Міністерство освіти і науки України
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ГАРЬКАВА ОЛЬГА ВІКТОРІВНА

УДК 624.012/.07/.046.2

ДИСЕРТАЦІЯ

СИНТЕЗ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ТА ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЇХ ЕЛЕМЕНТІВ

05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди»

Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук.

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



О.В. Гарькава

Науковий консультант Павліков Андрій Миколайович,
доктор технічних наук, професор

Полтава 2025

АНОТАЦІЯ

Гарькава О.В. Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів. – Кваліфікаційна наукова робота на правах рукопису.

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

У **вступі** обґрунтовано актуальність проблеми, котра вирішується, сформульовано мету та завдання дослідження, наукову новизну й практичне значення одержаних результатів роботи, наведено відомості про особистий внесок і апробацію матеріалів дисертації, представлено її загальну структуру та обсяг.

У **першому розділі** проаналізовано основні етапи процесу синтезу каркасних конструктивних систем будівель із залізобетону, виявлено напрями, за якими відбувалось удосконалення конструктивних систем, та відмічено ключові принципи їх розрахунку, що сформувались у цьому процесі.

Установлено, що синтез нових конструктивних систем будівель із залізобетону в напрямі їх удосконалення відбувався шляхом їх оптимізації з метою покращення техніко-економічних показників будівництва. В цьому процесі виявлено два шляхи, котрі тісно переплітаються та мають певні неузгодження у методах розрахунку конструктивних систем будівель. Перший зі шляхів – конструктивний, бере свій початок від стінової конструктивної системи, котра шляхом дискретизації площинних частин системи (стін та перекриття) трансформувалась у каркасну балкову конструктивну систему будівель. Другий шлях характеризується змінами в конструкції колони, походження якої пов'язане з ідеєю вертикальної опори будівельної конструкції та з наслідуванням форм природи. Відзначено, що створення безбалкових каркасів є більшою мірою результатом другого шляху, тобто розширенням верхньої частини колони з перетворенням її на грибовидне перекриття. Отже, методи розрахунку безбалкових каркасів, з огляду на їх походження, не можуть

базуватися виключно на приведенні безбалкових перекриттів до балкових. Додатковим чинником, котрий має бути врахований при проектуванні збірного варіанту безкапітельно-безбалкового перекриття є наявність стиків збірних елементів перекриття. Крім того, зважаючи на характер спирання перекриття на колони, при розрахунку останніх слід враховувати косе їх деформування у складі безбалкових каркасів. Таким чином, виявлена необхідність зміни традиційних уявлень про синтез збірної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, котрі гальмують її розвиток, шляхом приведення методів розрахунку цієї системи у відповідність до дійсної роботи її елементів з урахуванням просторової роботи перекриття під навантаженням, способу з'єднання складових елементів каркасу між собою та косого деформування колон.

У **другому розділі** детально розглянутий шлях синтезу каркасних конструктивних систем будівель, відмічені особливості забезпечення просторової жорсткості систем, принципи їх поділу на збірні елементи. При цьому виявлені спільні риси та відмінності балкових каркасів порівняно з безкапітельно-безбалковими. Описані процеси трансформації конструктивних систем будівель та їх елементів проілюстровані структурною схемою синтезу каркасних конструктивних систем будівель. Якою встановлено, що конструктивне поєднання плити, яка працює у двох напрямках, безпосередньо з колоною є найбільш ефективним рішенням при створенні каркасу. Це рішення акумулює простоту геометричних форм і максимальну кількість переваг архітектурно-планувального та технологічного характеру, тому є основоположним для формування сучасних каркасних конструктивних систем будівель.

При дослідженні збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи встановлені її суттєві переваги над попередниками та шляхи вдосконалення. Для збільшення поверховості будівель збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи запропоновано та розроблено конструктивне рішення, котре полягає у сприйманні частини

вертикального навантаження елементами жорсткості з подальшим передаванням його безпосередньо на фундамент.

Виявлено ряд невідповідностей при розрахунку несучої здатності збірних безкапітельно-безбалкових каркасів традиційним методом еквівалентних рам, котрі унеможливлюють застосування цього методу для досліджуваного типу каркасів. Показано, що в стані граничної рівноваги збірне та монолітне безкапітельно-безбалкові перекриття працюють по-різному, що обумовлено наявністю стиків між елементами збірного перекриття. Врахування відмічених факторів при розрахунку збірних безкапітельно-безбалкових каркасів запропоновано здійснити на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги. З використанням основних положень цього способу створені моделі деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття в граничному стані, які запропоновано використовувати для визначення несучої здатності кожної плити перекриття та розрахунку їх необхідної площі робочої арматури.

Доведено, що у складі збірного безкапітельно-безбалкового каркасу колони зазнають як однорідного, так неоднорідного деформування при косому стисканні. За умови неоднорідного деформування стиснута зона бетону в перерізі колон може набувати різних форм: п’ятикутника, трапеції, прямокутника або трикутника залежно від схеми завантаження каркасу. Таким чином виявлено, що для визначення несучої здатності колон збірного безкапітельно-безбалкового каркасу необхідно удосконалити методику розрахунку колон на косий стиск з урахуванням перерахованих випадків їх деформування.

У **третьому розділі** розв’язані задачі визначення несучої здатності всіх типів збірних плит безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги. При моделюванні роботи залізобетонного перекриття запропоновані та теоретично обґрунтовані можливі кінематичні схеми руйнування плит. Взаємодія плит між собою врахована шляхом моделювання стика плит у вигляді лінійного пластичного

шарніра з урахуванням дії згинального моменту, котрий виникає в цьому стику, що дозволило виявити резерви несучої здатності плит.

Отримані залежності для визначення граничного навантаження, а також необхідної площі арматури плит безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель. З умов рівноміцності плит за різними схемами руйнування визначений діапазон раціонального обриву арматури.

У **четвертому розділі** створені та аналітично представлені моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель як за умов їх неоднорідного, так і за умов та їх однорідного їх деформування в граничному стані втрати несучої здатності. Розроблені об’ємні розрахункові моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих колон дозволяють отримувати часткові моделі для розв’язання задач несучої здатності залізобетонних колон при косому стиску, позацентровому та центральному стиску.

Сформульовано критерій для обчислення розрахункових граничних значень деформацій бетону стиснутої зони у складі косо стиснутих залізобетонних колон при їх неоднорідному деформуванні, в котрих напруження розтягнутої арматури в момент руйнування не досягають межі текучості. Цей критерій повного використання опору стиснутої зони бетону залізобетонного елемента за своєю фізичною сутністю є критерієм руйнування бетону стиснутої зони при максимальному значенні внутрішнього зусилля в ній, тобто при максимальному наповненні епюри напружень стиску. Сформульований критерій у сукупності з екстремальним критерієм несучої здатності залізобетонного елемента покладено в основу методики розрахунку несучої здатності залізобетонних конструкцій.

У **п’ятому розділі** набула подальшого розвитку нелінійна модель напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних елементів у напрямі впровадження критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони. Із застосуванням цього критерію аналітично визначені фіброві відносні

деформації бетону в складі косо стиснутих колон у граничному стані за умови, що деформації розтягнутої арматури знаходяться на визначеному проміжку, котрий відповідає пружній роботі арматури.

Нелінійна деформаційна модель напружено-деформованого стану залізобетонних елементів, що зазнають косого стискання, доповнена та приведена до універсального вигляду, котрий дозволяє отримувати аналітичні залежності обчислення граничних значень конструкційних фібрових деформацій бетону, залежно від форми стиснутої зони бетону.

Для інженерних розрахунків несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель на основі деформаційної моделі розроблена методика розрахунку, що дозволяє аналітично визначати всі параметри напружено-деформованого стану перерізу колони в момент втрати несучої здатності і таким чином проектувати їх з оптимальним насиченням поздовжньою арматурою залежно від положення колони в складі каркасу, кількості та фізико-механічних властивостей арматури, профілю перерізу та ін.

У **шостому розділі** наведено результати експериментальних випробувань елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель. При випробуванні натурних зразків плит встановлено, що вони при сприйнятті навантаження поділяються на диски за рахунок утворення пластичних лінійних шарнірів. Характер руйнування плит підтверджує прийняті схеми зламу плит при розрахунку її несучої здатності. Доцільність застосування розробленого методу розрахунку плит на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги підтверджено порівнянням несучої здатності плит безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель з даними теоретичних розрахунків.

При випробуванні на косий стиск моделей залізобетонних колон із дрібнозернистого бетону виявлено, що стиснута зона бетону набувала двох геометричних форм: трапецієподібної та п’ятикутної, котрі є найбільш характерними в стадії експлуатації колон збірної каркасної безкапітельно-

безбалкової конструктивної системи будівель. За результатами випробувань, відмічено, що граничні фіброві деформації бетону в складі косо стиснутих залізобетонних колон збільшуються зі збільшенням площі поздовжньої арматури колон, а також при переході від п’ятикутної до трапецієподібної форми стиснутої зони із наближенням до трикутної форми. Значення граничних фібрових деформацій дрібнозернистого бетону дослідних колон варіювались в межах від 2‰ до 4‰. Таким чином, виявлено, що граничні деформації дрібнозернистого бетону не є сталою величиною, котра залежить тільки від класу бетону. Отже, визначення їх розрахунком за методикою розділу 5 залежно від кількості робочої арматури, форми перерізу та інших факторів є обґрунтованим та доцільним.

Проведений порівняльний аналіз результатів розрахунку параметрів напружено-деформованого стану дослідних косозігнутих колон в момент руйнування підтвердив можливість і доцільність застосовування методики розрахунку несучої здатності при косому стиску, розробленої в розділі 5, при визначенні несучої здатності колон із дрібнозернистого бетону.

Ключові слова: залізобетон, синтез, збірний каркас, безкапітельно-безбалкове перекриття, несуча здатність, деформація, розрахунок, проєктування.

ABSTRACT

Harkava O.V. Synthesis of frame structural systems of buildings and basis of their members design. – Qualifying scientific work on manuscript rights.

Dissertation for obtaining the scientific degree of Doctor of Technical Sciences in the specialty 05.23.01 “Construction structures, buildings and structures”. – National University Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic, Poltava, 2025.

The **introduction** substantiates the relevance of the problem to be solved, formulates the goal and tasks of the research, the scientific novelty and practical significance of the obtained work results, provides information about the personal contribution and approval of the dissertation materials, presents its general structure and scope.

In the **first chapter**, the main stages of the synthesis and development process of frame structural systems of reinforced concrete buildings have been analysed. The directions in which structural systems were improved have been identified, and the key principles of their design, which were formed in the course of the process, have been noted.

It has been established that the process of new structural systems of buildings synthesis in the direction of their improvement took place through their optimization in order to develop the technical and economic indicators of construction. Two paths in this process have been revealed, which are closely intertwined and have certain inconsistencies in the design methods. The first of the ways is structural, originating from the wall structural system, which, by concentrating the planar members of the system (walls and overlapping), was transformed into a frame structural system of buildings. The second way is characterized by changes in the design of the column, the origin of which is connected with the idea of vertical support of the building structure and with the imitation of the forms of nature. It has been noted that the creation of flat plate frames is largely the result of the second way, that is, the expansion of the upper part of the column with its transformation into a mushroom floor. Therefore, the design methods of flat plate frames, given their origin, cannot be based solely on reducing flat plate to slab on beams floor system. An additional factor that must be taken into

account when designing a precast version of a flat plate frames is the presence of joints of precast floor members. Furthermore, when designing the columns of flat plate frame, their biaxial deformation should be taken into account due to the nature of the floor-to-column support joint. Thus, the need to change the traditional ideas about the origin of the flat plate frame structural system of buildings, which inhibit its development. It is may be achieved by bringing the design methods of this system in line with the actual operation of its members, taking into account the spatial operation of the floor under load, the way of connecting its precast members to each other and biaxial bending of columns.

The **second chapter** examines in detail the path of synthesis of frame structural systems of buildings, notes the features of ensuring spatial rigidity of systems, the principles of their division into precast members. At the same time, common features and differences of beam frames compared flat plate ones are revealed. The described processes of transformation of structural systems of buildings and their elements are illustrated by the by the structural scheme of the synthesis of frame structural systems of buildings. The scheme establish, that the constructive combination of a flat plate directly with a column is the most effective frame solution. This solution accumulates the simplicity of geometric forms and the maximum number of advantages of an architectural, planning and technological nature, therefore it is fundamental for the formation of modern frame structural systems of buildings.

When studying the precast flat plate frame structural system, its significant advantages over its predecessors and ways of improvement were established. In order to increase the number of storeys of the buildings of the precast flat plate frame structural system, a constructive solution has been developed and proposed. The solution consists in receiving a part of the vertical load by stiffening elements and then transferring it directly to the foundation.

It was found, that when calculating the load-bearing capacity of precast flat plate frames by the traditional method of equivalent frames, a number of inconsistencies are observed, which make it impossible to use it for this type of the floor. It is shown that in the state of limit equilibrium, precast and monolithic flat plate floor work differently,

which is caused by the presence of joints between precast members of the floor. The possible failure schemes of the precast flat plate floor were analysed on the basis of the yield line method. It has been found that in the limit state of the floor operation, the reinforcement reaches the yield point in its most stressed places. Lines with yield stresses in the reinforcement are concentrated and are formed into linear plastic hinges. These linear plastic hinges are predicted to form along the joints of the precast slabs of the floor; thereby dividing it into disks, which are, in fact, precast slabs: middle, intercolumned, and overcolumned. This is the basis of the revealed principle of load transfer from the middle plate through the intercolumned to the overcolumned one.

The model of the deformation of the precast flat plate floor in the limit state has been created using the main provisions of the yield line method. The model is proposed to be used for determining the bearing capacity of each floor slab and calculate the required area of principal reinforcement.

It has been proven, that in the composition of a precast flat plate frame columns may undergo either uniform or non-uniform deformation during biaxial bending. Under the condition of non-uniform deformation, the compressed concrete area in the cross-section of the columns may take on several forms: pentagon, trapezoid, rectangle or triangle, depending on the scheme of frame loading. Thus, in order to determine the bearing capacity of the columns of the precast flat plate frame, it is necessary to improve the method of column design at biaxial bending, taking into account the listed cases of their deformation.

In the **third chapter**, the yield line method is applied to solve the problems of bearing capacity of all types of slabs of the flat plate frame structural system of buildings. When modelling the work of reinforced concrete floor, possible kinematic schemes of slab destruction are proposed and theoretically substantiated. The interaction of the slabs among themselves is taken into account by modelling the joint of the slabs in the form of a plastic linear hinge, taking into account the external bending moment that can act in this joint, which makes it possible to identify the reserves of the bearing capacity of the slabs.

The resulting dependencies are used to determine the limit load, as well as the required area of principal reinforcement of the flat plate frame structural system of buildings. From the conditions of uniform strength of slabs according to different schemes of destruction, the range of rational breakage of reinforcement is determined, depending on its quantity.

In the **fourth chapter**, models of the stress-strain state of biaxially bended reinforced concrete columns of the precast flat plate frame structural system of buildings have been created. They are analytically presented both under the conditions of non-homogeneous (with the presence of a tension zone in the cross-section) and under the conditions of their uniform (in the absence of a zone tension in the section) their deformation in the limit state of bearing capacity. The developed volumetric computational models of the stress-strain state of biaxially bended columns allow obtaining partial models for solving problems of the load-bearing capacity of reinforced concrete columns under biaxial bending, axial bending and axial loading.

A criterion for calculating the design ultimate values of the compressed concrete area strains has been formulated as part of biaxially bended reinforced concrete columns under non-uniform deformation, in which the stresses of the tensile reinforcement at the moment of failure do not reach the yield point. This criterion of full use of the strength of the compressed concrete area of the reinforced concrete member, in its physical essence, is the criterion of the destruction of the concrete of the compressed area at the maximum value of the internal force in it. The formulated criterion together with the extreme criterion of the load-bearing capacity of a reinforced concrete member may be used as the basis of the methodology for calculating the load-bearing capacity of reinforced concrete structures.

In the **fifth chapter**, the nonlinear model of the stress-strain state of biaxially bended reinforced concrete members was further developed in the direction of implementing the criterion of the maximum strength of concrete in the compressed area. The fiber strains of concrete in the composition of a biaxially bended column with a triangular shape of the compressed concrete area at the ultimate limit state are analytically determined with the application of this criterion, provided the strains of

the tensile reinforcement are in a certain interval, which corresponds to its elastic operation.

The nonlinear deformation model of the stress-strain state of reinforced concrete members undergoing biaxial bending has been supplemented and reduced to a universal form. Such improvement allows obtaining analytical dependences for calculating the ultimate values of structural fiber strains of concrete, depending on the form of the compressed concrete area.

The design method has been developed that allows analytically determining all parameters of the stress-strain state of the column section at the moment of destruction. The method permits designing columns of the flat plate frame structural system of buildings with optimal saturation of longitudinal reinforcement depending on the position of the column in the framework, the amount and physical and mechanical properties of reinforcement, prestressing, cross-sectional profile, etc.

The **sixth chapter** presents the results of experimental tests of the members of the precast frame structural system of buildings with a flat plate floor. When testing full-scale samples of slabs, it was established that they are divided into discs under the load due to the formation of plastic linear hinges. The nature of the destruction of the slabs confirms the accepted patterns of slab breakage when calculating its bearing capacity by the yield line method. The feasibility of using the developed method of slab design based on the yield line method was confirmed by comparing the bearing capacity of three slabs (middle, intercolumned, overcolumned) of the flat plate frame structural system of buildings with the data of theoretical calculations.

During biaxial bending testing of models of reinforced concrete columns made of fine-grained concrete, it was found that the compressed concrete area acquired two geometric shapes: trapezoidal and pentagonal, which are the most characteristic in the stage of operation of the columns of the precast frame structural system of buildings with the flat plate floor. According to the results of the tests, it was noted that the ultimate fiber strains of concrete in biaxially bended reinforced concrete columns increase with an increase in the area of the longitudinal reinforcement of the columns. A similar trend is observed with the transition from a pentagonal to a trapezoidal form

of the compressed area with an approach to a triangular form. Values of ultimate fiber strains of fine-grained concrete of experimental columns varied from 2‰ to 4‰. Thus, it was found that the ultimate strains of fine-grained concrete are not a constant value that depends only on the class of concrete. Therefore, their determination by calculation according to the methodology of Chapter 5 depending on the amount of principal reinforcement, the form of the cross-section and other factors is reasonable and expedient.

The comparative analysis of the results of the calculation of the parameters of the stress-strain state of experimental columns at the time of failure confirms the possibility and feasibility of applying the developed method of calculating the strength, when determining the bearing capacity of columns made of fine-grained concrete.

Key words: reinforced concrete, synthesis, precast frame, flat plate, bearing capacity, strain, analysis, design.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧКИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Монографії

1. Гарькава, О.В. (2024). *Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів.* Житомир, Видавничий дім «Бук-Друк».

2. Павліков, А.М., Балясний, Д.К., Гарькава, О.В., Довженко, О.О., Микитенко, С.М., Пінчук, Н.М., Федоров, Д.Ф. (2017). *Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону*. Полтава, ПолтНТУ.

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

3. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2024). Experimental Research of Biaxially Bended Reinforced Concrete Columns Manufactured on Granite Sifting. *Proceedings of the 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 43-50. Budapest **(Scopus)**.

4. Pavlikov, A.M. & Harkava, O.V. (2024). Experimental tests of the over-columned plates of the precast building frame. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*, 1415, 012067 https://doi.org/10.1088/1755-1315/1415/1/012067 **(Scopus)**.

5. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2023). Application of the Deformation Theory in Section Analysis of Reinforced Concrete Members with High-Strength Reinforcement. *Civil Engineering and Architecture*, 11(4), 2033-2039. https://doi.org/10.13189/cea.2023.110426 **(Scopus)**.

6. Pavlikov, A., Harkava, O., Danych, D., Ghazali, M. & Dabo, A. (2023). Precast Flat Plate Analysis by Kinematic Method. *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient Proceedings of the fib Symposium 2023*, 1, 1526-1538 https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_154 **(Scopus)**.

7. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2023). Determination of the bearing capacity of biaxially bended beams based on the design strength of reinforced concrete.

IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci., 1254, 012073. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012073 **(Scopus)**.

8. Pavlikov, A., Harkava, O., & Atembemoh, K. (2022). Design of Reinforced Concrete Members Taking into Account the Influence of Biaxial Bending. *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering*, 181, 291-301. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_28 **(Scopus)**.

9. Pavlikov, A., Harkava, O., Pinchuk, N., Usenko, Yu. & Baryliak, B. (2021). Determination of the Crack Formation Moment in Expanded Clay Concrete Members During their Complex Deformation. *Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance Proceedings for the 2021 fib Symposium*, 2125-2134 **(Scopus)**.

10. Pavlikov, A. & Harkava, O. (2020). Structural deformability of concrete. *Concrete Structures for Resilient Society: Proceedings of the fib Symposium 2020*, 449-455 **(Scopus)**.

11. Baryliak, B., Pavlikov, A. & Harkava, O. (2020). General Method of Structural Analysis of Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending. *Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 179-186 **(Scopus)**.

