывают положительное влияние на вышеперечисленные типы бетонных смесей.</p> <p>Суперпластификаторы Sika® ViscoCrete®-5-600 являются вариациями различных модификаций поликарбоксилатов. Выбор конкретной модификации зависит от применяемого типа и вида цемента.</p> |
| <b>Характеристики / Преимущества</b> | <p>Принцип работы Sika® ViscoCrete®-5-600 является комплексным. Благодаря поверхностной абсорбции и созданию эффекта межмолекулярного отталкивания цементных частиц, и параллельно протекающему процессу гидратации, достигаются следующие преимущества:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Сильный эффект самоуплотнения., подходит для производства самоуплотняющегося бетона;</li> <li>■ Очень высокие водоредуцирующие свойства (результатом является высокая плотность и прочность);</li> <li>■ Очень высокая подвижность (уменьшение издержек на укладку и уплотнение бетонной смеси);</li> <li>■ Повышение ранней прочности;</li> <li>■ Уменьшение усадки и ползучести;</li> <li>■ Уменьшение скорости карбонизации бетона.</li> </ul> <p>Sika® ViscoCrete®-5-600 не содержит хлоридов или других веществ, вызывающих коррозию арматуры. Они могут использоваться безо всяких ограничений для железобетонных конструкций, в том числе и предварительно напряженных.</p>                                                                    |



## Техническое описание

### Вид

Состояние / Цвет Мутная жидкость с коричневатым оттенком

|          |            |         |
|----------|------------|---------|
| Упаковка | Бочки      | 200 кг  |
|          | Контейнеры | 1000 кг |

### Хранение

Условия и срок хранения В не вскрытой заводской упаковке, предохранять от воздействия прямых солнечных лучей, при температуре от + 5°C до + 35°C, не менее 15 месяцев с даты изготовления.

### Технические характеристики

Основа поликарбоксилат

Плотность 1,075±0,02 кг/л

Уровень pH 4,4 ± 1,0

Концентрация раствора 36,5±1,8%

Содержание хлоридов ≤ 0,10 %

Содержание щелочей (Na<sub>2</sub>O-экв) ≤ 0,5 %

### Информация о системе

#### Нанесение

Рекомендуемая дозировка 0,3 – 0,6 % от массы цемента

Интервал дозирования 0,2 – 2,0 % от массы цемента

#### Инструкции по применению

Приготовление бетонной смеси Sika® ViscoCrete®-5-600 добавляется в воду затворения или одновременно с ней в миксер. Для оптимальных характеристик по водоредуцированию перемешивание должно составлять не менее 60 секунд.

Укладка бетона Sika® ViscoCrete®-5-600 позволяет получить бетон очень высокого качества. При укладке бетона должны соблюдаться стандартные правила по производству и укладке бетонной смеси.  
В связи с низким водо-цементным соотношением за свежееуложенной бетонной смесью необходим тщательный уход.

Замороженный материал Замерзший Sika® ViscoCrete®-5-600 может быть использован после проведения медленного оттаивания при комнатной температуре и тщательного перемешивания.

#### Условия нанесения / Ограничения

Совместимость с другими материалами Sika® ViscoCrete®-5-600 хорошо сочетается со следующими материалами Sika:  
Sika® Pump;  
Sika® Rapid; Sika® Frostschutz  
Sika® FerroGard-901;  
SikaFume®;  
Sika® LPS A; Sikanol® A, SikaAir®, Sika® MixPlus  
Sika® Retarder;  
В любом случае при сочетании добавок рекомендуется сделать соответствующие эксперименты.

## Construction

|                                         |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
|-----------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Замечание</b>                        | Все технические данные приведены на основании лабораторных тестов. Реальные характеристики могут варьироваться по независящим от нас причинам.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
| <b>Указания по технике безопасности</b> | Для получения информации и совета относительно безопасной обработки, хранения и утилизации химических продуктов, пользователи должны обращаться к последней версии Технической карты по безопасности, содержащей физические, экологические, токсикологические и другие связанные с безопасностью данные.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
| <b>Юридические указания</b>             | Информация, и, в частности, рекомендации, относящиеся к способу применения и конечному использованию продукции «Сика», предоставляется добросовестно, на основании существующих опыта и знаний компании «Сика» о продукции, при условии надлежащего хранения продукции, обращения с ней и применения в нормальных условиях в соответствии с рекомендациями компании «Сика». На практике, отличия между материалами, подготовительным слоем и фактическими условиями места, в котором применяется продукция, могут исключать возможность предоставления какой-либо гарантии относительно пригодности для продажи или пригодности для конкретного использования, а также исключать всякую ответственность, которая может возникнуть из какого-либо правоотношения, в связи с, или из предоставленных рекомендаций, или иных предложений. Пользователь продукции обязан использовать ее пригодность действительными целями и намерениями потребителя. Компания «Сика» оставляет за собой право изменять состав своей продукции. Право собственности третьих сторон должны быть соблюдены. Все заказы принимаются в соответствии с действующими условиями продаж и поставок. Пользователи должны всегда использовать самую последнюю версию технической карты материала соответствующего вида, копии которой будут предоставлены по их требованию. |



Сика Украина,  
Украина  
03680 г. Киев  
ул. Смольная, 9-Б

Тел.: +380 44 492 94 19  
Факс: +380 44 492 94 18  
www.sika.ua  
www.sika.com



Техническая карта материала  
Издание: 27/09/2010; UA\_13/04/2011\_AS  
SikaFume®-HR/TU