12. Pavlikov, A., Harkava, O., Prykhodko, Yu. & Baryliak, B. (2019). Highly constructed precast flat slab frame structural system of buildings and research of its slabs. *Proceedings of the International fib Symposium on Conceptual Design of Structures*, 493-500 **(Scopus)**.

13. Pavlikov, A., Kochkarov, D., & Harkava, O. (2019). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. *CONCRETE. Innovations in Materials, Design and Structures: Proceedings of the fib Symposium 2019*, 820-827 **(Scopus)**.

Статті у фахових виданнях України

14. Гарькава, О.В. (2024). Синтез методів розрахунку несучої здатності елементів збірної безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель.

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, 45, 136-143 https://doi.org/10.31713/budres.v0i45.15

15. Гарькава, О.В. (2024). Огляд збірних каркасних конструктивних систем будівель. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 21, 44-56 https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)

16. Pavlikov, A. & Harkava, O. (2024). Precast flat plate frame of buildings for renewal of the housing stock of Ukraine. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(62), 32-37 https://doi.org/10.26906/znp.2024.62.3882

17. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Несуча здатність залізобетонних колон на основі критерію повного використання опору стиснутої зони бетону. *Нові технології в будівництві*, 43, 29-35 https://doi.org/10.32782/2664-0406.2023.43.4

18. Гасенко, А.В., Гарькава, О.В., Фенко, О.Г., Кириченко, В.А. (2023). Статистичний аналіз характеристик арматурних стержнів із сучасних металургійних комбінатів для залізобетонних каркасів споруд цивільного захисту. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 44, 148-156. https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.17

19. Pavlikov A., Harkava O., & Atembemoh, K. (2022). Reinforced concrete section analysis based on design strength of reinforced concrete. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(58), 33-39.

20. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Гранична деформативність бетону в згинальних переармованих елементах. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць*, 19, 124-134. https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2023-8(19)-15.

21. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2020). Розрахунок несучої здатності залізобетонних колон безбалкових каркасів. *Нові технології в будівництві*, 38, 10-16.

22. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019). Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень. *Вісник*

Одеської державної академії будівництва та архітектури : Збірник наукових праць, 76, 70-76.

23. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2019). Strength analysis of reinforced concrete flexural members at not entirely use of reinforcement resistance. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering,* 1(52), 65-69.

24. Павліков, А.М., Пінчук, Н.М., Гарькава, О.В. (2018). Безконсольно-безкапітельно-безбалкові каркаси в будівництві котеджів. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 36, 279-287.

25. Гарькава, О.В., Гасенко, А.В. (2017). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Наука та будівництво,* 4(14), 29-35.

26. Pavlikov, A., Kochkarev, D., & Garkava, O. (2017). Strength of reinforced concrete in calculations of bending elements. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(48), 62-71.

27. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2016). Розрахунок несучої здатності колон при їх косому деформуванні у складі безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 33, 191-199.

28. Pavlikov, A., Pinchuk, N., & Garkava, O. (2016). Industrial Uncapital Ungirder Frame Structure for Residential Buildings. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2(47), 96-103.

29. Гарькава, О.В. (2014). Розрахунок міцності середньої плити перекриття безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 29, 86-93.

30. Гарькава, О.В. (2013). Спрощена методика розв’язання задач міцності позацентрово стиснутих елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону та арматури. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 4(39), 1, 71-77.

31. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Безрукавий, Д.В. (2013). Впровадження безригельно-безкапітельної каркасної конструктивної системи в проектування

будівель під доступне житло. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 27, 352-359.

32. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2013). Перевірка міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону й арматури. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 25, 370-376.

33. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Харченко, М.О., Федоров, Д.Ф., Пащенко, Н.С. (2012). Нелінійна деформаційна модель в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 47, 1, 249-254.

34. Павліков, А.М., Бойко, О.В. (2012). Використання нелінійної деформаційної моделі у розрахунках міцності залізобетонних елементів. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 2(32), 1, 178-184.

35. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Федоров, Д.Ф. (2011). Застосування нелінійної деформаційної моделі в розрахунках міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при плоскому та косому деформуванні. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 22, 444-451.

Статті у інших виданнях

36. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V. & Pinchuk, N.M. (2021). Calculation of Inter-Column Slabs Bearing Capacity by Kinematic Method. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1079, 4. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/5/052095.

37. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Prykhodko, Yu.O., & Baryliak, B.A. (2018). Experimental and Theoretical Testing Results of Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. *International Journal of Engineering & Technology*, 7 (4.8), 145-151. https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27230

38. Гарькава, О.В., Горіна, А.О., Височин, Г.Г., Дмитренко, Ю.А. (2014). Моделювання напружено-деформованого стану колон безкапітельно-

безригельної конструктивної системи будівель. *Проблеми розвитку міського середовища: наук.-техн. збірник*, 2(12), 172-181.

Матеріали конференцій

39. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 12-13 грудня). Збірна безбалкова безкапітельна каркасна конструктивна система будівель для відбудови України. *Збірник наукових праць XVI Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи»*, 313-315. Полтава: Полтавська політехніка.

40. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Травка-Бабенко, З.Є., Білокінь, М.Ю., Кіяшко, Я.С. (2023, 29 листопада). Збірний безбалковий каркас будівель для поновлення житлового фонду України. *Тези III Всеукраїнської науково-практичної конференції «Роль науки у відбудові України»*, 35-38. Київ: НДІБК.

41. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 17 листопада). Високоефективна збірна каркасна безбалкова конструктивна система будівель. *Сучасні проблеми містобудування. Перспективи та пріоритети розвитку: збірник тез доповідей Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції*, 83-84. Луцьк: ЛНТУ.

42. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 23-24 травня). Результати експериментальних досліджень несучої здатності косозігнутих колон із дрібнозернистого бетону. *Збірник матеріалів Міжнародної науково-технічної on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів»*, 105-107. Кропивницький: ЦНТУ.

43. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 12 травня). Гранична деформативність бетону в згинальних переармованих елементах. *Тези доповідей учасників VIII Міжнародної інтернет-конференції «Інновації у будівництві»*. Луцьк: ЛНТУ.

44. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 02-25 травня). Дискова модель збірного безбалкового перекриття в граничному деформованому стані. *Тези 75-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка*

імені Юрія Кондратюка», 114-115. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

45. Павліков, А., Гарькава, О. (2023, 26-27 квітня). Розрахунок несучої здатності плит збірного безбалкового перекриття кінематичним способом. *Матеріали IV Міжнародної науково-практичної конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: матеріали та конструкції»*, 77-78. Київ: КНУБА.

46. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А., Атембемох, К. (2022, 17-18 листопада). Використання відходів каменедробильних заводів для виготовлення будівельних конструкцій. *Збірник матеріалів Міжнародної науково-практичної конференції «Environment Recovery and Reconstruction: War Context 2022»*, 82. Полтава: НУПП.

47. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Газалі, М.С. (2021, 9-11 вересня). Принципи розрахунку плоских перекриттів каркасних конструктивних систем будівель. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доп. IV міжнар. конф.*, 124-126. Одеса: ОДАБА.

48. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Ghazali, M.S. (2021, 20-21 травня). Principles of analysis of synthesized frame structural systems of buildings. *Збірник наукових праць IV Міжнародної азербайджансько-української науково-практичної конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2021»*, 150-152. Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка».

49. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., Saiko, K.G., & Chaika O.S. (2021, 11-14 травня). Calculation of new generation floor slabs in cottages. *Актуальные проблемы инженерной механики: тезисы докладов VIII Международной научно-практической конференции*, 43-47. Одесса: ОГАСА.

50. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2020, 22-24 November). Structural deformability of concrete. *Extended Abstracts of the fib Symposium 2020 Concrete Structures for Resilient Society*, 162-163.

51. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Сайко, К.Г. (2021, 21 квітня-13 травня). Особливості розрахунку середньої плити збірних безбалкових перекриттів. *Тези 73-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників,*

аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 1, 124-125. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

52. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., & Saiko, K.G. (2020, 1-2 червня). Calculation of inter-column slabs bearing capacity on the basis of the virtual works method. *Building innovations – 2020: зб. наук. пр. за матеріалами III Міжнар. азерб.-укр. наук.-практ. конф.*, 153-156. Полтава : Національний університет імені Юрія Кондратюка.

53. Павліков, А.М., Гарькава, О.В, Бариляк, Б.А. (2019, 26-28 вересня). Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доповідей III Міжнародної конференції*,113. Одеса: ОДАБА.

54. Pavlikov, A., Kochkarov, D., & Harkava, O. (2019, 27-29 May). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. *Book of abstracts for the 2019 fib International Symposium: CONCRETE. Innovations in Materials, Design and Structures*, 257-258.

55. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2019, 23-24 травня). Розрахунок несучої здатності залізобетонних згинальних елементів при неповному використанні міцності арматури. *Збірник наукових праць II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2019»*, 166-168. Полтава: ПолтНТУ.

56. Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019, 22 квітня-17 травня). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету*, 1, 270-271. Полтава: ПолтНТУ.

57. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019, 5-7 березня). Особливості роботи залізобетонних колон у складі безбалкових каркасів будівель. *Сучасні технології в науці та освіті: матеріали Другої міжнародної науково-практичної конференції*, 24-26. Сєвєродонецьк: вид-во СНУ ім. В. Даля.

58. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Prykhodko, Yu.O. (2018, 24-25 жовтня). Experimental and theoretical testing results of reinforced concrete columns under biaxial bending. *Збірник наукових праць І Міжнародної науково-практичної конференції «TECHNOLOGY, ENGINEERING AND SCIENCE – 2018»*, 13-15. Лондон: ПолтНТУ.

59. Гарькава, О.В., Пискун, А.О. (2018, 28-29 березня). Аналіз причин косого деформування залізобетонних колон. *Тези та програма ІІІ Міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві»*, 187-188. Київ: КНУБА.

Патенти

60. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Федоров, Д.Ф., Фаренюк, Г.Г., Петтер, Б.М., Бовкун, Ж.М. (2014). *Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла* (Патент України 93195). Держ. служба інтелект. власності України. Доступ через: https://uapatents.com/4-93195-industrialnijj-bezkapitelno-bezbalkovijj-karkas-budivli-dostupnogo-zhitla.html

ЗМІСТ

ВСТУП..... 29
РОЗДІЛ 1 СТАН ТА НАПРЯМИ ВДОСКОНАЛЕННЯ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ..... 40
1.1 Аналіз каркасних конструктивних систем будівель..... 40
1.1.1 Виникнення та розвиток каркасних конструктивних систем будівель 40
1.1.2 Види каркасних конструктивних систем будівель та їх дослідження 60
1.2 Дослідження й методи розрахунків каркасних конструктивних систем та їх перекриттів..... 79
1.2.1 Розрахунок безбалкових перекриттів 79
1.2.2 Розрахунок безбалкових каркасів шляхом поділу на плоскі рами ... 86
1.2.3 Розрахунок перекриттів безбалкових каркасів із застосуванням кінематичного способу методу граничної рівноваги 90
1.3 Складне деформування колон у складі безбалкових каркасів 94
1.3.1 Причини і умови виникнення явища складного деформування колон безбалкових каркасів 94
1.3.2 Врахування явища косого стискання колон..... 98
1.3.3 Огляд методів розрахунку несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон..... 101
1.4 Висновки за розділом 1 та задачі дослідження..... 108

РОЗДІЛ 2 СИНТЕЗ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ТА ОСНОВИ РОЗРАХУНКІВ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ 112
2.1 Синтез каркасних конструктивних систем будівель 112

2.2 Функціональний аналіз структури збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель 123
2.3 Узагальнення протиріч у теоретичних дослідженнях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель та шляхи їх усунення..... 134
2.4 Основи розрахунку елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель 142
2.4.1 Дискова модель перекриттів та її вплив на вид деформованого стану..... 144
2.4.2 Робота плит перекриттів під навантаженням на основі кінематичного способу розрахунку..... 154
2.4.3 Косе стискання колон у складі каркасу 158
2.5 Висновки за розділом 2..... 165

РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК ПЛИТ ЗБІРНОГО БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ КІНЕМАТИЧНИМ СПОСОБОМ МЕТОДУ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ 167
3.1 Загальні положення розрахунку 167
3.2 Розрахунок середньої плити..... 170
3.2.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті..... 174
3.2.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті 181
3.3 Розрахунок міжколонної плити 187
3.3.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті..... 190
3.3.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті 193
3.4 Розрахунок надколонної плити..... 196
3.4.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті..... 200
3.4.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті 203
3.5 Визначення точок обриву арматури плит..... 209
3.6 Висновки за розділом 3..... 212

РОЗДІЛ 4 МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОЛОН ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ 214
4.1 Основні засади моделювання напружено-деформованого стану косо стиснутих колон 214
4.1.1 Загальні передумови 216
4.1.2 Діаграми стану бетону 217
4.1.2.1 Експериментальні дані 217
4.1.2.2 Розрахункові діаграми деформування бетону 223
4.1.3 Діаграми стану арматури 226
4.1.3.1 Експериментальні дані 226
4.1.3.2 Розрахункові діаграми деформування арматури 233
4.2 Загальна модель неоднорідного напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон 235
4.2.1 Положення площин дії зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі 238
4.2.2 Критерії міцності косо стиснутих колон 240
4.3 Загальна модель однорідного напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон 253
4.3.1 Положення площин дії зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі 255
4.3.2 Критерії міцності косо стиснутих колон 257
4.5 Висновки за розділом 4 265

РОЗДІЛ 5 УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОЛОН ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ 267
5.1 Розрахунок несучої здатності косо стиснутих колон на основі нелінійної залежності «напруження-деформації» в бетоні стиснутої зони 267
5.1.1 Колони з трикутною формою стиснутої зони бетону 268
5.1.2 Колони з трапецієподібною формою стиснутої зони бетону 276
5.1.3 Колони з п’ятикутною формою стиснутої зони бетону 279

5.2 Розрахунок несучої здатності косо стиснутих колон на основі рівномірного розподілу напружень в стиснутій зоні бетону 283
5.2.1 Колони з трикутною формою стиснутої зони бетону 283
5.2.2 Колони з трапецієподібною формою стиснутої зони бетону 285
5.2.3 Колони з п’ятикутною формою стиснутої зони бетону 287
5.3 Методика розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель 290
5.4 Розрахунок несучої здатності центрально стиснутих колон 292
5.4.1 Випадки вичерпання несучої здатності залізобетонних колон, армованих звичайною арматурою 293
5.4.2 Випадки вичерпання несучої здатності залізобетонних колон, армованих високоміцною арматурою 300
5.5 Експериментальна перевірка методики розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон 307
5.6 Висновки за розділом 5 308

РОЗДІЛ 6 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ВИПРОБУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ 311
6.1 Випробування середніх плит перекриття до руйнування 311
6.1.1 Конструкція дослідного зразка середньої плити 311
6.1.2 Методика випробувань середніх плит перекриття 316
6.1.3 Результати випробування середньої плити перекриття 319
6.2 Випробування міжколонних плит перекриття до руйнування 321
6.2.1 Конструкція дослідного зразка міжколонної плити 321
6.2.2 Методика випробувань міжколонних плит перекриття 326
6.2.3 Результати випробування міжколонної плити перекриття 329
6.3 Випробування надколонних плит перекриття до руйнування 331
6.3.1 Конструкція дослідного зразка надколонної плити 331
6.3.2 Методика випробувань надколонних плит перекриття 337

6.3.3 Результати випробування надколонної плити перекриття 339
6.4 Експериментальне дослідження роботи надколонних плит перекриття під навантаженням 343
6.4.1 Конструкція дослідних зразків надколонних плит 343
6.4.2 Методика експериментального дослідження надколонних плит перекриття 346
6.4.3 Результати експериментальних досліджень надколонних плит перекриття 350
6.4.3.1 Тріщиноутворення та прогини дослідних зразків 351
6.4.3.2 Деформації арматури 353
6.4.3.3 Деформації бетону 357
6.4.3.4 Схема зламу дослідних зразків 364
6.4.3.5 Зміна положення нейтральної лінії під час завантаження . 367
6.5 Експериментальне дослідження залізобетонних колон на косий стиск 368
6.5.1 Конструкція дослідних зразків колон 368
6.5.2 Фізико-механічні характеристики арматурної сталі та бетону 372
6.5.3 Методика проведення експериментальних досліджень колон 373
6.5.4 Результати експериментальних досліджень колон 375
6.6 Висновки за розділом 6 382

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 385

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 389

ДОДАТОК А СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧКИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ 437

ДОДАТОК Б ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ 448

ДОДАТОК В РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОГО БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО КАРКАСУ 16-ПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ 460

ДОДАТОК Г ПРИКЛАДИ ПРАКТИЧНОГО ВПРОВАДЖЕННЯ РОЗРОБЛЕНИХ МЕТОДИК РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ 468

ДОДАТОК Д СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ДОСЛІДНИХ ВИПРОБУВАНЬ ЗБІРНИХ ПЛИТ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ 476

ВСТУП

Актуальність теми. Відновлення житлового фонду України, а також створення доступного житла для широких верств населення є наразі важливою проблемою, котра має загальнонаціональне значення. У її вирішенні суттєву роль відіграє швидкість зведення будівель, їх якість, можливості вдосконалення задля зниження вартості, а також потенціал експлуатації на перспективу.

Для розв’язання відмічених пріоритетних задач в житловому та цивільному будівництві одним із дієвих засобів є застосування каркасних конструктивних систем будівель. Ці системи дозволяють автономізувати архітектурно-планувальні рішення будівель, застосовувати енергоефективні матеріали для огороджуючих конструкцій та підвищувати комфортність житла, а також надавати кожній будівлі неповторних архітектурних форм, привабливо урізноманітнюючи міський ландшафт.

Впровадження каркасних конструктивних систем будівель у житлове та цивільне будівництво здійснюється переважно на основі застосування залізобетону. Залізобетонні каркаси будівель відповідають високим вимогам технологічності, міцності, вогнестійкості, корозієстійкості, довговічності, доступності та мають невисоку вартість. Доповнюючи названі якості, слід відмітити також невід’ємні переваги збірних конструкцій: можливість швидкого індустріального зведення будівель, незалежність монтажу від пори року й погодних умов та високу заводську готовність елементів, які сприяють підвищенню попиту на збірні залізобетонні конструкції.

На основі перерахованих переваг збірних залізобетонних конструкцій, можна стверджувати, що вирішення проблеми прискореного відновлення житлового фонду доцільно здійснювати шляхом удосконалення сучасних збірних каркасних конструктивних систем будівель. З їх аналізу встановлено, що найбільш перспективним у цьому напрямі способом об’єднання основних частин каркасу: колон та перекриттів є їх безпосереднє з’єднання із урахуванням простоти геометричних форм та забезпеченням переваг

архітектурно-планувального та технологічного характеру. Вказане конструктивне рішення реалізується, зокрема, у вдосконаленій у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» збірній безкапітельно-безбалковій конструктивній системі будівель.

Застосуванню залізобетонних конструкцій збірного безкапітельно-безбалкового каркасу в галузі будівництва належить одне з провідних місць. Але сьогодні, як і раніше, їх проектування та експлуатація мають багато нерозв'язаних задач, основними з яких є: забезпечення стійкості каркасу, врахування просторової роботи збірних плит перекриття та складного деформування колон з метою підвищення ефективності каркасу та зменшення його матеріаломісткості. Розв'язання окреслених задач шляхом вдосконалення існуючих методологічних основ розрахунків збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель та її елементів в аспекті синтезу каркасних конструктивних систем будівель є **актуальною проблемою**, яка має теоретичне та практичне значення для відновлення житлового фонду України.

Зв'язок роботи з науковими програмами, питаннями, темами. Тема дисертації відповідає сучасним напрямам науково-технічної політики держави щодо енергоефективності та ресурсозбереження у будівництві згідно з розпорядженням КМУ від 17.12.2008 р. №1567-р «Про програми підвищення енергоефективності та зменшення споживання енергоресурсів» та Закону України від 11.07.2001 р. № 2623-III із змінами від 12.01.2023 р. № 2859-IX «Про пріоритетні напрями розвитку науки і техніки» та щодо впровадження нормативних документів, гармонізованих із європейськими, згідно з постановою КМУ від 23.05.2011 р. №547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу».

Робота виконана в рамках держбюджетних прикладних науково-дослідних робіт у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»: «Збірно-монолітна конструктивна система будівлі під

соціальне житло» (державний реєстраційний номер 0113U000383), «Індустріальна каркасна безбалкова конструктивна система будівлі доступного житла» (державний реєстраційний номер 0115U002416).

Виконані дослідження стали одним із етапів комплексних досліджень, що виконуються на кафедрі будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» за проблемою «Експериментально-теоретичні дослідження і розробка практичних методів розрахунків залізобетонних елементів, які працюють на складні види деформацій при короткочасній та тривалій дії навантажень».

Науковим консультантом роботи є д.т.н., професор Павліков А.М., який очолює наукову школу «Дослідження залізобетонних і кам'яних конструкцій, що зазнають складних деформацій» в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка».

Метою роботи є вирішення актуальної науково-технічної проблеми синтезу каркасних конструктивних систем будівель зі створенням на його основі єдиного методологічного комплексу розрахунків несучої здатності елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель.

Для досягнення поставленої мети сформульовані та розв'язані такі **задачі дослідження**:

1. Структурувати процес синтезу каркасних конструктивних систем будівель в аспекті їх вдосконалення, виявити та узагальнити шляхи вдосконалення таких систем та методів розрахунку їх складових елементів.

2. Усунути неточності та протиріччя в розрахунках і проектуванні збірної каркасної конструктивної безкапітельно-безбалкової системи будівель шляхом формулювання основних розрахункових положень моделювання напружено-деформованого стану її складових елементів.

3. Удосконалити для збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель на основі кінематичного методу граничної рівноваги дискову модель деформування перекриття, котра дозволить виявити резерви несучої здатності плит безкапітельно-безбалкового перекриття.

4. На базі удосконаленої дискової моделі перекриття з використанням рівності віртуальних робіт зовнішніх та внутрішніх зусиль на відповідних переміщеннях розробити практичні методи розрахунку несучої здатності плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття.

5. Довести, що колони збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи зазнають косого стискання. Для косо стиснутих колон запропонувати критерій міцності з метою оптимізації їх армування у поперечному перерізі.

6. Отримати теоретично та впровадити при розробленні методики розрахунку несучої здатності діаграму граничних значень фіброві деформацій бетону в складі косо стиснутих колон з урахуванням запропонованого критерію їх міцності за умови роботи арматури в пружній стадії.

7. Експериментально перевірити можливість застосування на практиці проектування розроблених методик розрахунку несучої здатності складових елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель.

Об’єкт дослідження – синтез каркасних конструктивних систем будівель.

Предмет дослідження – несуча здатність елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель.

Методи дослідження – математичне моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних елементів, методи експериментального дослідження залізобетонних елементів із застосуванням механічних та електротензометричних методів вимірювань, метод скінченних елементів, методи математичної статистики, аналіз, синтез.

Наукова новизна одержаних результатів:

– вперше структуровано процес синтезу каркасних конструктивних систем будівель із залізобетону, що дозволило виявити шляхи вдосконалення таких систем та методів розрахунку їх складових елементів;

– удосконалено основні положення розрахунку збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, котрі забезпечують її економічно ефективне проектування;

– набув подальшого розвитку кінематичний спосіб методу граничної рівноваги при розробленні розрахунків несучої здатності плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття з уточненням умов їх закріплення та урахуванням можливості зменшення площі арматури в приопорних ділянках;

– удосконалено дискову модель деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття з урахуванням сумісної роботи плит, що дозволило виявити резерви їх несучої здатності;

– вперше запропоновано критерій міцності косо стиснутих залізобетонних колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель при їх неоднорідному та однорідному деформуванні за умови роботи арматури в пружній стадії;

– вперше на основі сформульованого критерію побудовано діаграму розрахункових значень граничних фіброві деформацій бетону в складі косо стиснутих колон при роботі арматури в пружній стадії, котра дозволяє проєктувати залізобетонні конструкції з оптимальною кількістю арматури;

– вперше на основі нових результатів експериментальних випробувань виявлені особливості напружено-деформованого стану та характерні форми руйнування елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, експериментально підтверджені теоретично розроблені моделі їх руйнування та розрахунки несучої здатності.

Достовірність та обґрунтованість результатів роботи підтверджена використанням фізично обґрунтованих передумов та методів розрахунку будівельних конструкцій, експериментальними дослідженнями, як власними, так і інших авторів, даними чисельного моделювання роботи елементів та конструкцій, перевіркою збіжності отриманих теоретичних результатів з даними експериментальних досліджень, а також методами математичної статистики.

Практичне значення одержаних результатів підтверджується їх використанням при підготовці нової редакції національного стандарту України ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування». Крім цього:

– розроблена в дисертаційній роботі на основі кінематичного способу граничної рівноваги методика розрахунку несучої здатності залізобетонних плит застосована при проведенні експертизи на відповідність нормативним документам залізобетонних плит ТОВ «Східний геологічний союз», при розрахунку необхідної кількості робочої арматури безкапітельно-безбалкового перекриття підземного паркінгу в м. Кременчук Полтавської області, при визначенні залишкової несучої здатності плит перекриття будівлі сировинної лабораторії «Новооржицького цукрового заводу»;

– методика випробування збірних залізобетонних плит, розроблена в дисертаційній роботі, застосована при випробуванні залізобетонних плит, виготовлених на підприємстві УБМР «Укргазспецбудмонтаж» АТ «Укргазвидобування»;

– використання розробленої у дисертаційній роботі методики розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон на основі нелінійної деформаційної моделі дозволило більш точно визначити необхідну кількість робочої арматури залізобетонних колон багатоповерхового каркасу житлового будинку в м. Кременчук Полтавської області, визначити залишкову несучу здатність колон збірного в’язевого залізобетонного каркасу будівлі сировинної лабораторії та стійок залізобетонних рам будівель пересипки «Новооржицького цукрового заводу»;

– згідно зі сформульованими у дисертаційній роботі критеріями міцності залізобетонних елементів за результатами експериментальних випробувань зразків арматури ПП «Дорожній технологічний центр» враховано збільшення напружень в арматурі у складі залізобетонних конструкцій при визначенні їх несучої здатності;

– запропоноване удосконалення збірної каркасної конструктивної системи будівель, котре захищено патентом України на корисну модель №93195 «Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла»;

– результати виконаних досліджень впроваджено у науково-дослідні роботи кафедри будівельних конструкцій, які виконувалися за рахунок коштів загального фонду державного бюджету (0113U000383, 0115U002416);

– результати дисертаційної роботи було впроваджено у навчальний процес під час проведення лекційних та практичних занять у 2014 – 2025 навчальних роках у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», зокрема, у навчальні дисципліни освітньо-професійних програм підготовки першого та другого рівнів вищої освіти, а також у дисципліни освітньо-наукової програми третього рівня вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», а саме: «Залізобетонні конструкції», «Новітні матеріали, конструкції, конструктивні системи будівель (споруд), технології в будівництві», «Технічна експлуатація будівель і споруд. Випробування в будівництві», «Проєктування залізобетонних конструкцій, що працюють в умовах складних деформацій», «Комп'ютерні технології проектування залізобетонних і кам'яних конструкцій».

Особистий внесок здобувачки полягає у структуруванні процесу синтезу каркасних конструктивних систем будівель, виявленні напрямів вдосконалення таких систем та основних засад розрахунку і проєктування збірного безкапітельно-безбалкового каркасу будівель, розробленні методики оцінювання несучої здатності плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття, удосконаленні нелінійної деформаційної моделі косо стиснутих залізобетонних колон безкапітельно-безбалкового каркасу на основі застосування запровадженого критерію їх міцності за умови роботи арматури в пружній стадії [1, 14, 15, 29, 30].

Викладені в дисертаційній роботі ідеї, основні положення, теоретичні розробки та практичні результати отримані авторкою самостійно. У проведених

та опублікованих у співавторстві дослідженнях особистий внесок здобувачки полягає у:

– удосконаленні основних положень розрахунку збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, котрі забезпечують її економічно ефективне проєктування [2, 24, 28, 31, 39, 40, 41, 48, 60];

– адаптуванні кінематичного способу методу граничної рівноваги при розробленні розрахунків несучої здатності плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття з уточненням умов їх закріплення та урахуванням можливості обриву арматури [2, 6, 12, 36, 45, 47];

– удосконаленні дискової моделі деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття з урахуванням сумісної роботи плит з метою виявлення резервів їх несучої здатності [16, 44, 48, 50, 52];

– науковому обґрунтуванні існування та можливості реалізації критерію міцності косо стиснутих залізобетонних колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель при їх неоднорідному та однорідному деформуванні за умови роботи арматури в пружній стадії [5, 17, 18, 20, 23, 43];

– побудові діаграми розрахункових значень граничних фібрових деформацій бетону в складі косо стиснутих колон при роботі арматури в пружній стадії, котра дозволяє проєктувати залізобетонні конструкції з оптимальною кількістю арматури [10, 13, 17, 20, 21, 23, 33, 35, 51, 54, 55];

– експериментальному виявленні особливостей напружено-деформованого стану та характерних форм руйнування елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, підтвердженні теоретично розроблених моделей їх руйнування та розрахунків несучої здатності [3, 4, 7, 8, 9, 11, 19, 22, 25, 26, 27, 32, 34, 37, 38, 42, 46, 53, 56, 57, 58, 59].

У дисертації не використовувались матеріали кандидатської дисертації.

Апробація результатів дисертаційної роботи. Матеріали дисертаційної роботи оприлюднені на:

76 – 66 наукових конференціях професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (2024 – 2014 рр., м. Полтава);

15th fib PhD Symposium 2024 (28 – 30 серпня 2024 р., м. Будапешт); fib Symposium 2023 «Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient» (5 – 7 червня 2023 р., м. Стамбул); 2021 fib Symposium Concrete Structures «New Trends for Eco-Efficiency and Performance», (14 – 16 липня 2021 р., м. Лісабон); fib Symposium 2020 «Concrete structures for resilient society» (22 – 24 листопада 2020 р., м. Шанхай); 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering (26 – 28 серпня 2020, м. Париж); International fib Symposium on Conceptual Design of Structures (26 – 28 вересня 2019 р., м. Мадрид); fib Symposium 2019 «Concrete. Innovations in Materials, Design and Structures» (27 – 29 травня 2019 р., м. Краків);

III Всеукраїнській науково-практичній конференції «Роль науки у відбудові України» (29 листопада 2023 р., м. Київ); IV Міжнародній науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: матеріали та конструкції» (26 – 27 квітня 2023 р., м. Київ); IV – III Міжнародних науково-технічних конференціях «Ефективні технології в будівництві» (2019 – 2018 рр., м. Київ); I Міжнародному науково-практичному конгресі «Міське середовище – XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн» (10 – 14 лютого 2014 р., м. Київ);

XVI – XI Міжнародних науково-практичних конференціях «Академічна й університетська наука: результати та перспективи» (2023 – 2018 рр., м. Полтава); Міжнародній науково-практичній конференції «Environment recovery and reconstruction: war context 2022» (17 – 18 листопада 2022 р., м. Полтава); IV – I Міжнародних азербайджансько-українських науково-практичних конференціях «Building innovations» (2021 – 2018 рр., м. Полтава);

I Міжнародній науково-практичній конференції «Technology, engineering and science – 2018» (24 – 25 жовтня 2018 р., м. Лондон);

IX Міжнародній науково-практичній інтернет-конференції здобувачів вищої освіти та молодих учених (14 травня 2024 р., м. Луцьк); Міжнародній науково-практичній інтернет-конференції «Сучасні проблеми містобудування. Перспективи та пріоритети розвитку» (17 листопада 2023 р., м. Луцьк); VIII Міжнародній інтернет-конференції «Інновації у будівництві» (12 травня 2023 р., м. Луцьк);

9 та 7 Міжнародних науково-технічних конференціях «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (2021 р., 2018 р., м. Харків);

IV – III Міжнародних конференціях «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (2021 – 2020 рр., м. Одеса); VIII – VII Міжнародних конференціях «Актуальні проблеми інженерної механіки» (2021 – 2020 рр., м. Одеса);

Міжнародній науково-технічній on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів» (23 – 24 травня 2023 р., м. Кропивницький); I Всеукраїнській студентській науково-практичній конференції «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій» (29 – 30 жовтня 2019 р., м. Кропивницький); VI Всеукраїнському студентському науково-практичному семінарі «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій» (25 – 26 жовтня 2018 р., м. Кропивницький);

XIX Міжнародній науково-практичній конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (19 – 22 вересня 2021 р., м. Чернігів);

Другій міжнародній науково-практичній конференції «Сучасні технології в науці та освіті» (5 – 7 березня 2019 р., м. Сєвєродонецьк);

VI Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (16 – 17 листопада 2017 р., м. Тернопіль).

У повному обсязі дисертаційна робота доповідалась на семінарі при спеціалізованій вченій раді Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (6 березня 2025 р., м. Полтава), на розширеному науковому семінарі Навчально-наукового інституту будівництва та цивільної інженерії Харківського Національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова (14 лютого 2025 р., м. Харків), на розширеному науковому семінарі кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій будівельного факультету Навчально-наукового інституту «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Українського державного університету науки і технологій (17 грудня 2024 р., м. Дніпро), на розширеному засіданні наукової ради факультету конструювання та дизайну Національного університеті біоресурсів і природокористування України (12 грудня 2024 р., м. Київ), на Research Evening у Відземському університеті прикладних наук (4 квітня 2024 р., м. Валмієра, Латвія).

Публікації. За результатами дисертаційної роботи опубліковано 60 наукових праць, у тому числі: 2 монографії, 22 статті у фахових виданнях України, 11 статей у виданнях, проіндексованих НМБД Scopus, 3 публікації у інших збірниках статей, 21 тези за матеріалами наукових конференцій, 1 патент України на корисну модель.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, шести розділів, загальних висновків, списку використаних джерел та п'яти додатків. Дисертацію викладено на 480 сторінках, вона містить 340 сторінок основного тексту, котрі включають 185 рисунків та 24 таблиці, 48 сторінок використаних джерел із 460 найменувань та 44 сторінки додатків.

РОЗДІЛ 1
СТАН ТА НАПРЯМИ ВДОСКОНАЛЕННЯ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

1.1 Аналіз каркасних конструктивних систем будівель

1.1.1 Виникнення та розвиток каркасних конструктивних систем будівель

Проектування залізобетонних каркасних конструктивних систем будівель вимагає глибокого розуміння сутності роботи каркасу вцілому та його окремих елементів зокрема. З'ясуванню цього питання сприяло дослідження синтезу каркасних конструктивних систем, що дозволило чітко прослідкувати зміну конструкції та функцій елементів у складі каркасу, взаємну трансформацію конструктивних систем будівель, зробило можливим установлення впливу прототипів сучасних каркасних конструктивних систем будівель на застосування певного методу їх розрахунку та оцінювання несучої здатності. Здійснений аналіз дав можливість створити розрахункові схеми частин та елементів конструктивних систем будівель, котрі найбільш повно відповідають їх роботі у складі каркасу з урахуванням способу з'єднання елементів між собою та розробити на основі створених розрахункових схем методи їх розрахунку, котрі дозволили виявити незадіяні резерви несучої здатності каркасів.

Першою, з точки зору синтезу конструктивних систем будівель із залізобетону, була стінова конструктивна система. Ця система відображена у першій залізобетонній будівлі зведеній інженером François Coignet у Франції в 1853 році [1, 2]. З аналізу плану будівлі (рис. 1.1), встановлено, що вцілому будівля має перехресно-стінову конструктивну систему, в центральній частині якої, зокрема, в масиві поздовжньої стіни застосовані окремо розташовані опори – залізобетонні пілони. Метою влаштування останніх було розширення прорізів у стіні та об'єднання простору сусідніх приміщень. Ця будівля стала прототипом

каркасної залізобетонної будівлі з неповним каркасом. Подібні конструктивні рішення спостерігалися і в інших будівлях того періоду [3].

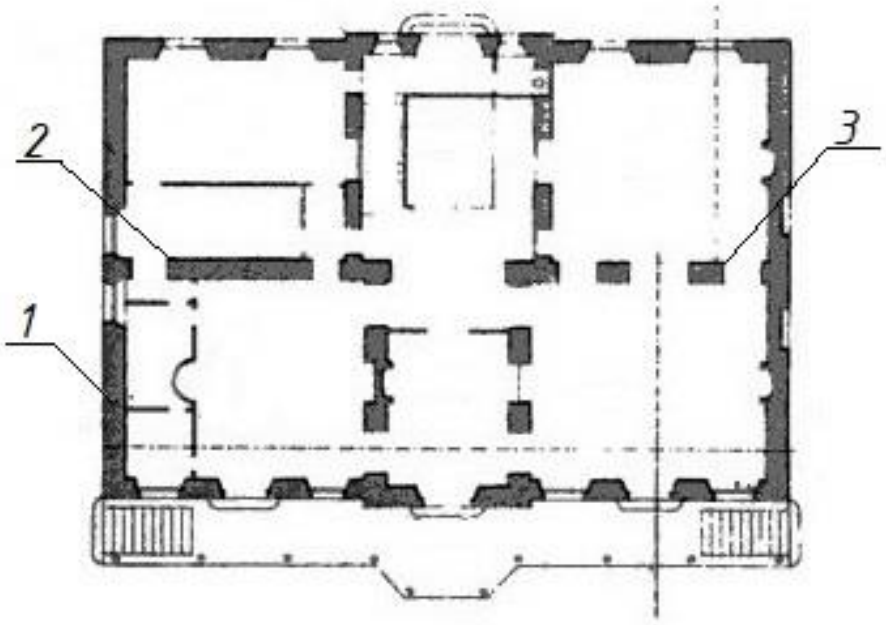


Рисунок 1.1 – План першого залізобетонного будинку, 1853 р. [2]: 1 – зовнішня несуча стіна; 2 – внутрішня поздовжня несуча стіна; 3 – пілон

Спочатку залізобетонні плоскі суцільні перекриття застосовувались в цивільних будівлях для невеликих прольотів та для сприймання навантажень 1 – 2 кН/м^2. Їх використання в промислових будівлях гальмувалося великою товщиною перекриттів, що була необхідна для перекриття великих прольотів та значно збільшувала постійне навантаження. Тому виникло прагнення поєднати нижні розтягнуті стержні арматури із верхньої зоною стиску перерізу перекриття тільки в межах вузьких бетонних стрічок (балок), а проміжок між ними заповнити конструкцією мінімальної товщини. Таким чином розпочалось формування ребристого залізобетонного перекриття.

Зовнішні стіни, викладені з каменю, слугували опорами для залізобетонних балок (рис. 1.2). Для зменшення місцевих напружень у місцях опирання балок на кам’яну кладку опорні частини балок у кладці частково розширювались. Така конструкція зовнішніх стін застосовувалась досить часто, особливо, якщо за завданням не потрібні були великі віконні прорізи і не було

необхідності відступати від звичайної товщини стін, наприклад, для зменшення тепловтрат або з огляду на опорядження фасадів.

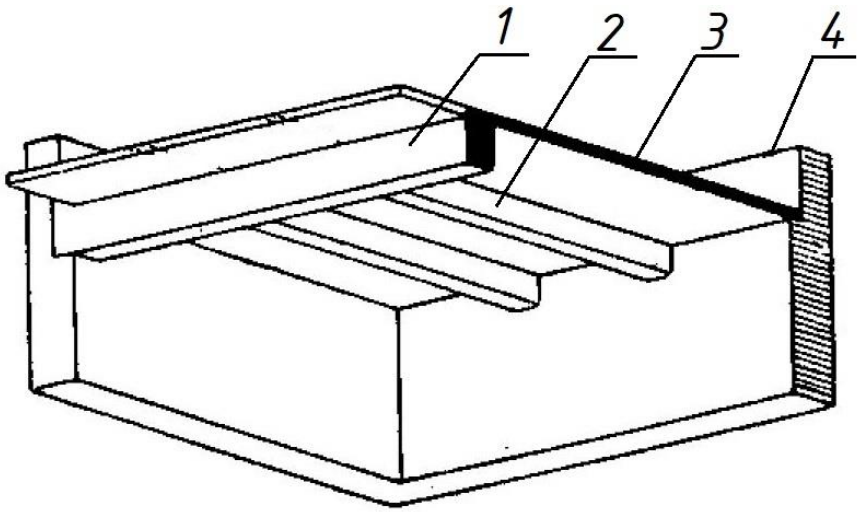


Рисунок 1.2 – Залізобетонне ребристе перекриття (вид знизу): 1 – головна балка; 2 – другорядна балка; 3 – плита; 4 – зовнішня несуча стіна [3]

Під час зведення таких будівель для безперешкодного ходу робіт план будівлі мав бути розвинений в поздовжньому напрямі. У цьому випадку будівельні роботи могли слідувати одна за іншою безперервно. Інакше, виникали невиправдані перерви. Для усунення залежності процесу будівництва від ходу робіт з влаштування кладки зовнішніх стін та прискорення темпів зведення будівель в створі кам’яних стін почали влаштовувати пілястри із залізобетону, як опорні частини для кінців балок. Останні з'єднувались з пілястрами, в результаті чого утворювався залізобетонний каркас [3]. Таким чином, відбувалося поступове виокремлення та формування каркасної конструктивної системи зі стінової.

На початку XX ст. після наукового обґрунтування розрахунку залізобетонних конструкцій описана система почала набувати більш широкого застосування в монолітних будівлях та спорудах (рис. 1.3) [3]. Завдяки однорідності матеріалу, несучі частини будівель (плити, балки і колони) були жорстко з’єднувались воєдино, і несучий каркас працював як рама.