## SikaFume®-HR/TU

Добавка к бетонам, содержащая микрокремнезём

|                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
|--------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Описание материала</b>            | SikaFume®-HR/TU – это комплексная добавка на основе микрокремнезема, специально разработана для бетонов с высокими эксплуатационными свойствами, укладываемых обычными способами или методами набрызга, EN 934-2:2001, ДСТУ Б В.2.7-65-97, ДБН В.2.7-64-97                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
| <b>Применение</b>                    | <p>SikaFume®-HR/TU применяется для производства высококачественного бетона, который используется:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ бетонов для тоннелестроения;</li> <li>■ бетонов для ремонта и восстановления мостов и путепроводов;</li> <li>■ дорожных бетонов;</li> <li>■ высокопрочного бетона с повышенной непроницаемостью и морозостойкостью.</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
| <b>Характеристики / Преимущества</b> | <p>SikaFume®-HR/TU содержит очень мелкий ( 0,1 мкм ) активный микрокремнезём. В бетоне, активный микрокремнезём химически соединяется со свободной известью, дополнительно образующиеся кристаллы значительно уплотняют структуру цементного камня. Наличие микрокремнезема в значительной степени улучшает внутреннюю когезию бетона и его водонепроницаемость. Значительно увеличивается удобообрабатываемость и прокачиваемость бетонной смеси. Применяя SikaFume®-HR/TU со специально разработанной для высококачественного бетона комбинацией SiO<sub>2</sub>, и добавками снижающими водопотребность SikaViscocrete, SikaPlast, возможно получение:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Бетонных смесей высокой пластичности и однородности.</li> <li>■ Значительно увеличенную прочность бетона.</li> <li>■ Значительно увеличенную водонепроницаемость.</li> <li>■ Повышенную непроницаемость для газов.</li> <li>■ Уменьшенную проницаемость для хлоридов.</li> <li>■ Высокую морозостойкость и стойкость к действию солей для оттаивания.</li> <li>■ Повышенную стойкость к истиранию.</li> <li>■ Повышенную стойкость к сульфатной коррозии.</li> <li>■ Очень высокую степень снижения "отскока" смеси при использовании методов набрызга и размываемости водой при подводном бетонировании.</li> </ul> <p>SikaFume®-HR/TU не содержит хлоридов и никаких других веществ, вызывающих коррозию бетона и стали.</p> |
| <b>Техническое описание</b>          |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
| <b>Вид</b>                           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
| <b>Состояние / Цвет</b>              | порошок серого цвета                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |



|                                                 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
|-------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Упаковка</b>                                 | Мешки 25 кг.<br>Поставка в паллетах: 40×25 кг                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
| <b>Хранение</b>                                 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>Условия и срок хранения</b>                  | В фабричной, неповрежденной упаковке, в сухом помещении – срок годности продукта 36 месяцев.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
| <b>Технические характеристики</b>               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>Основа</b>                                   | Модификация активных гидравлических веществ                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>Плотность</b>                                | 0,65 ± 0,1 кг/л                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>Содержание щелочей (Na<sub>2</sub>O-экв)</b> | ≤ 1,0 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
| <b>Инструкции по применению</b>                 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>Нанесение</b>                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>Дозировка</b>                                | 5÷10% от массы цемента. Для корректировки водопотребности бетонных смесей и получения оптимальных параметров прочности используют в комбинации с добавками SikaViscocrete, SikaPlast и SikaTard.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |
| <b>Смешивание</b>                               | Продукт добавлять к сухой смеси, после чего перемешать перед добавлением приготовленной воды, после чего перемешивать не менее 60 сек.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
| <b>Укладка бетона</b>                           | SikaFume®-HR/TU позволяет получить бетон высокого качества. При укладке бетона должны соблюдаться стандартные правила по проектированию, производству и укладке бетонной смеси.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>Условия нанесения / Ограничения</b>          |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>Совместимость с другими материалами</b>      | Материал совместим с другими продуктами фирмы Sika: суперпластификаторами SikaPlast®, SikaViscocrete®, добавками SikaPump®, SikaRetarder®, алюминатными или щелочными ускорителями схватывания и твердения.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>Замечание</b>                                | Все технические данные приведены на основании лабораторных испытаний. Реальные характеристики могут варьироваться по независящим от нас причинам.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
| <b>Указания по технике безопасности</b>         | Для получения информации и консультации относительно безопасности применения, хранения и утилизации химических материалов, пользователи должны обращаться к последней версии технической карты по безопасности, содержащей физические, экологические, токсикологические и другие связанные с безопасностью данные.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
| <b>Юридические указания</b>                     | Информация, и, в частности, рекомендации, относящиеся к способу применения и конечному использованию продукции «Сика», предоставляются добросовестно, на основании существующих опыта и знаний компании «Сика» о продукции, при условии надлежащего хранения продукции, обращения с ней и применения в нормальных условиях в соответствии с рекомендациями компании «Сика». На практике, отличия между материалами, подготовительным слоем и фактическими условиями места, в котором применяется продукция, могут исключать возможность предоставления какой-либо гарантии относительно годности для продажи или пригодности для конкретного использования, а также исключать любую ответственность, которая может возникнуть из каких-либо правоотношений, в связи с, или из предоставленных рекомендаций, или иных предложений. Пользователь продукции обязан испытать ее пригодность действительным целям и намерениям потребителя. Компания «Сика» оставляет за собой право изменять состав своей продукции. Право собственности третьих сторон должны быть соблюдены. Все заказы принимаются в соответствии с действующими условиями продаж и поставок. Пользователи должны всегда использовать самую последнюю версию технической карты материала соответствующего вида, копии которой будут предоставлены по их требованию. |



Сика Украина,  
Украина  
03680 г. Киев  
ул. Смольная, 9-Б

Тел.: +380 44 492 94 19  
Факс: +380 44 492 94 18  
www.sika.ua  
www.sika.com



SikaFume®-HR/TU 2/2