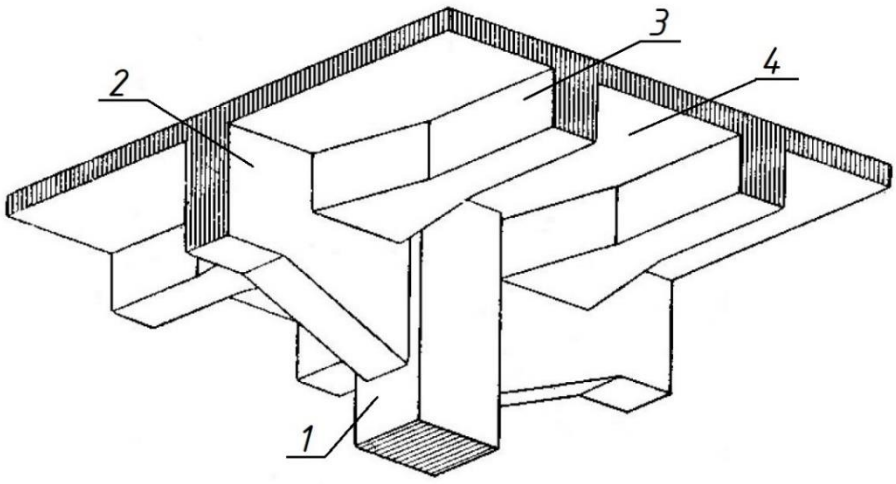


Рисунок 1.3 – Вузол з’єднання елементів монолітного залізобетонного каркасу (вид знизу): 1 – колона; 2 – головна балка; 3 – другорядна балка [3]; 4 – плита

Такий спосіб спорудження каркасів став особливо придатний для зведення високих будівель із суттєво завантаженими великими прольотами. До них належали будівлі: амбарів, фабрик, складів, магазинів тощо.

Поряд зі спорудами різного типу складів та промислових будівель, залізобетонні каркаси виявилися особливо придатним для будівель з шедовими покриттями у ткацьких фабриках та інших будівлях, що потребували потужного денного освітлення (рис. 1.4).

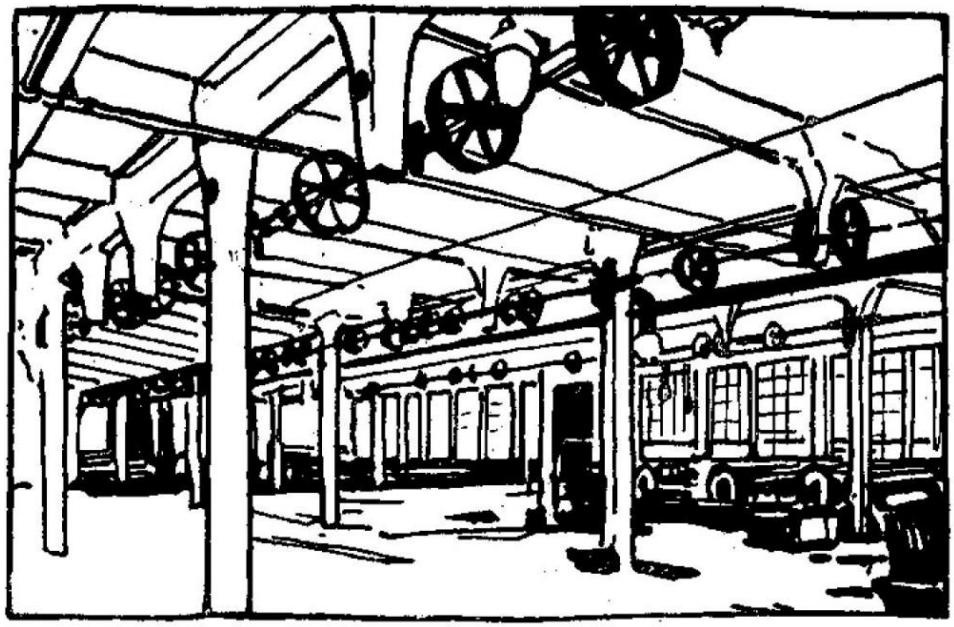


Рисунок 1.4 – Конструкція ребристого перекриття ткацької фабрики [3]

Перший багатоповерховий будинок із залізобетонним каркасом, котрий функціонує і сьогодні, висотою 16 поверхів було побудовано в м. Цинциннаті (США) у 1903 р. (рис. 1.5). Будівля, спроектована архітекторами Alfred O. Elzner та George M. Anderson, стала першою висотною будівлею із залізобетону [4].

Конструкція будівлі складається із монолітних фундаментів, колон, балок, плит перекриттів та покриття, а також огороджуючих залізобетонних стін товщиною 200 мм. Розмір зведеної будівлі в плані становить 15 × 30 м, а загальна висота – 64 м. Залізобетонні колони виконані розміром 760 × 860 мм для перших десяти поверхів та 300 × 300 мм для решти [4, 5].

Жорстка рама будівлі сприймає вертикальні навантаження, які передаються з системи перекриттів. Масивні монолітні перекриття також функціонують як горизонтальні діафрагми, котрі забезпечують розподілення горизонтального навантаження на балки та колони. Колони та балки мають суттєві розміри поперечних перерізів [6].



а)



б)

Рисунок 1.5 – Будівля Ingalls в м. Цинциннаті, Огайо, США:
а) – у стадії зведення в 1903 р. [4]; *б*) – у стадії експлуатації в 2006 р. [5]

Перший масивний залізобетонний каркас, застосований в Україні, реалізований у 13-поверховому Будинку Державної промисловості, збудованому в м. Харків за проектом архітекторів С.С. Серафімова, С.М. Кравця і М.Д. Фельгера впродовж 1925 – 1928 років. Будівля за розміром та складністю конструктивного рішення на той час не мала аналогів у Європі. В її конструкції були застосовані багатоярусні та багатопролітні рамні залізобетонні конструкції (рис. 1.6), методи розрахунку яких розроблялись в процесі проєктування [7].

Стрічкові фундаменти будівлі закладені на глибині 6 – 7 метрів від поверхні землі. Несучою конструкцією будівлі є залізобетонний рамний каркас з колонами квадратного перерізу та ребристими перекриттями поверхів. Каркаси трьох корпусів Держпрому об'єднані мостовими переходами (рис. 1.7), конструкції яких виконані за типом безрозкісних ферм, монолітно пов'язаних на опорах зі стійками каркасу [8].

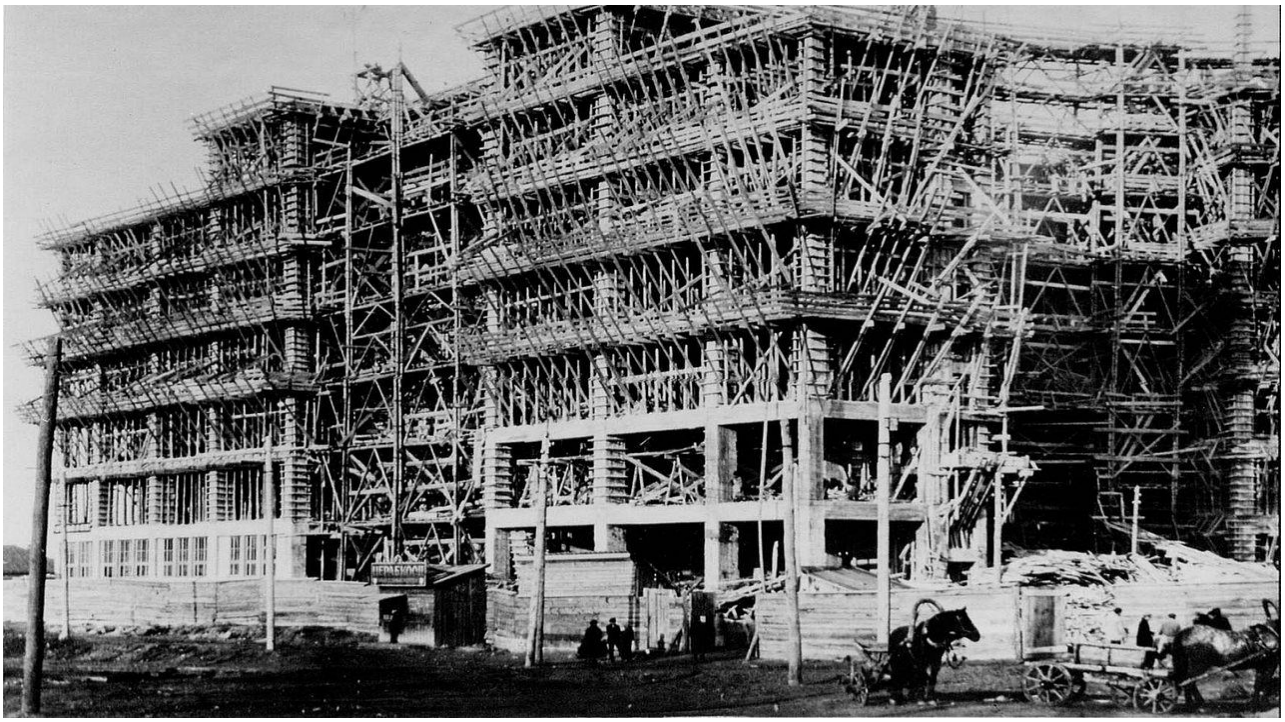


Рисунок 1.6 – Будинок Державної промисловості в м. Харків
у стадії зведення в 1927 р. [9]



Рисунок 1.7 – Будинок Державної промисловості в м. Харків
у стадії експлуатації в 2019 р. [9]

Отже, трансформація стінової конструктивної системи в каркасну спершу супроводжувалась утворенням ребристих перекриттів. Конструктивне рішення залізобетонних перекриттів взяло свій початок від дерев'яних каркасів (а згодом і сталевих), котрі раніше застосовувались у промислових будівлях. Дерев'яні каркаси складались із колон, на які спирались головні ригелі. По ригелям вкладались другорядні балки (прогони), а на них своєю чергою дошки. Перші залізобетонні перекриття проектувались на основі тих самих принципів: кожен конструктивний елемент опирався з двох сторін і зазнавав згинання тільки в одному напрямі. Співвідношення прольотів балок до прольотів плит приймалось рівним 1,5 [10]. Тобто, перші ребристі залізобетонні перекриття створювались за схемою роботи балкових плит та включали головні й другорядні балки і плиту, що працювала в одному напрямі.

Згодом з'явились пропозиції щодо застосування плити для роботи на згинання у двох напрямах. Такий підхід дозволив максимально ефективно використати плиту як площинний, а не лінійний елемент, та виявити резерви її несучої здатності. Практичні напрацювання в цьому напрямі призвели до

створення ребристого перекриття з плитами, опертими по контру. Такі перекриття, естетично виглядали краще і застосовувались у будівлях громадського призначення: вестибюлях, залах тощо.

Застосування каркасної конструктивної системи відкрило широкі можливості щодо архітектурно-планувальних рішень, а також сприяло підвищенню енергоефективності будівель за рахунок застосування в огороджувальних конструкціях матеріалів з високим опором теплопередачі. Разом із тим каркасні конструктивні системи з ребристими перекриттями при багатьох їх перевагах мають одночасно і суттєві недоліки. Наявність ригелів у цих системах істотно погіршує вентиляцію приміщень, збільшує висоту перекриття, істотно зменшуючи при цьому вільний простір приміщення. До того ж певною мірою звужує можливості вільного планування приміщень та погіршує естетичні їх характеристики. Саме тому каркасні системи набули свого поширення лише в будівлях, що за своїм призначенням мали збільшену висоту поверху та потребували значних площ без проміжних опор, а саме: в громадських та промислових.

Названі та інші причини сприяли трансформації балкових каркасів у каркаси з плоскими перекриттями. Шлях цієї трансформації був запропонований А.Ф. Лолейтом у 1907 – 1909 рр. Розглядаючи задачу зменшення висоти ребристих перекриттів, він запропонував робити верхню грань плити вздовж другорядних балок хвилястою. Потовщення (хвилі) плити розташовувались над опорами (головними балками) і в прольотах другорядних балок у стиснутій зоні. Під час проектування ребристої залізобетонної фундаментної плити мінімальної товщини під колони Лолейту довелось також вирішувати завдання зменшення висоти ребер. Для цього він запропонував спочатку збільшити їх ширину, а згодом зовсім прибрати ребра, потовщивши суцільну плиту. Розробивши розрахункові формули для обчислення необхідної товщини плоскої безбалкової плити, Лолейт розширив колони капітелями в місці їх примикання до плити, щоб уникнути її продавлювання. Він застосував в 1907 р таку конструкцію для залізобетонного столу для розташування бідонів під час їх заповнення молоком,

а потім – в якості покриття спершу по сітці колон 5,46×3,36 м за тим 6×6 і 8,4×5 м [11] (рис. 1.8).

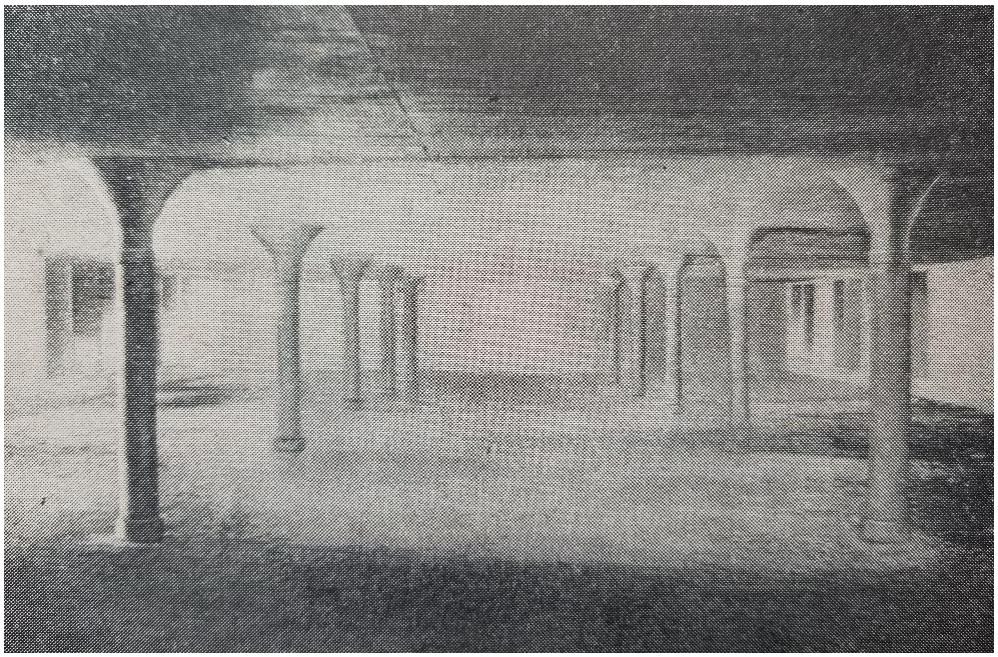


Рисунок 1.8 – Одне з перших безбалкових перекриттів А.Ф. Лолейта [11]

Лолейтом вперше була запропонована так звана «двохпутна» система армування плит безбалкових перекриттів у двох взаємно перпендикулярних напрямах її прольотів, він вперше здійснив їх армування заздалегідь виготовленими сітками. Для надійного защемлення плити в крайніх прольотах він запропонував влаштовувати по периметру перекриття вільні консольні смуги [12].

Слід відмітити, що окрім означеного ходу створення безбалкової каркасної конструктивної системи будівель виявлений також інший шлях її синтезу, котрий більшою мірою ілюструє принцип роботи безбалкового каркасу при сприйнятті навантаження. Цей шлях бере свій початок від колони як одного з перших символічних та архітектурних елементів, що застосовувались людством з найдавніших часів та своїм походженням асоціювались з природними об’єктами. Очевидним було наступне застосування колон у якості конструктивних несучих елементів будівель і споруд. Безбалкове перекриття було створене як сильно розвинене, подібно капелюшку гриба, розширення у верхній частині колон, звідки і сама назва – «грибовидні перекриття» [13]. Цей

підхід до створення безбалкових перекриттів був застосований в роботах американських та європейських інженерів.

Патент на безбалкові перекриття першим отримав Orlando W. Norcross у 1902 р. При цьому слід відмітити значні досягнення інженера Claude A.P. Turner з 1905 року в зведенні будівель з плоскими перекриттями «Turner System» [14]. Для армування ділянки перекриття над колоною Turner застосував арматурний каркас круглої форми з поперечною арматурою, який він назвав «грибоподібною головою». Запропоноване горизонтальне армування перекриття здійснювалось в 4 напрямах: паралельно двом прольотам та двом діагоналям (рис. 1.9). Вперше плоске перекриття «Turner System» було застосоване у будівлі Lindeke-Warner Building, збудованій у м. Міннеаполіс (США) у 1909 р.

Одним із винахідників системи плоских безбалкових перекриттів є також швейцарський інженер у галузі цивільного будівництва R. Maillart. У 1910 році R. Maillart збудував п'ятиповерхову складську будівлю з безбалковими перекриттями в м. Цюріх (рис. 1.10) [15].



Рисунок 1.9 – Конструкція перекриття «Turner System» у процесі зведення (м. Денвер, США) [13]



Рисунок 1.10 – Перша будівля R. Maillart з безбалковими перекриттями в м. Цюріх [15]

Підсумовуючи вищесказане, можна відмітити, що створення каркасної конструктивної системи будівель з безбалковим перекриттям відбувалось двома шляхами, котрі тісно переплітались між собою. Перший або конструктивний шлях взяв свій початок зі стінової конструктивної системи. Він характеризується дискретизацією перерізів вертикальних і горизонтальних несучих площинних елементів (стін та перекриттів) з їх синтезуванням у лінійні елементи (колони та балки). У результаті були створені каркасні конструктивні системи будівель з ребристими перекриттями як елементами жорсткості (дисками). Згодом, зворотним шляхом, тобто поступовим зменшенням висоти ригелів з одночасним збільшенням їх ширини ребристе перекриття було трансформоване у безбалкове. При цьому головним чином у приведенні однієї конфігурації перерізу до іншої застосовували умову рівності їх моментів інерції. Ураховуючи такий напрям трансформації, армування безбалкових перекриттів та методи їх розрахунку важно базувались на приведенні просторових каркасів до рамних.

Другий шлях – умоглядний – взяв свій початок від колони з суттєвим розширенням її оголовка за аналогією зі шляпкою гриба. Поєднання таких колон у каркасі забезпечило утворення безбалкових перекриттів.

Безбалкові перекриття при однаковій несучій здатності мають мешу конструктивну висоту порівняно з ребристими. Відсутність виступаючих із площини перекриття ребер забезпечує влаштування плоскої стелі, котра покращує освітленість, вентиляцію і повітрообмін у розташованих під безбалковим перекриттям приміщеннях. Це особливо цінно для таких приміщень, як холодильні камери, підприємства харчової промисловості, склади різного призначення та інші. Під плоскими стелями спрощується влаштування інженерних мереж, вентиляційних труб, електричних кабелів тощо.

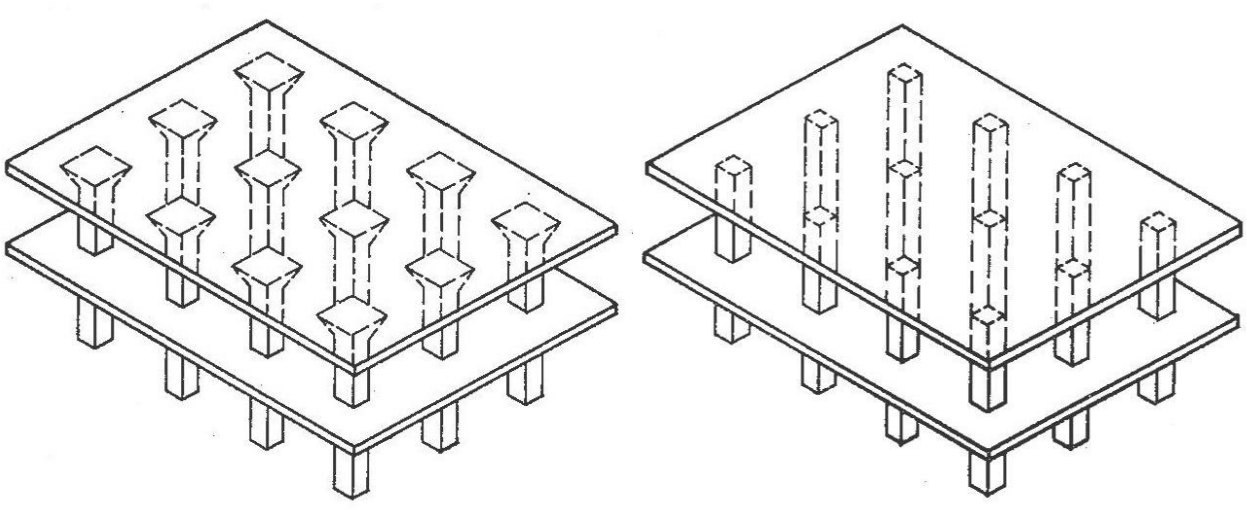
Безбалкові перекриття окрім конструктивних переваг характеризуються також позитивними показниками технології їх зведення. Опалубка для їх бетонування має найбільш просту форму, а тому може бути інвентарною. Армування капітелей і плити безбалкового перекриття значно спрощене порівняно з армуванням балок і плит ребристих перекриттів – воно більш індустріальне, тому що дозволяє застосовувати арматурні сітки заводського виготовлення.

В СРСР безбалкові перекриття набули широкого розповсюдження на початку 30-х років минулого століття. Застосовувались вони в основному в промислових будівлях (на підприємствах харчової промисловості, в холодильниках, складах) та спорудах (станціях метро, підземних резервуарах тощо). Безбалкові перекриття наділені архітектурною виразністю, тому їх почали застосовувати не тільки в перерахованих рішеннях, а й у будівлях громадського і культурного призначення – над залами ресторанів, вестибюлями готелів, фойє театрів тощо. В житлових будівлях ці конструкції поширення не отримали, оскільки невід’ємна частина перекриття – капітель – ускладнювала їх архітектурно-планувальні рішення. Таким чином, коло використання надзвичайно простих за конструкцією та цінних за рядом переваг безбалкових перекриттів було обмежене.

Необхідність застосування гнучких архітектурно-планувальних рішень будівель поставила вимогу зменшення масиву капітелі, через що виникла потреба збільшення несучої здатності плити в зоні опирання безбалкового перекриття на колону.

Традиційна залізобетонна капітель була замінена сталевим елементом, який знаходився в межах товщини плити. Цей елемент виконував усі конструктивні функції капітелі, з'єднуючи плиту з колоною. Найбільше розповсюдження отримали конструкції безбалкових перекриттів з використанням так званих «комірів». Комір являв собою сталеву конструкцію у вигляді обойми або хрестовини, виготовленої з листової сталі. Вперше такі конструкції з'явились у США в 1905 р. В 40-кові роки вони отримали широке розповсюдження і використовуються по теперішній час у вдосконаленому вирішенні.

Розширені оголовки колон – капітелі – вперше виключив із конструкції залізобетонних безбалкових перекриттів Joseph Di Stasio [16] в 1940 р., перетворивши залізобетонне безбалкове перекриття з капітелями (рис. 1.11, *а*) в безбалкове безкапітельне перекриття (flat plate) (рис. 1.11, *б*).



а) *б*)

Рисунок 1.11 – Залізобетонний каркас [10]: *а*) з безбалковим перекриттям (з капітелями); *б*) – з безбалковим безкапітельним перекриттям

Видалення капітелі зменшувало опорну площу перекриття та одночасно збільшувало прольоти плити, що негативно впливало на несучу здатність перекриття. З метою усунення цього недоліку Joseph Di Stasio запропонував встановлювати додаткову поперечну арматуру або збільшувати переріз колон чи товщину перекриттів. Така конструкція була виправданою в будівлях, в яких не потрібно було влаштовувати підвісні стелі для прокладання інженерних комунікацій, наприклад, для кондиціювання повітря. Тому безбалкові безкапітельні конструкції отримали особливо широку популярність в Австралії [17], де будівлі переважно не обладнувались системами опалення та кондиціювання повітря. При цьому спроби експериментально дослідити безбалкові безкапітельні конструкції перекриттів того періоду здійснювались, зокрема, американськими дослідниками (R. C. Elstner та E. Hognestad [18], I. Rosenthal [19]), німецькими (C. Bach і O. Graf) та іншими [20].

Впроваджена пропозиція влаштування безкапітельно-безбалкових перекриттів дозволяла в колонах приймати постійний за висотою переріз, що сприяло зручному їх поєднанню зі стінами і перегородками. Тому вони стали широко застосовуваними в адміністративних та житлових будівлях [10].

Проектування і реалізація залізобетонних каркасів у збірному варіанті стали подальшими суттєвими кроками у розвитку і трансформації конструктивних систем будівель. Аналіз еволюції збірних залізобетонних конструктивних систем будівель показує, що вона повторює шлях розвитку монолітних конструктивних систем будівель.

Зведення будівель зі збірних залізобетонних конструкцій було вперше запроваджено в м. Ліверпуль у 1905 році. Цей процес винайшов міський інженер John A. Brodie. Він запропонував використання великопанельних конструкцій із залізобетону для вирішення проблеми нестачі житла. Будівництво перших багатоквартирних будинків зі збірного залізобетону було здійснено на вулиці Елдон. У Британії ця ідея не отримала широкого розповсюдження. Однак її було прийнято в усьому світі, зокрема в Центральній та Східній Європі, а також у

Скандинавії [21]. В наступні роки у будівництві багатоповерхових будівель у країнах Європи починають застосовуватися збірні залізобетонні конструкції.

Збільшення об’ємів застосування конструктивних систем будівель зі збірного залізобетону пояснюється необхідністю забезпечити зростаючий попит на збільшення об’ємів будівнитцва житла, а також недостатнім розвитком теорії розрахунку монолітного залізобетону, визначити міцність котрого без теоретичних розрахунків було досить складно. Збірні ж елементи могли бути піддані випробуванням, що й обумовило прийнятність їх використання.

Зведення збірних будівель каркасної конструкції почалося наприкінці минулого століття і досить швидко поширилося країнами Америки та Європи. Конструкції каркасів будівель за цей час зазнали значної еволюції [22].

Перший будинок зі збірного залізобетону в СРСР був побудований у 1930 р. У витоків інженерного рішення першого будинку зі збірного залізобетону стояли інженери А.Ф. Лолейт, Є.В. Костирко, О.О. Гвоздев [23].

Початок повнозбірного індустріального домобудівництва в СРСР відноситься до 1949 р., коли в був збудований перший каркасно-панельний житловий будинок. Його конструктивна система – каркасна, з самонесучими стінами із залізобетонних панелей, з панельними залізобетонними перекриттями, з перегородками із гіпсових плит [24].

Наступна практика житлового будівництва орієнтувалась на великопанельні конструкції, що монтувались за стіновою конструктивною системою. Зведення ж громадських і виробничих будівель відбувалось зі збірних залізобетонних конструкцій на основі каркасної конструктивної системи. Суттєву роль в такому розподілі зіграла конструкція перекриттів каркасних будівель, котра являла собою балкову систему з притаманними їй недоліками у вигляді виступаючих в середину приміщення елементів перекриття.

Спроба розробити раціональну конструкцію збірного безбалкового перекриття була зроблена в 1933 р. М.Я. Штаерманом та А.М. Івянським [25]. В основу було покладено касетну конструкцію безбалкового перекриття. Збірне перекриття спиралось на колони у вигляді круглих залізобетонних труб з

арматурним каркасом усередині, котрі слугували опалубкою для монолітного бетону. Перекриття складалось із капітелей, надколонних смуг, що вкладались на капітелі та середніх (прольотних) частин перекриття, що вкладались на надколонні смуги. Збірні надколонні смуги та прольотні частини являли собою плити комірчатого типу з сіткою 500×500 мм із ребер перерізом 350×50 мм.

У всіх місцях, де частини окремих деталей сходились, була випущена арматура. Після монтажу ці випуски з'єднувались і проміжки між елементами заповнювались цементним розчином. Таким чином все перекриття працювало як монолітне. Через складність монтажу перекриття на практиці такі перекриття широкого застосування не знайшли.

Удосконалення збірного безбалкового перекриття (рис. 1.12) було здійснено в 1952 р. інженером В.І. Сафоновим в Державному проектному інституті «Хладпромопроект» [25]. Запропоноване збірне перекриття складалось із капітелей (у вигляді пустотілих стаканів, котрі нанизуються на колони), чотирьох надколонних (П-2) й однієї середньої плити (П-1). Надколонні плити обрамлені по контуру ребрами, котрими спиралися на капітелі і слугували опорами середньої плити.

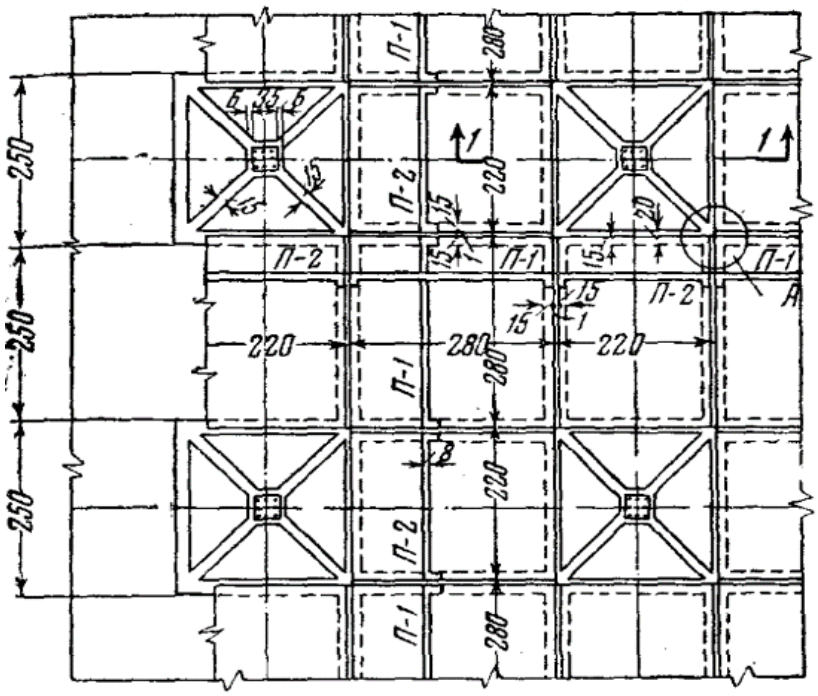


Рисунок 1.12 – Загальний план збірного безбалкового перекриття [25]:
П-1 – середня плита; П-2 – надколонна плита

В подальшому збірне безбалкове перекриття було суттєво вдосконалене та реалізовувалось шляхом використання збірних капітелей, міжколонних та прольотних панелей (рис. 1.13) [26]. В цій конструкції капітель спиралася на виступи (консолі) колони й сприймала навантаження від надколонних панелей, котрі встановлювались у двох взаємно перпендикулярних напрямах та працювали як балки. З метою забезпечення нерозрізності надколонні панелі з'єднувались зверху зварюванням закладних деталей.

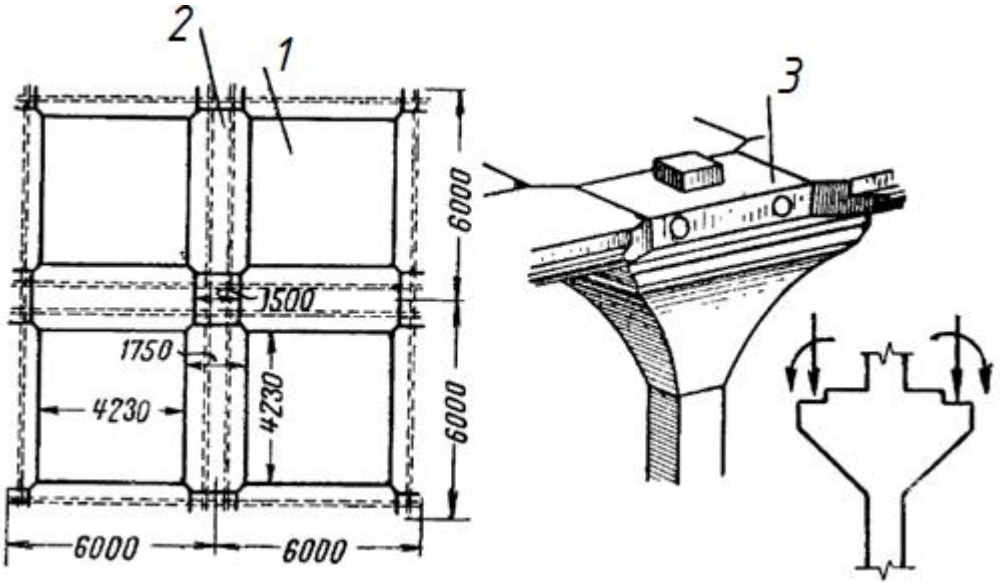
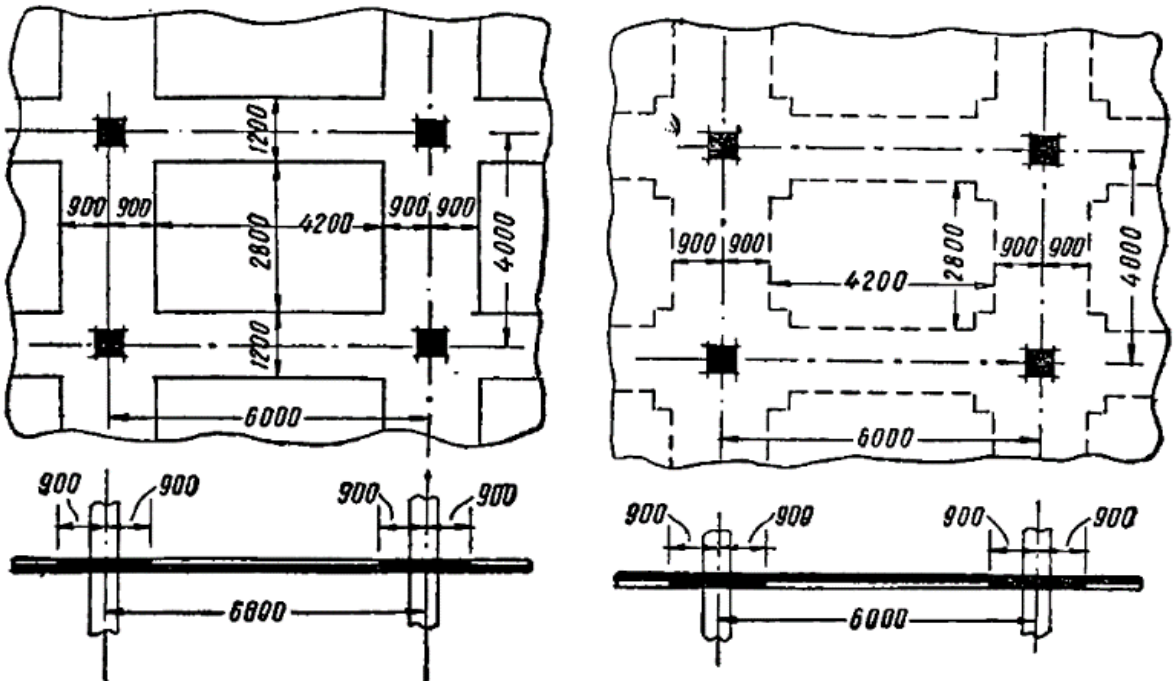


Рисунок 1.13 – Безбалкове збірне перекриття [26]: 1 – прольотна панель; 2 – надколонна панель; 3 – капітель

Прольотна панель спиралась по чотирьом сторонам на надколонні панелі, в яких для цього влаштовані полички, і працювала на згин як плита, оперта по контуру. Таким чином, розроблене безбалкове перекриття мало аналогію з ребристим перекриттям з плитами опертими по контуру. Але в ньому замість балок по колонам укладались надколонні панелі. Панелі збірного безбалкового перекриття з метою економії бетону та зниження ваги проектували порожнистими або ребристими. Були розроблені різні конструкції капітелей, а саме: суцільна капітель у формі усіченої піраміди, пустотіла капітель, суцільна плоска капітель.

Перекриття з описаними капітелями мали багато недоліків, котрі обмежували їх застосування у житлових будівлях, тому сфера використання

таких перекриттів була досить вузькою. Через це почали з'являтись пропозиції щодо влаштування гладкої стелі та усунення капітелей в збірному варіанті безбалкового перекриття. Зокрема, такі пропозиції були надані Глуховським А.Д. [27] (рис. 1.14).



а) *б*)

Рисунок 1.14 – Безбалкове безкапітельне перекриття за [27]: *а*) – з гладкою стелею; *б*) – з кесонною стелею

В запропонованих варіантах безбалкова плита спиралася безпосередньо на колони без капітелей у чотирьох точках. Плита мала змінну товщину. По середині плити її товщина була зменшена в 2 рази. При цьому уступ при переході до зменшеної товщини міг бути влаштований зверху(рис. 1.14, *а*) або знизу (рис. 1.14, *б*). Запропоновано було варіант зменшення ваги плити за допомогою використання вкладишів з легкого заповнювача.

Відомі конструкції безбалкових перекриттів із застосуванням прихованих капітелей, що являють собою збірні попередньо-напружені плити, які замонолічують у перекриття. Такі конструкції були досліджені в Чехословаччині, Швеції та в СРСР, але не отримали широкого використання, через застосування значного об'єму монолітного залізобетону.

Масового впровадження набули розроблені А.Е. Дорфманом та Л.Н. Левонтіним [28] уніфіковані конструкції каркасів громадсько-побутових будівель з безбалковим безкапітельним перекриттям, що було обумовлено простотою їх виготовлення та монтажу.

Залізобетонний каркас із безбалковим безкапітельним перекриттям являв собою рамну систему, яка складається зі стійок-колон, замонолічених у фундаментах, і плоского збірно-монолітного перекриття. Крок колон складав 6×6 м, перекриття було нерозрізне. Воно було розчленуване на збірні елементи таким чином, щоб плити мали один типорозмір. Стики плит розташовувалися в зонах, де значення згинальних моментів близькі до нуля. Таким чином, перекриття складається з плит (дисків), котрі відрізняються одна від одної лише армуванням та закладними деталями для монтажу.

За характером роботи плити, що складають безбалкове безкапітельне перекриття (рис. 1.15), можна умовно розділити на три типи: надколонні, міжколонні та плити-вставки.

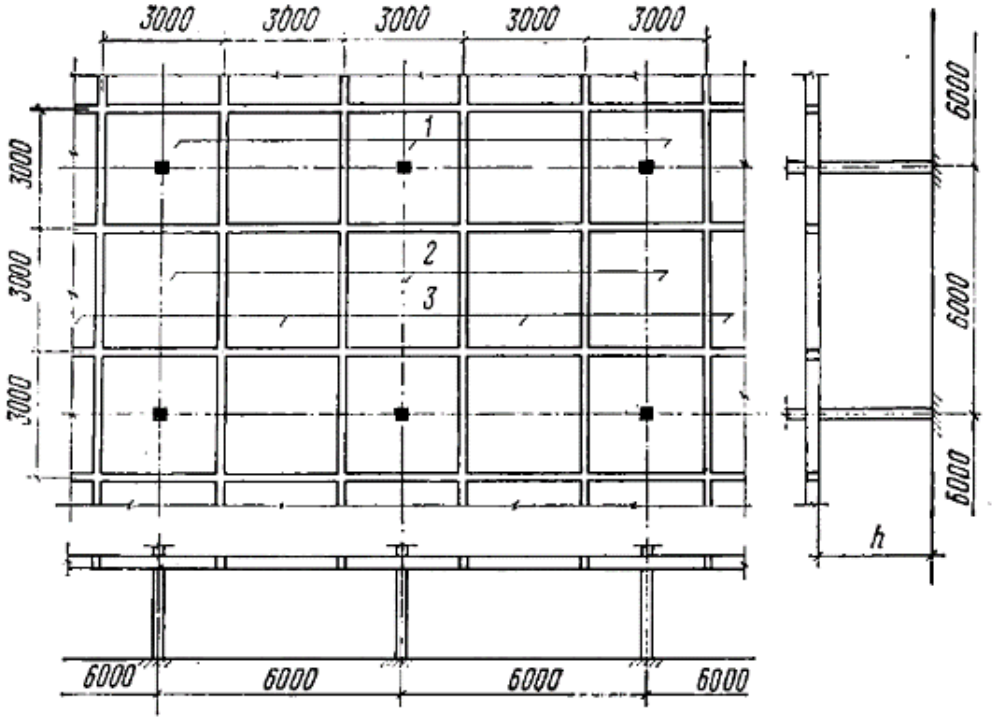


Рисунок 1.15 – Розділення збірно-монолітного безкапітельного перекриття на збірні елементи: 1 – надколонна плита; 2 – міжколонна плита; 3 – плита-вставка [28]

Надколонна плита шляхом нанизування приєднується безпосередньо до колони (рис. 1.16), утворюючи так званий «гриб». Ця плита – найбільш навантажена частина конструкції перекриття, так як вона сприймає навантаження з площі 6×6 м. Для передачі навантаження з перекриття на колону в центрі плити влаштована закладна деталь – обойма, до якої приварюються арматурні випуски з колони.

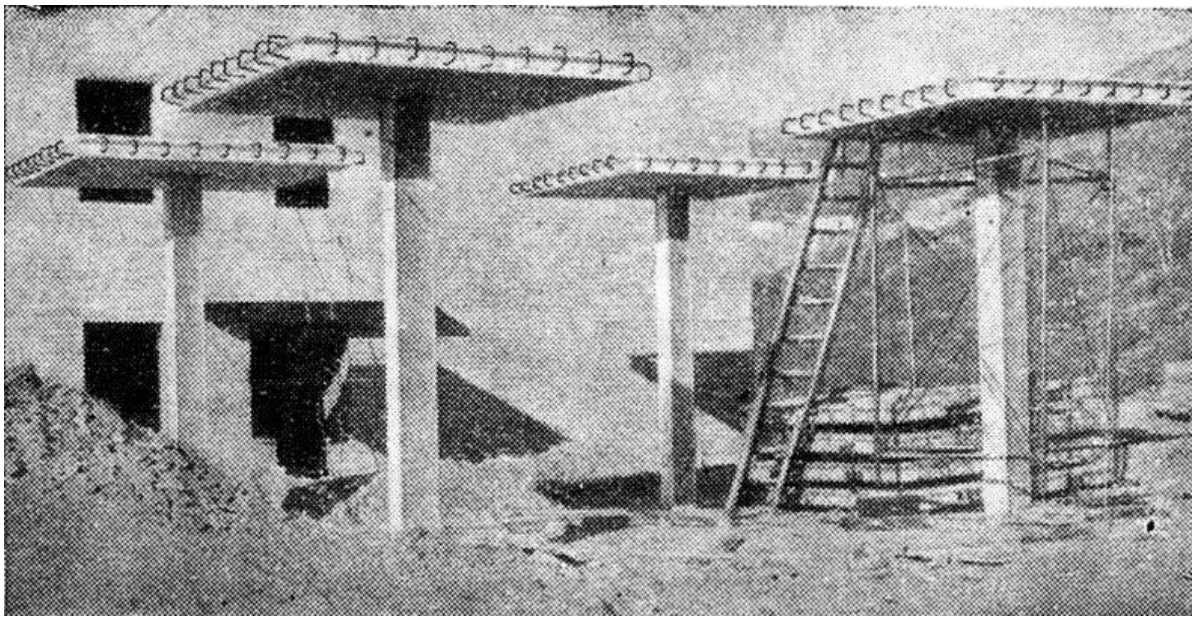


Рисунок 1.16 – Початкова стадія монтажу збірного безбалкового перекриття – встановлення надколонних плит [28]

Міжколонна плита встановлюється на дві суміжні надколонні плити за допомогою закладних деталей — «лап», які є несучою конструкцією стику до замонолічування шва між плитами. Плита має по периметру петлеві випуски з кроком 300 мм і чотири закладні деталі для монтажу. Плита-вставка спирається на міжколонні плити за допомогою закладних деталей (по одній з кожного боку), що виконують ті ж функції, що й у міжколонній плиті.

Таким чином, в результаті еволюції конструктивних систем будівель із залізобетону сформувалась каркасна конструктивна система з безбалковими перекриттями, котра на сьогодні реалізується як у монолітному, так і у збірному

варіантах. Ця система є однією зі найбільш затребуваних на сучасному ринку житла завдяки її суттєвим перевагам. Між тим, для ефективного її застосування розрахунок цієї системи та її елементів потребує вдосконалення на основі врахування експериментально виявлених оболивостей роботи конструкцій під навантаженням та позбавлений неточностей, котрі виникли у процесі синтезу конструктивних систем будівель та їх розрахунку.

1.1.2 Види каркасних конструктивних систем будівель та їх дослідження

Вдосконалення методів розрахунку конструктивних систем будівель та їх окремих частин сприяло появі багатьох видів залізобетонних каркасів. На шляху розроблення нових каркасних конструктивних систем будівель чітко прослідковується намагання видалити з перекриття такі елементи: балки, консолі, капітелі, або зробити їх прихованими в масиві перекриття. Цей напрям синтезу каркасних конструктивних систем будівель супроводжувався також прагненням мінімізувати їх вартість, вагу й розміри перерізів складових елементів за рахунок використання нових більш високоміцних матеріалів і вдосконалення технології будівництва. Експериментальні та теоретичні дослідження залізобетонних конструктивних систем будівель та їх елементів проводились багатьма науковцями та практиками, зокрема: Т.Н. Азізовим [29 – 31], В.Г. Артюхом [32 – 34], А.М. Бамбурою [35, 36], А.Я. Барашиковим [37 – 39], К.В. Бережною [40, 41], Г.Л. Ватулею [42 – 44], Б.Г. Гнідцем [45 –47], Б.Г. Демчиною [48 – 50], В.С. Дорофеєвим [51, 52], В.І. Євстаф'євим [53, 54], Д.А. Єрмоленком [55 – 56], О.Д. Журавським [57 – 59], О.І. Лапенком [60 – 61], І.В. Мельником [62 – 64], С.М. Микитенком [65 – 67], О.В. Нижником [68 – 70], Т.Д. Нікіфоровою [71 – 73], А.М. Павліковим [74 – 77], М.В. Савицьким [78 – 80], Д.В. Сморкаловим [81, 82], І.А. Стебловським [83], Л.І. Стороженком [84 – 86], О.Л. Шагіним [87, 88], В.С. Шмуклером [92 – 94], В.І. Шеховцовим [89 – 91], А.М. Юговим і В.В. Таран [95, 96], І.А. Яковенком [97 – 99] та іншими.

В монолітному будівництві серед найбільш прогресивних пропозицій з удосконалення каркасних конструктивних систем будівель слід відмітити застосування плоских перекриттів «Airdeck», «Beeplate», «BubbleDeck», «Cobiax», «U-Boot» [100, 101, 102, 103] зі зменшеною масою за рахунок використання порожниноутворювачів різного виду, а також створення попереднього напруження на бетон [104], котре здійснюється безпосередньо на будівельному майданчику й сприяє збільшенню розмірів сітки колон. Розроблені також рішення монолітних каркасів з використанням торкрет-фібробетону та вкладишів-порожниноутворювачів у конструктивних елементах (колонах, перекриттях) [105].

Між тим, у збірному будівництві застосування автоматичних технологій виготовлення та монтажу залізобетонних конструкцій надає додаткові переваги щодо скорочення затрат і часу на зведення будівель. Це сприяє появі великої кількості видів каркасів будівель зі збірного залізобетону.

Одним із перших видів каркасних конструктивних систем будівель є в’язевий каркас із ребристими перекриттями з балковими плитами. Конструкції збірних каркасів багатоповерхових будівель з ребристим перекриттям, що працюють за балковою схемою, представлені у серії 1.20-1 [106], яка була розроблена в СРСР на основі серії ИИ-04 [107]. В Україні згодом були запропоновані модифікації серії 1.20-1 з метою її застосування в житлових будівлях [108]. Каркас складається зі збірних перевернутих таврових та Г-подібних балок, багатоповерхових колон, вертикальних діафрагм жорсткості та пустотних плит. Подібні конструкції з влаштуванням монолітного шару поверх збірного перекриття були також застосовані в США [109] та деяких європейських країнах [110]. В системі «Duotek», що була розроблена в США наприкінці 1960-х років [111], застосовані плити типу 2Т та передбачені отвори в балках і ребрах плит для зменшення власної ваги й розміщення систем вентиляції й кондиціювання, інженерних та електричних мереж. Також передбачена монолітна набетонка товщиною 63 мм, котра вкриває всю систему перекриття. Загальна висота перекриття досягала 1,22 м, що було суттєвим

недоліком з точки зору ефективного використання матеріалів та внутрішнього об’єму приміщень.

Більш раціональним рішенням відрізняється каркас «PD2 Frame», що був вперше реалізований в 1960 р. та удосконалений у 1972 р. у Великобританії [112]. Каркас являє собою збірний залізобетонний каркас, що складається з попередньо наведеного набору елементів. При цьому застосовуються приховані консолі, котрі являють собою короткі сталеві таврові закладні деталі, замонолічені в колони на рівні перекриття. Закладні сталеві пластини, що виступають з торців балок, кріпляться болтами до сталевих деталей колон. Конструктивна висота перекриття для прольоту 7,2 м і розрахункового значення навантаження цивільних будівель складала 645 мм.

Зараз в Україні названий вид збірних каркасів представлено, зокрема, виробниками [113, 114, 115], котрі забезпечують виготовлення повного набору збірних елементів каркасів. В запропонованих конструкціях суттєво вдосконалені рішення вузлів з’єднань елементів, застосовуються матеріали підвищеної міцності, але принципова конструктивна система каркасу залишається незмінною (рис. 1.17).



Рисунок 1.17 – Каркас фруктосховища «Ерідон» у процесі зведення, м. Львів [114]

Серед інших каркасних конструктивних систем з балковими перекриттями слід відмітити збірно-монолітний каркас системи SCOP PPB, котрий був запропонований фірмою «PPB SARET» (Франція) у 1988 р. [116] та його модифікації «КАЗАНЬ-XXI», «Рекон», «AlveoLosa» [117] та інші.

Каркас SCOP PPB складається зі збірних колон і комплексних збірно-монолітних ригелів балкової конструкції, об'єднаних збірно-монолітними дисками перекриттів. Збірні частини ригелів і плит (товщиною 60 мм) виконують роль незнімної опалубки для укладання монолітного бетону. Збірна частина ригеля має петлеподібні випуски арматури з верхньої грані для забезпечення сумісної роботи з монолітною частиною, котра створюється шляхом укладання шару бетону товщиною 80 – 140 мм по периметру перекриття. Удосконалення каркасу загалом здійснювалось у напрямі зменшення частки монолітного залізобетону, тому згодом у його модифікаціях збірно-монолітні плити були замінені на пустотні (рис. 1.18).

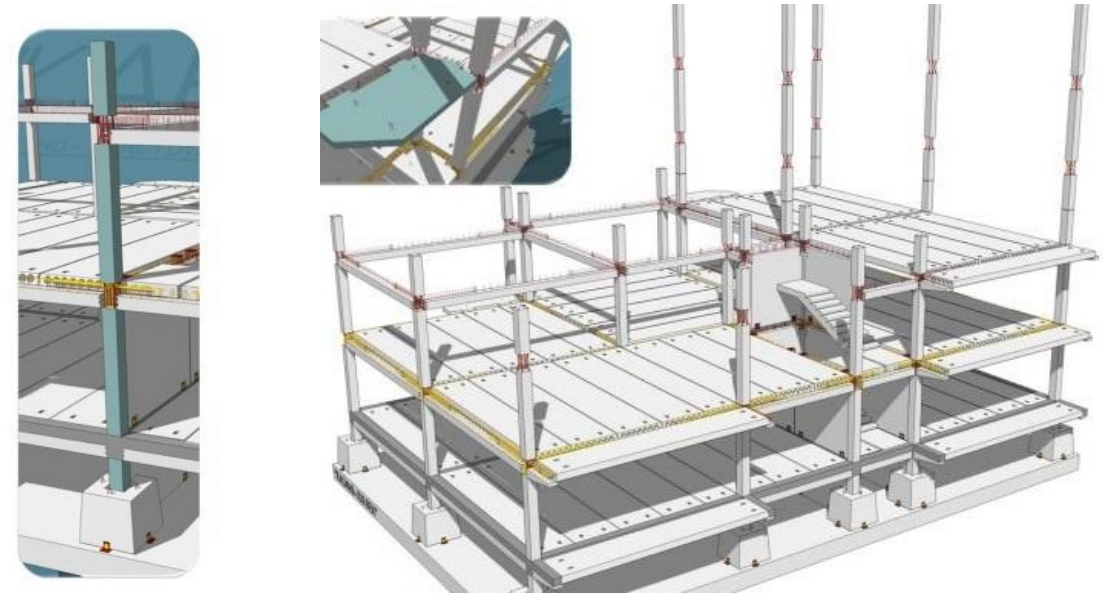
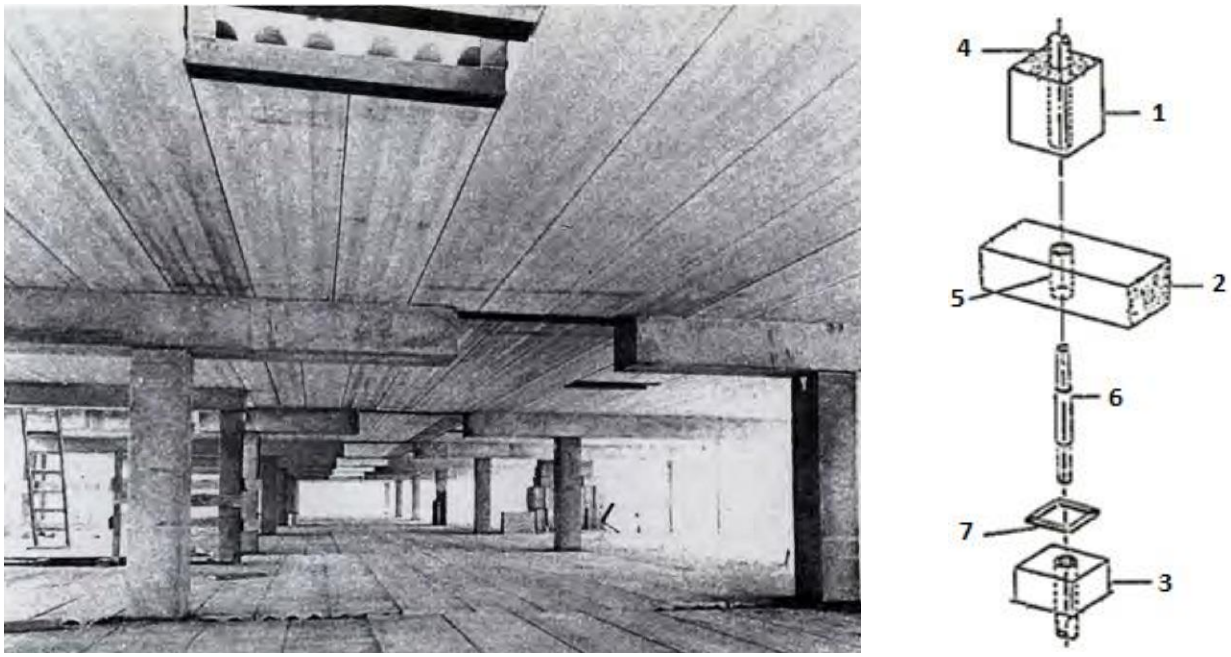


Рисунок 1.18 – Модифікований каркас SCOP PPB

Залізобетонні колони виконуються відразу на кілька поверхів з прорізами в рівні перекриття. По висоті колони з'єднуються за допомогою штепсельного стика, тобто шляхом встановлення поздовжніх арматурних стержнів однієї колони в спеціально залишені гнізда у тілі іншої, що дозволяє з'єднувати колони з перерізами різних розмірів.

Для забезпечення просторової жорсткості будівлі без застосування діафрагм застосовуються рамні залізобетонні каркаси. В деяких з них із метою спрощення влаштування жорсткого стика колон та балок здійснено членування каркасу на хрестоподібні частини із застосуванням балок-вставок. Це дозволяє розділити у просторі місця розташування стика балки з колоною та балок між собою, влаштувавши стики балок в точках з мінімальними моментами. До таких систем відносяться «Dyna-Frame», «PG Connection», «Contiframe» та інші.

В системі «Dyna-Frame» [118] (рис. 1.19, *а*) застосовуються одноярусні збірні колони посилені сталевою трубою, що проходить поздовжньо по центру колони і використовується для з'єднання з балками на кожному поверсі. Балки можуть бути однопрольотними, багатопрольотними або консольними. В балку також забетоновується сталева трубка таким чином, що вона співпадає з отвором у опорній колоні (рис. 1.19, *б*).



а) *б*)

Рисунок 1.19 – Конструктивна система «Dyna-Frame» [118]: *а*) загальний вигляд; *б*) стик колони з балкою; 1 – верхня збірна колона; 2 – збірна частина балки; 3 – нижня збірна колона; 4 – сталева труба в перерізі колони; 5 – сталева трубка в балці; 6 – шпиндель; 7 – прокладка з неопрену

Збірно-монолітна балка має арматуру, розміщену у верхній частині, для сприйняття негативного моменту, що діє над колонами. Стикування балок між собою здійснюється за допомогою сталевих кутиків, котрі закріплюються болтовим з'єднанням із закладними деталями балок на верхній їх грані. Такий стик запроектований для сприйняття зусиль зсуву, але згинальний момент ним не сприймається. З'єднувальні кутики та арматура у верхній частині балки вкриваються монолітним шаром бетону, котрим також вкривається все перекриття по збірним плитам.

Система «PG Connection» [119] є прикладом застосування збірних залізобетонних каркасів у Японії. В ній розроблені збірні хрестоподібні компоненти балок, які розміщуються в місцях перетину з колонами. Збірний хрестоподібний компонент балки має отвори для пропуску поздовжньої арматури колони. З'єднання балок між собою здійснюється в місцях з мінімальними значеннями згинальних моментів. Для влаштування перекриття застосовуються плити типу «Filigree» [120], котрі були розроблені у Великобританії. Плити «Filigree» являють собою армовані збірні панелі, які служать в якості незнімної опалубки для монолітного бетону. Збірні панелі містять сталеву фермову решітку, яка виступає з їх верхньої частини. Решітка забезпечує сумісну роботу збірної та монолітної частин і забезпечує жорсткість під час зведення.

Збірна конструктивна система «Contiframe» [121] складається з одноярусних колон, багатопрольотних нерозрізних балок та балок-вставок. У горизонтальній площині жорсткість каркасу додатково забезпечується диском перекриття із попередньо напружених пустотних плит (рис. 1.20).

Збірний каркас «Contiframe» розглядається як монолітний, і результати його розрахунку використовуються для влаштування стиків балок у найменш напружених ділянках. Одноярусні збірні колони у верхній частині мають випуски робочої арматури. Ці стержні проходять через канали в балках і входять у гнізда торців колон верхнього ярусу. Балки мають скошені торці та закладні сталеві кутики для влаштування болтових з'єднань.

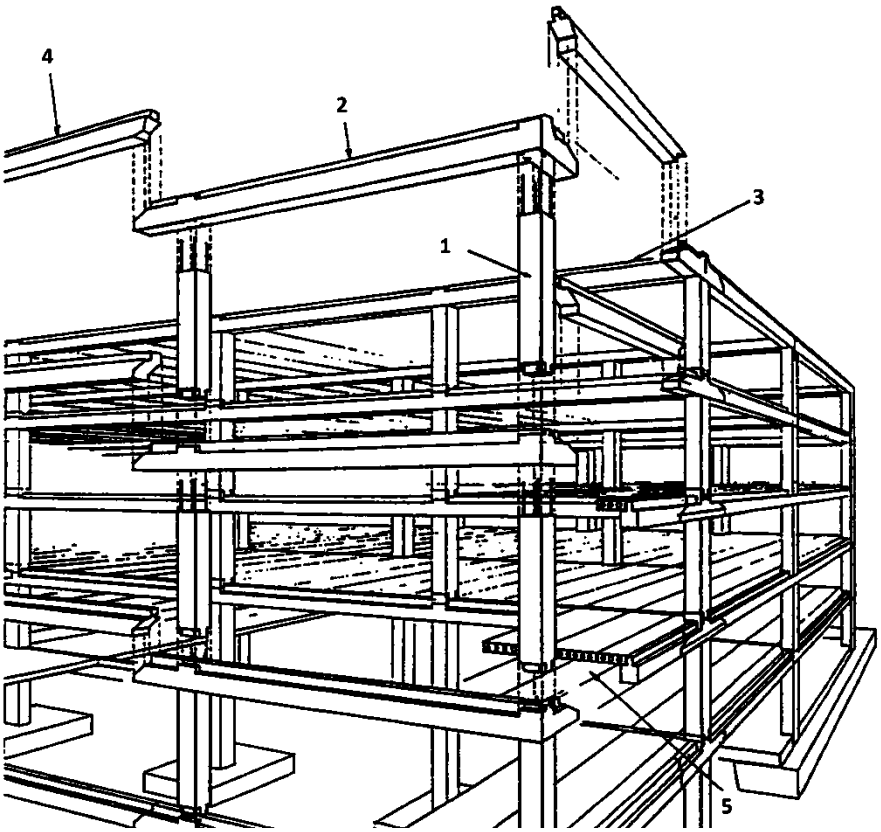
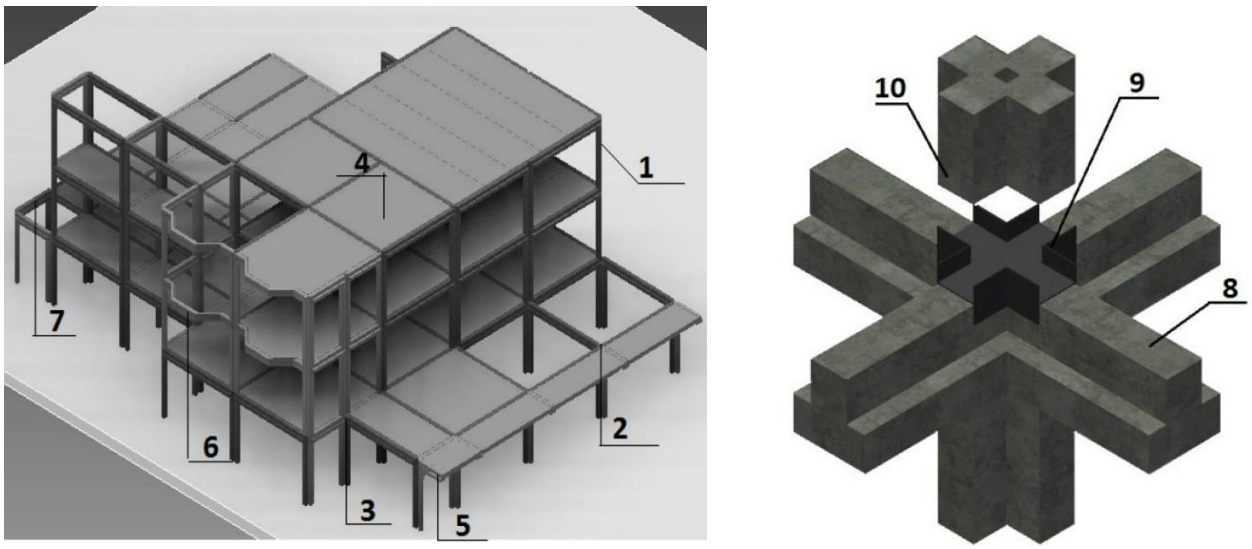


Рисунок 1.20 – Конструктивна система «Contiframe» [109]: 1 – одноярусна збірна колона; 2 – крайня балка; 3 – середня балка; 4 – балка-вставка; 5 – пустотна плита

Пропозиції щодо зміни конфігурації збірних елементів каркасу порівняно з традиційними також реалізовані в конструктивній системі «РАМПА» [92 – 94, 122], розробленій в Україні під керівництвом В.С. Шмуклера (рис. 1.21).

Ця каркасна конструктивна система складається з встановлених по осях просторового каркаса плоских залізобетонних рам висотою на поверх. Рами з'єднані в кожному вузлі за допомогою єдиного вузлового елемента. Колони каркасу утворюються поєднанням стійок плоских рам. Стійки рам, що утворюють колону, об'єднані між собою за висотою жорстко шляхом омонолічування порожнини між стійками (для будівель, що не сприймають сейсмічні впливи та поверховістю менше трьох поверхів) або за допомогою податливих дискретних в’язей. Панелі перекриття опираються за контуром на полиці таврових ригелів рам. Панелі перекриття в кутах з'єднані з рамами каркаса.



а) *б*)

Рисунок 1.21 – Конструктивна система «РАМПА»: *а*) – каркас; *б*) – вузол з’єднання рам; 1 – залізобетонна рама; 2 – металевий вузловий з’єднувальний елемент; 3 – складена колона, утворена суміжними стійками рам; 4 – панель перекриття; 5 – консольна рама-панель; 6 – еркерна рама; 7 – ригель рами таврового перерізу; 8 – рама нижнього поверху; 9 – кондуктор; 10 – рама верхнього поверху [123]

Подальшим розвитком системи «РАМПА» є система «ІКАР» [92 – 94, 124], в якій габаритні збірні елементи: рами та панелі перекриття, розчленовані на більш компактні: колони, ригелі та балкові плити перекриття. Перекриття в межах сітки колон складається з непарної кількості плит балкового типу, при цьому в сусідніх комірках плити перекриття укладаються з поворотом на 90°. Крайні плити перекриття за рахунок наявної на їх бічній поздовжній грані підрізки спираються на ригель одного напряму, а за рахунок підрізки на бічній поверхні короткої сторони – на ригелі другого напряму. Середній елемент перекриття спирається короткими сторонами на ригелі, а за довгими – на крайні плити перекриття. Таким чином, спирання плит в диску реалізує поверхову схему передачі навантаження із плити на плиту, що забезпечує спільність їх вертикальних переміщень.

Відомі системи каркасів з ребристими перекриттями, у яких основні несучі елементи: балки та колони виготовляються пустотілими із наступним їх заповненням монолітним бетоном на будівельному майданчику.

Система «Structurapid» вперше застосована в Італії на початку 1960-х років [125] та набула поширення в Чилі [126]. Система компонується зі збірних пустотілих колон і таврових балок. Колони і балки з'єднані за допомогою пазової системи з'єднання (рис. 1.22). Арматурна сталь укладається на збірну таврову балку і загинається всередину пустотілої колони. Порожнина колони заповнюється монолітним бетоном, тим самим утворюючи жорсткий вузол з’єднання колони з балкою. Порожнисті плити вкладаються на полицю таврової балки. Поперечна арматура виступає з балки для її з’єднання з плитною конструкцією перекриття. Монолітний бетон вкладається поверх збірних конструкцій для утворення жорсткого диску перекриття. Типова сітка колон становить 4,57 х 4,57 м.

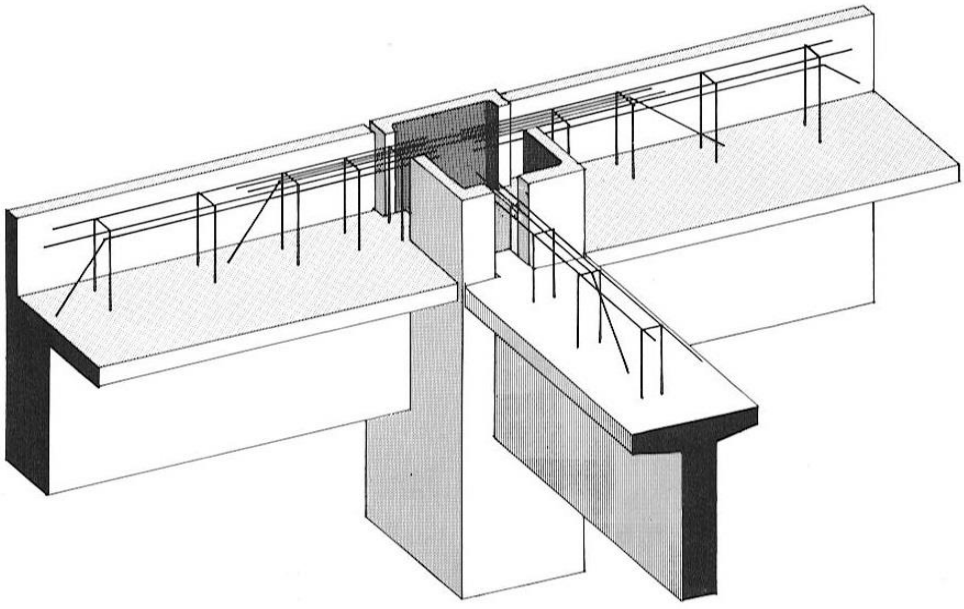


Рисунок 1.22 – З’єднання пустотілої колони та таврових ригелів конструктивної системи «Structurapid» [125]

Система RPC-K System [119], що розроблена в Японії, використовує U-подібні збірні балки, які служать формою для монолітного бетону. Інші компоненти системи включають монолітні колони та плити Filigree.

Подібне конструктивне рішення представлено в універсальній домобудівній системі (УДС), котра зводиться за технологією збірно-монолітного каркасу. Конструктивна система складається зі збірних пустотних плит безопалубкового формування, лоткових збірно-монолітних ригелів та безконсольних колон. Поздовжня арматура лоткових збірно-монолітних ригелів у двох взаємно перпендикулярних напрямках пропускається безпосередньо через передбачені в колонах незабетоновані проміжки. Можливість перекривати прольоти довжиною до 12 м в каркасі досягається за рахунок використання попередньо напружених плит безопалубкового формування.

Подальшим кроком у розвитку конструктивних систем стали системи з плитними ригелями значної ширини з невеликою висотою перерізу, що дозволяли зменшити загальну висоту перекриття, тим самим збільшивши будівельний об’єм приміщень. Прикладами таких балкових систем є: «Dycore», «Quickfloor», «Spanlight», «Nebraska» та інші.

Система «Dycore» розроблена в 1992 році у США [127]. Ключовими збірними елементами є плитні ригелі, високоміцні «Dycore» плити та багатоярусні колони з отворами на рівні перекриття (рис. 1.23). Збірні елементи перекриття є незнімною опалубкою для монолітного бетону.

Загальна висота перекриття становить 508 мм для прольотів 7,62 м під навантаження для цивільних будівель. Перекриття складається зі збірної частини плитного ригеля висоттою 305 мм і плити перекриття «Dycore» висотою 203 мм. Колони можуть бути монолітними або збірними. Плитні ригелі мають ширину 1,2 м і схожі за конфігурацією на «Dycore» пустотні плити перекриття, але без пустот. Плити пустотні «Dycore» із типовою шириною 1,2 м, використовуються як елементи перекриття.

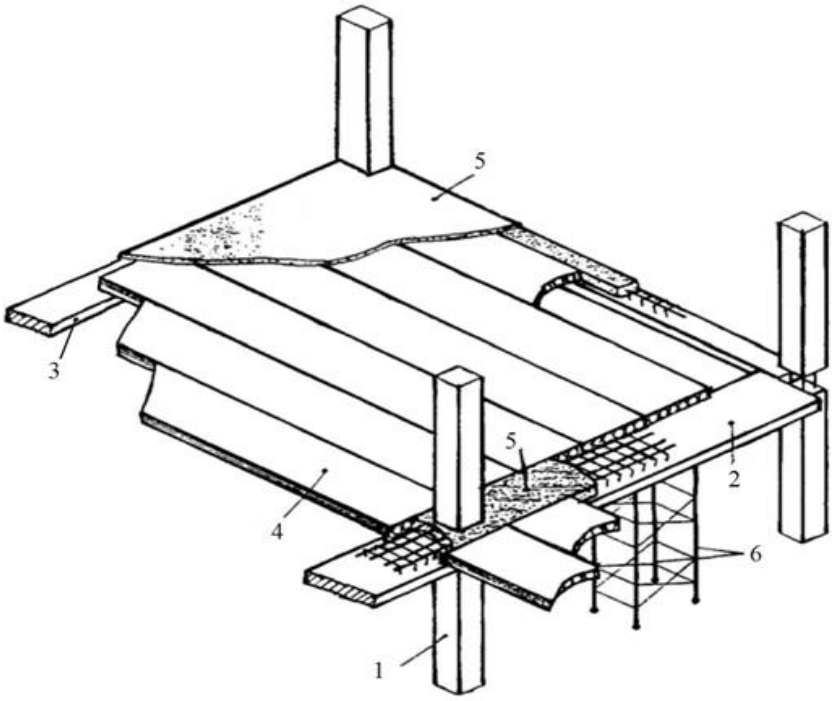


Рисунок 1.23 – Конструктивна система «Dycore» [116]:
1 – колона; 2 – збірна частина внутрішнього плитного ригеля; 3 – збірна частина зовнішнього плитного ригеля; 4 – багатопустотна плита; 5 – монолітний бетон; 6 – тимчасові монтажні сталеві опори

Аналогічну конструкцію має система «Quickfloor» [128], що була розроблена в Австралії. Збірні частини плитного ригеля, котрі служать незнімною опалубкою для монолітного бетону, подібні в перерізі до пустотної плити без верхньої полиці. Збірні плити перекриття спираються на виступ ригеля. Поздовжня арматура для сприйняття негативного моменту на опорах зв’язується з поперечною арматурою, що виступає зі збірної частини ригеля. Шар монолітного бетону вкладається зверху й об’єднує збірні елементи в збірно-монолітне перекриття.

Збірні частини плитного ригеля також застосовуються у формі перевернутих 2Т в британській конструктивній системі «Spanlight» [129] та в американській системі «Nebraska» [130]. У першому варіанті, в жолоби плитного ригеля вкладається високоміцна арматура, що потім піддається попередньому напруженню. Жолобна частина балки заповнюється монолітним бетоном. Попередній натяг арматури забезпечує безперервність перекриття. В колоні

вирізаний отвір на рівні перекриття для закріплення сталевого коміра, який тимчасово підтримує конструкцію під час монтажу. В системі «Nebraska» (рис. 1.24) застосовується попередньо напружений плитний ригель, що поєднується з монолітним бетоном для формування збірно-монолітної конструкції.

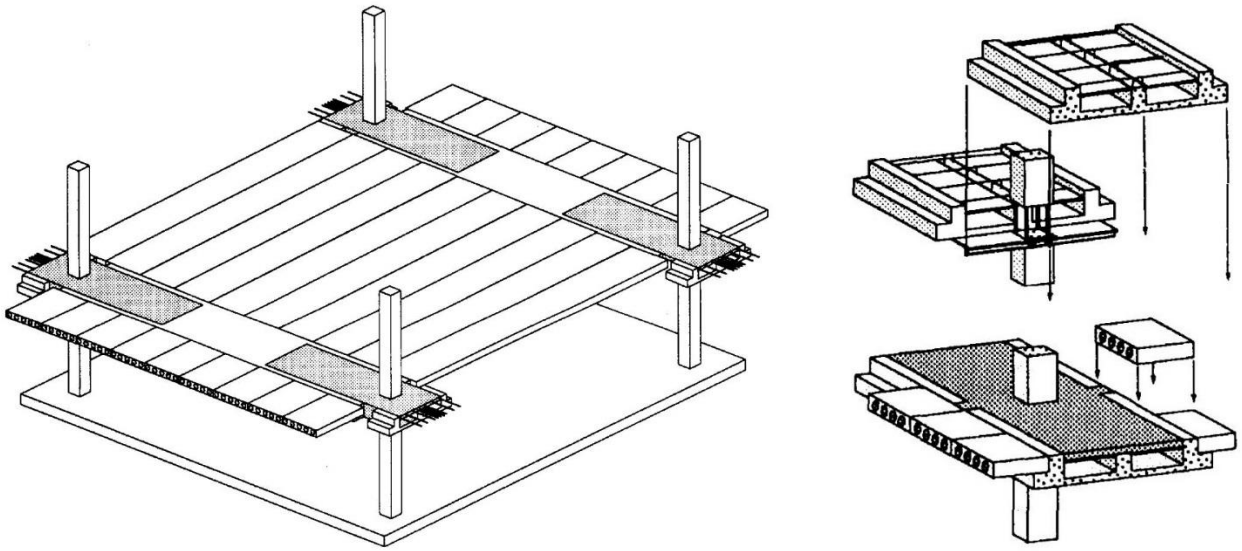
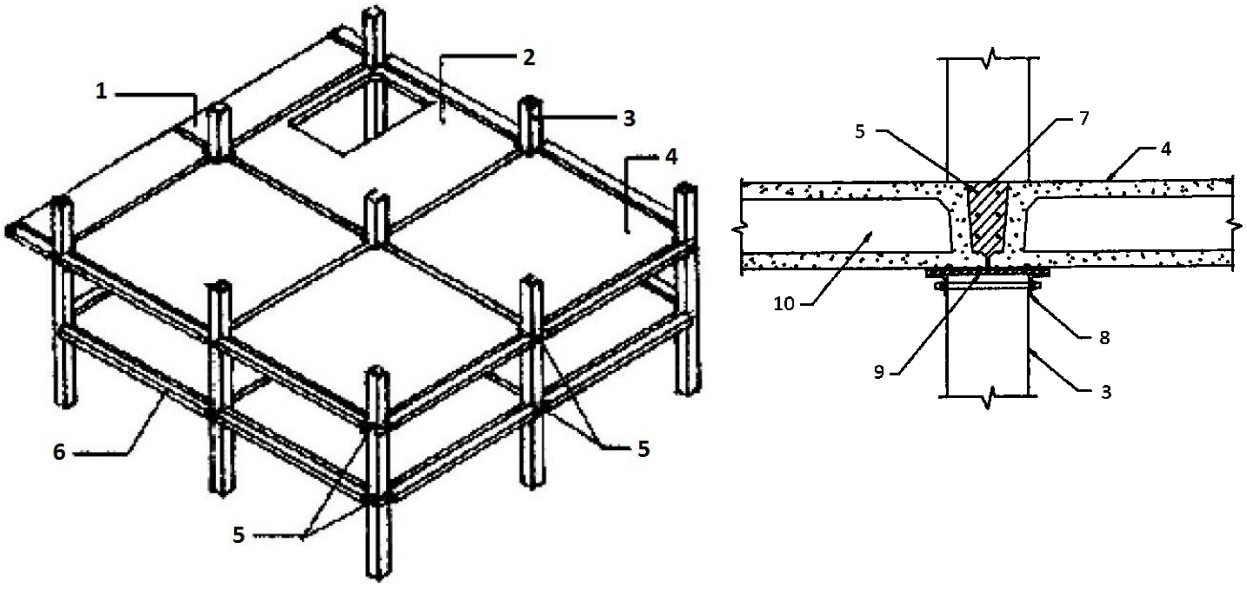


Рисунок 1.24 – Конструктивна система «Nebraska» [130]

Всередині ригеля утворюються порожнечі для зменшення власної ваги та покращення ефективності конструкції. Біля колон, верхня полиця ригеля монолітна і поздовжня арматура пропущена через колони для забезпечення нерозрізності.

Застосування плитних ригелів дозвлило щонайменше вдвічі зменшити висоту перекриття порівняно з балковим ригелем. Але даний прийом не усунув повністю проблему усунення виступаючих елементів перекриття. Тому подальшим розвитком каркасних конструктивних систем будівель стало утворення перекриттів з прихованим ригелем.

Система IMS (рис. 1.25) [131] розроблена в Югославії у 1950-х роках та призначена для створення збірного каркасу, придатного для як громадського, так і для житлового будівництва.

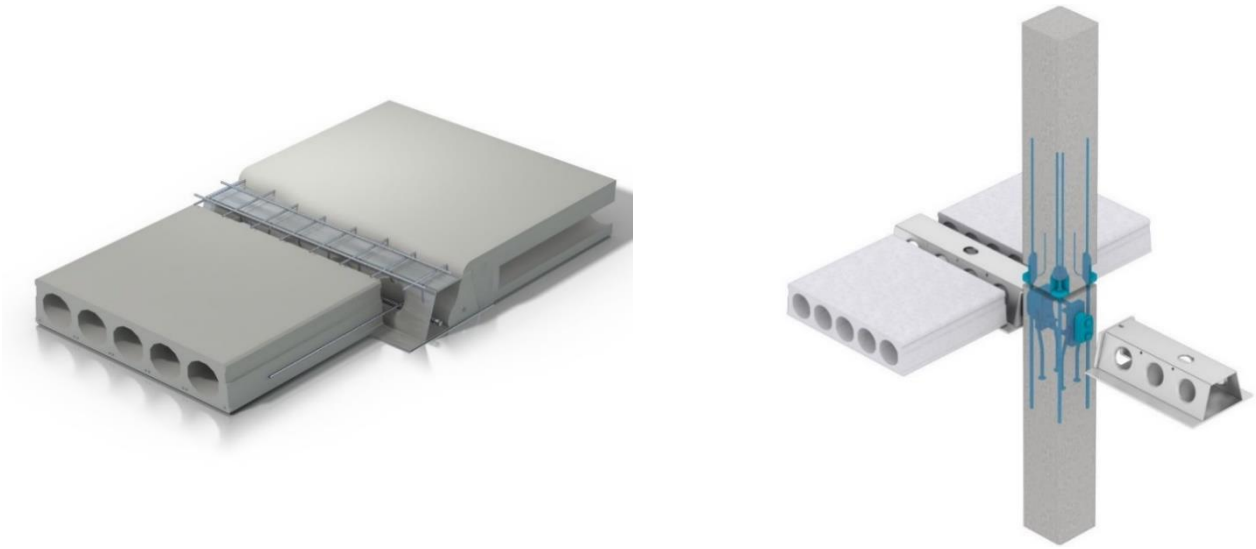


а) *б*)

Рисунок 1.25 – Конструктивна система IMS [131]: *а*) – загальний вигляд; *б*) – прихований ригель в стику плит; 1 – консольна плита; 2 – плита з отвором для сходів; 3 – колона; 4 – типова плита; 5 – попередньо напружена арматура; 6 – фасадна розпірка; 7 – монолітний бетон; 8 – сталеві кутики; 9 – тимчасова опорна рамка; 10 – канал

Основним збірним елементом цієї системи перекриття є попередньо напружена плита, яка виготовляється у два етапи. На першому етапі виготовляється ребриста плита з попередньо напруженою верхньою полицею. На другому етапі нижня частина виготовленої плити обладнується дротяною сіткою та опускається в шар монолітного бетону. Коли бетон набере достатньої міцності, попереднє напруження передається нижню частину плити. Виготовлена плита має гладку поверхню зверху та знизу. Попередньо напружена арматура в двох напрямках також встановлюється у розширених швах між плитами і проходить крізь колони. Шов заповнюється монолітним бетоном, після твердіння якого між плитами утворюється попередньо-напружений «прихований» ригель (рис. 1.25, *б*).

Прихований ригель, котрий не виходить за товщину плоскої плити перекриття, застосований також у фінській системі перекриття «DELTABEAM» [132] (рис. 1.26).



а) *б*)

Рисунок 1.26 – Конструктивна система «DELTABEAM» [132]:
а) стик ригеля з пустотними плитами; *б*) стик ригеля з колоною

Сталеві балки «DELTABEAM» із листової сталі у вигляді гнутого трапецієподібного профілю слугують ригелем системи перекриття та призначені для використання в якості конструктивного елемента в поєднанні з різними типами залізобетонних плит: пустотними плитами, плитами типу «Filigree», композитними сталевими настилами, сталевими настилами та монолітними бетонними плитами. Це дає можливість влаштування тонких перекриттів і утворення балкової конструкції в межах товщини плити.

Плоскі диски перекриття збірно-монолітної конструктивної системи «АРКОС» [133] (рис. 1.27) та її модифікацій [134 – 135], котрі досліджені та застосовуються в Україні, утворюються зі збірних багатопустотних залізобетонних плит, розташованих у межах замкнутої горизонтальної залізобетонної рами із монолітних залізобетонних ригелів, обпертих на колони будівлі.

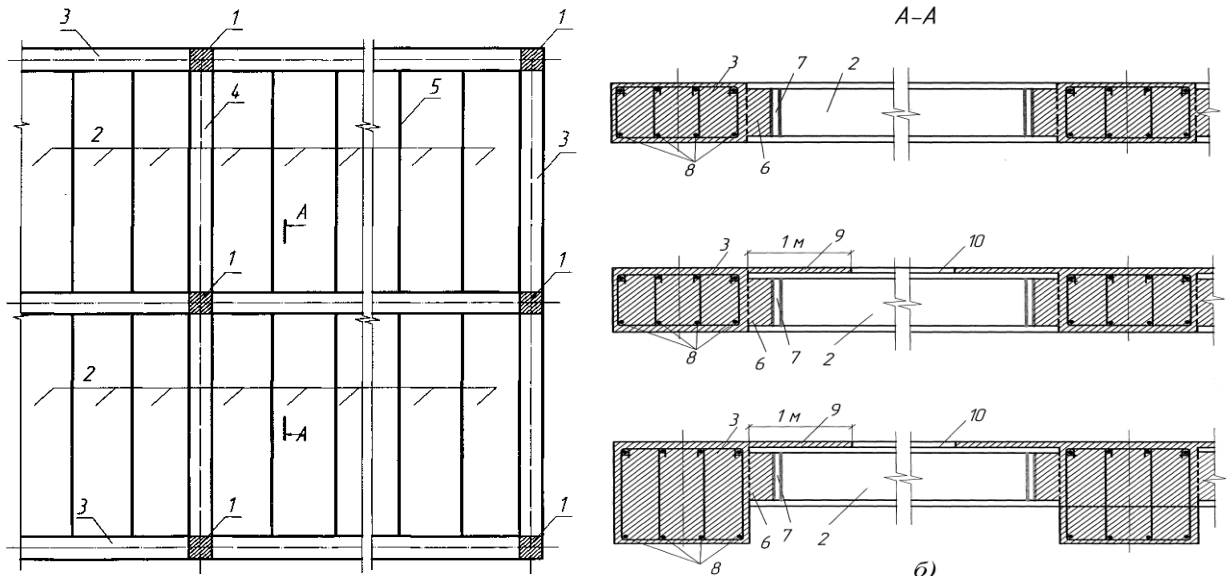


Рисунок 1.27 – Конструкція системи «АРКОС» (*а*) та варіанти поперечних перерізів несучих ригелів у прольотах (*б*) [134]: 1 – колони з наскрізними прорізами; 2 – збірні багатопустотні плити; 3 – монолітні несучі ригелі; 4 – монолітні в'язеві ригелі; 5 – міжплитні шви; 6 – бетонні шпонки; 7 – обмежувач розмірів шпонки; 8 – робоча арматура; 9 – полички ригелів; 10 – стяжка підлоги

Збірні залізобетонні плити спираються на поперечні монолітні несучі ригелі за рахунок бетонних шпонок, утворених у порожнинах плит при бетонуванні ригелів. Плити в торцях мають арматурні випуски, котрі анкеруються в монолітному ригелі. Багатоповерхові колони на рівні дисків перекриттів мають наскрізні прорізи, через які пропускається арматура взаємно перехресних монолітних ригелів.

Розроблення та удосконалення збірно-монолітних конструктивних систем, котрі мають у своєму складі приховані ригелі, здійснено в Україні під керівництвом М.В. Савицького. Запропоновані рішення залізобетонних каркасів зі збірними плитами та монолітними несучими і в'язевими ригелями [136 – 142]. У збірно-монолітному залізобетонному перекритті застосовуються багатопустотні плити перекриття зі скошеними під кутом 45° – 60° торцями та отворами на поверхні плит в місцях розташування пустот для встановлення

обмежувачів монолітного бетону [138]. Запропоноване перекриття має підвищену міцність похилих перерізів та високу несучу здатність. Для підвищення жорсткості реалізовано також встановлення арматурних каркасів у поздовжні проміжки шириною 50 – 150 мм між багатопустотними плитами з подальшим їх замонолічуванням [139]. Розроблена конструкція каркасу перевірена експериментально на дію розрахункового значення навантаження за граничним станом першої групи [140]. Проведено випробування вузла з'єднання збірних плит і монолітних ригелів плоского збірно-монолітного перекриття для дослідження його дослідження міцності та деформативності [141]. Здійснено скінчено-елементне моделювання роботи каркасу [142]. Запропоновано та досліджено ефективне конструктивне рішення полегшеного збірно-монолітного перекриття з порожнечами з пластиковими кулями [71].

Відомі також деякі інші збірно-монолітні каркасні конструктивні системи, в яких плоске перекриття реалізується шляхом влаштування прихованих ригелів, зокрема, «Сочі» [143], «Supra» [144], «TERRIVA» [145] та інші, проте в них суттєво більшою порівняно з попередніми є частка монолітного бетону.

Поряд з названими системами свого розвитку і поширення набула збірна каркасна система з плоским перекриттям, котре реалізується шляхом з'єднання плоских плит між собою без влаштування прихованого ригеля. Тобто, ця система не є наслідком трансформації балкових систем, а походить від збірної безбалкової системи перекриття.

Удосконалена безконсольно-безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система (ББББКС) будівель [77] вперше була застосована в Україні в м. Полтава у 2008 році при зведені двох 16-поверхових будівель. При цьому використані розроблені в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» удосконалені рішення каркасу [146 – 150]. Вказана система розроблена на основі уніфікованої системи збірно-монолітного безригельного каркасу [151], котра складається з вертикальних колон та плоских плит перекриття. Конструктивні рішення ББББКС в практиці зведення будівель почали застосовувати з 1940 року. Саме в цей час в безбалкових перекриттях

було запропоновано з’єднувати плити з колонами без застосування капітелей [16]. Аналоги і попередники цієї системи відомі також під назвами КУБ-1, КУБ 2,5, КБК або КУБ 3V. Зокрема, система КУБ 2,5 застосована в Україні при зведенні бізнес-центру багатофункціонального громадського комплексу з об'єктами спорту, відпочинку і розваг в м. Запоріжжя з урахуванням сейсмічного впливу [152 – 153].

Каркас БББКС (рис. 1.28, *а*) складається із залізобетонних колон без виступаючих опорних частин, плоских плит перекриття та в’язей [154 – 159]. Вертикальні несучі елементи каркасу – збірні залізобетонні одно-, дво- чи триярусні колони мають розміри поперечного перерізу 400×400 мм.

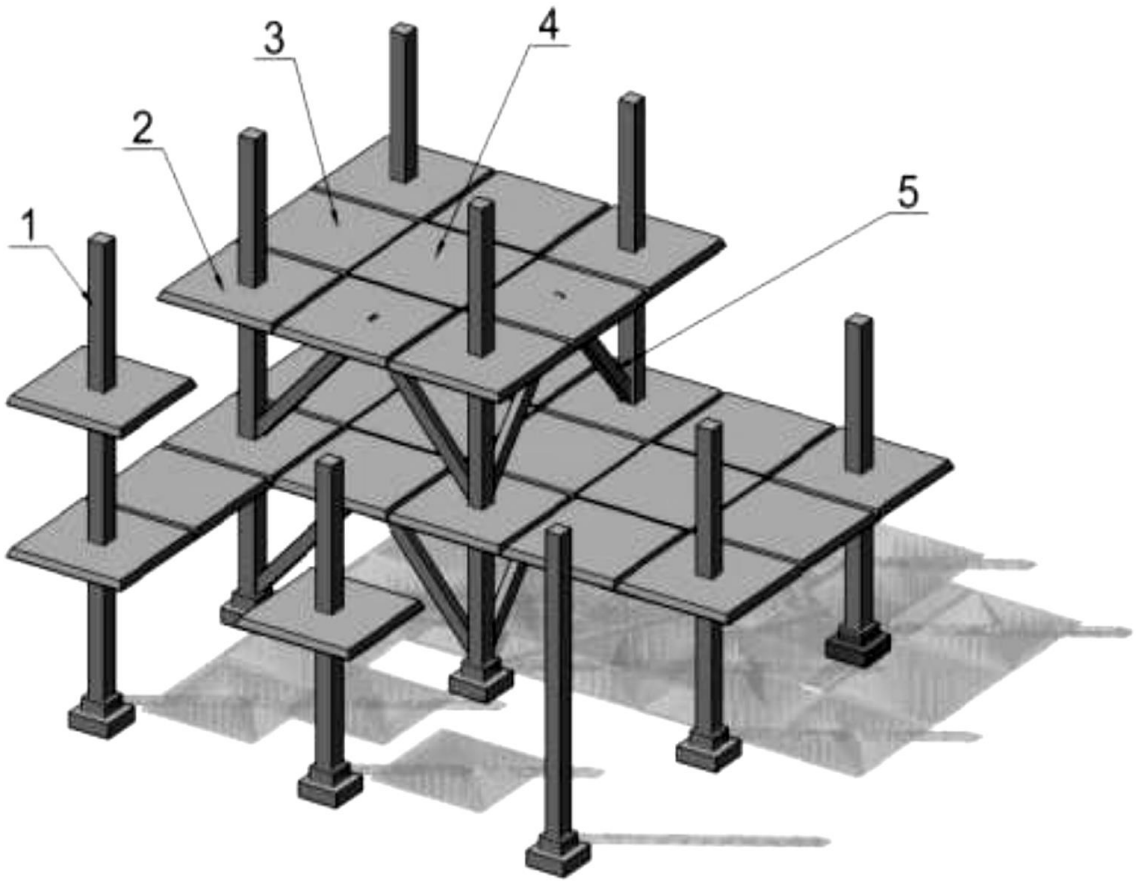


Рисунок 1.28 – Безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівлі:1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита; 5 – елемент жорсткості [116]

Плити залежно від їх розташування в системі плоского перекриття каркасу поділяються на: надколонні, міжколонні та середні. Товщина усіх плит – 160 мм, їх опалубкові розміри в плані прийняті однаковими – 2980×2980 мм.

Надколонні плити закріплюються приварюванням закладених в них обойм до арматури колони за допомогою з'єднувальних деталей, а передбачені монтажні проміжки в 20 мм між колоною та обоймою заповнюються високоміцним дрібнозернистим бетоном.

З'єднання плит між собою здійснюється шляхом влаштування петлевих стиків. Замонолічування міжплитних швів шириною 20 мм здійснюється дрібнозернистим бетоном без установлення опалубки.

На сьогодні збірна каркасна безбалкова конструктивна система набула значного поширення в Україні. Її реалізація здійснюється виробниками як із Полтавського регіону [160], так і з інших областей [161]. Це обумовлюється її суттєвими перевагами, серед яких варто відмітити автономність архітектурно-планувальних рішень та збільшений внутрішній корисний об'єм приміщення завдяки відсутності ригелів, скорочення терміну будівництва до 50% порівняно з іншими конструктивними системами [162].

Можна стверджувати, що найбільш затребуваними для зведення житлових та цивільних будівель на сьогодні є каркасні конструктивні системи з безбалковими перекриттями. Їх реалізація у збірному варіанті надає додаткових переваг, що стосуються швидкості будівництва та високої якості виготовлених на заводах конструкцій.

Підсумовуючи вищесказане, проаналізовані збірні та збірно-монолітні системи каркасів можна розділити за конструкцією перекриття (рис. 1.29). Користуючись наведеною схемою, можна відмітити, що велика кількість конструктивних систем збірних і збірно-монолітних будівель базуються на балкових каркасах. При цьому очевидною є тенденція до їх вдосконалення у напрямі як зменшення товщини перекриття, так і у мінімізації частки монолітного бетону.

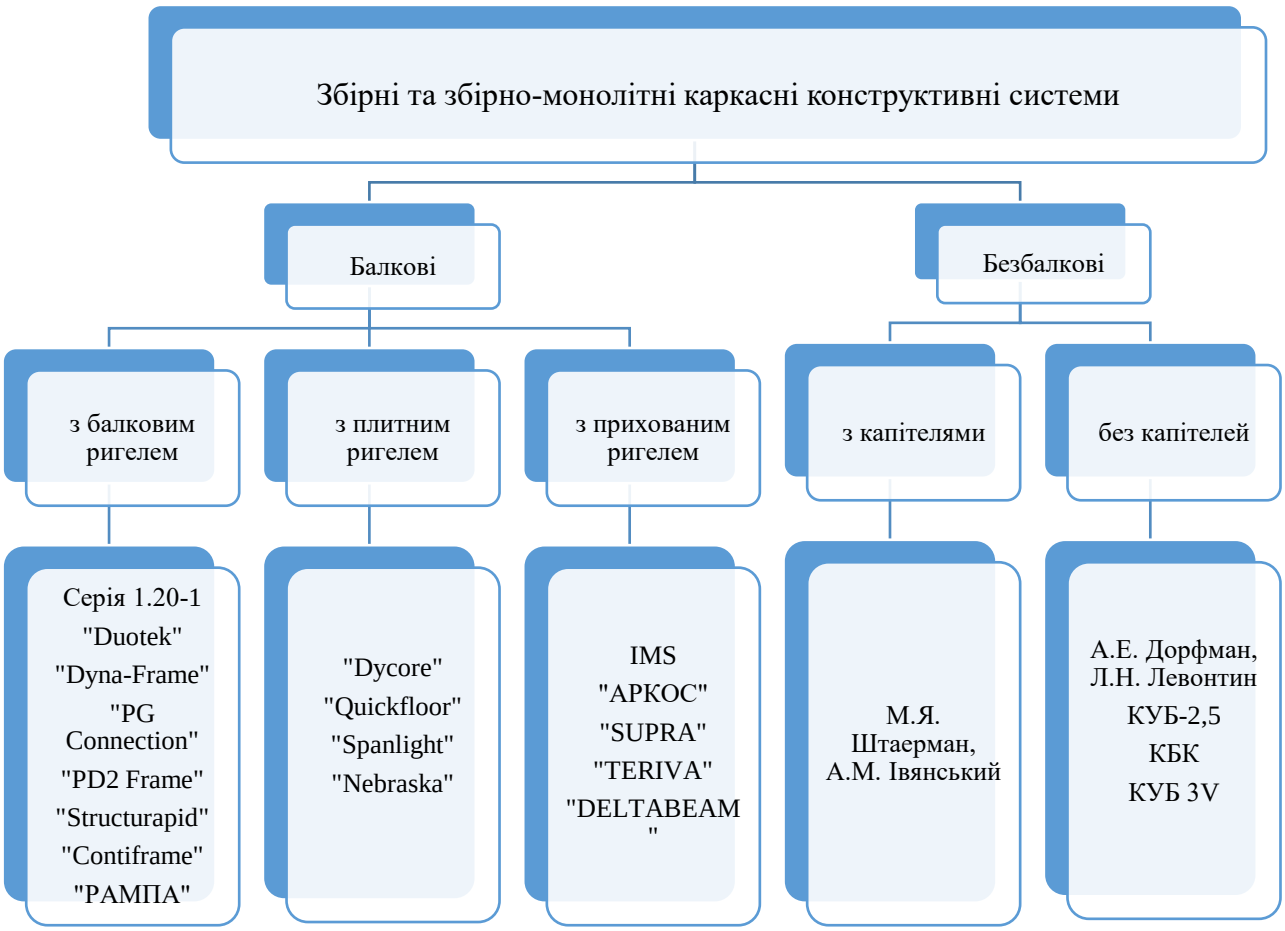


Рисунок 1.29 – Види збірних та збірно-монолітних каркасних конструктивних систем будівель [163]

Перші балкові конструктивні системи відрізнялись суттєвою висотою перекриття від 1220 мм («Duotek») до 645 мм («PD2 Frame») та значним об’ємом монолітного бетону, котрим вкривалось усе перекриття шаром товщиною до 60 мм. Системи з плитним ригелем дозволили досягти висоти перекриття 410 мм («Nebraska»). Сучасні ж конструктивні системи будівель, що базуються на плоских безкапітельно-безбалкових перекриттях, мають загальну висоту перекриття 160 мм (БББКС) з мінімальним використанням монолітного бетону тільки для замонолічування стиків. Це безперечно ставить особливі задачі до розроблення ґрунтовного розрахунку несучої здатності таких конструкцій для забезпечення їх надійної експлуатації.

1.2 Дослідження й методи розрахунків каркасних конструктивних систем та їх перекриттів

1.2.1 Розрахунок безбалкових перекриттів

Від початку свого виникнення безбалкові каркаси будівель розраховувались як конструкції, що складаються з окремих елементів: колон та перекриттів. При цьому увага приділялась розрахунку та конструюванню безбалкових перекриттів. Ще на початку минулого століття були встановлені розміри безбалкових залізобетонних перекриттів виключно експериментальним шляхом, але їх подальше широке впровадження викликало поштовх до інтенсивних теоретичних пошуків методів їх розрахунку.

На першому етапі розвитку теорії розрахунку безбалкових перекриттів А.Ф. Лолейтом [164] був запропонований спрощений практичний спосіб розрахунку. Цей спосіб розглядав безбалкове перекриття як систему широких, перехресних балок, що працюють у двох напрямах. Цей спосіб став очевидним наслідком трансформації ребристих (балкових) перекриттів у безбалкові, котра була реалізована Лолейтом.

Опорні моменти в обох напрямах від рівномірно розподіленого по перекриттю навантаження на всіх проміжних опорах, тобто в перерізах I*а*-I*а* та I*б*-I*б* (рис. 1.33) складають

$$M_{on,i} = -\frac{q_i l_i^2}{12}, \tag{1.1}$$

а прольотні моменти, тобто моменти в перерізах II*а*-II*а* та II*б*-II*б* приймаються рівними

$$M_{np,i} = \frac{q_i l_i^2}{24}, \tag{1.2}$$

де q_i – розрахункове значення навантаження у відповідному напрямі;

l_i – прольот плити у відповідному напрямі.

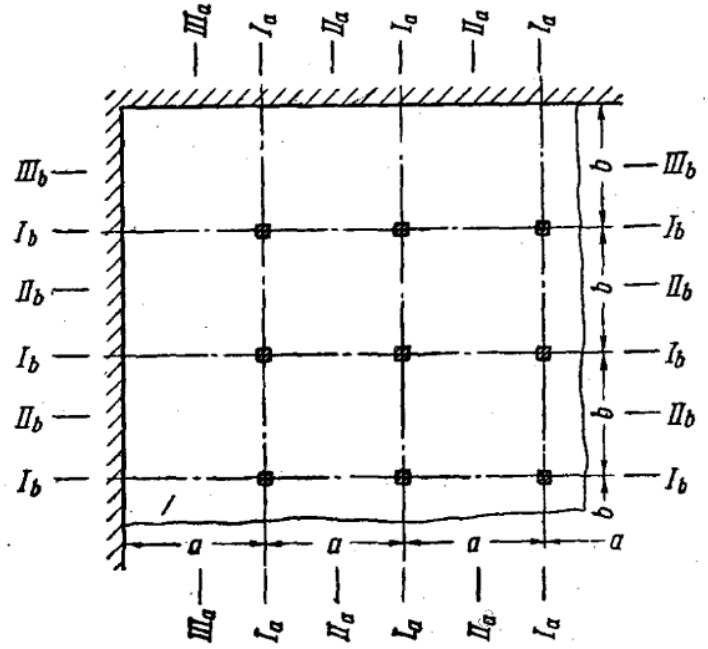


Рисунок 1.33 – Схеми розрахункових перерізів при розрахунку за методом А.Ф. Лолейта [25]

А.Ф. Лолейт розглядав смугову (балкову) схему роботи і розрахунку плити, як наближену, що уточнюється потім з урахуванням ефекту просторовості за допомогою емпіричних коефіцієнтів [165]. В 1912 р. були проведені випробування безбалкових перекриттів, які підтвердили прийнятність запропонованого методу їх розрахунку і конструювання [166]. Під керівництвом А.Ф. Лолейта в 1908 – 1912 рр. було побудовано більше 20 тис. м^2 безбалкових перекриттів.

Економічний підхід до вирішення задачі проектування безбалкових перекриттів було запропоновано H.T. Eddy та C.A.P. Turner [167 – 168]. Цей метод, в основному емпіричний, заснований на чисельних експериментах і даних, отриманих з випробувань конструкцій до руйнування. Згідно з ним максимальний згинальний момент, за яким визначалася товщина плити становив

$$M_{\max} = \frac{WL}{50}, \tag{1.3}$$

де W – загальне навантаження на плиту; L – прольот плити.

Turner стверджував, що розробив свої розрахунки на основі теорії F. Grashof [169], котра була створена ним у 1878 р. для розрахунку товщини

стінки котла паровоза. Розв'язок F. Grashof було використано багатьма дослідниками для проектування безбалкових перекриттів, але їх інтерпретації були різними.

A.B. Macmillan [170], також використовуючи теорію F. Grashof, дійшов висновку, що значення негативного моменту над проміжними колонами становить

$$M = \frac{WL}{25}\ , \tag{1.4}$$

де W – загальне навантаження на плиту; L – прольот плити.

В альтернативному підході до розрахунку безбалкових перекриттів бетонна плита розглядалася як консоль до точки перегину плити, а решта плити – як вставка між консолями, подібно до того, як це було запропоновано у нерозрізній Gerber балці [10].

Експериментальні випробування безбалкових перекриттів підтверджували теоретичні результати Turner. Перший такий тест був проведений в 1910 році A.R. Lord [171]. Він виміряв деформації арматури в безбалковій плиті перекриття будівлі «Deere and Webber» в м. Міннеаполіс (США). Плита товщиною 233 мм була запроектована під навантаження 10,8 кПа, а під час випробування 8 суміжних внутрішніх панелей плити завантажувались до величини 16,8 кПа. Максимальні напруження в арматурі становили над опорами 165 МПа і в прольоті 72 МПа відповідно. Це було перше з кількох подібних випробувань безбалкових перекриттів проведених у США в 1910 – 1920 рр.

У 1914 р. J.R. Nichols [172] отримав рівняння сумарного згинального моменту в безбалковій плиті. Він розглядав роботу половини безбалкової плити в одному напрямі від центра колони до середини прольоту (рис. 1.34). Якщо вся плита несе навантаження W, то половина плити несе навантаження $W / 2$, реакція колони також $W / 2$. Половина плити знаходиться в стані рівноваги при дії згинальних моментів від цих двох сил. Склавши рівняння моментів відносно осі колони, J.R. Nichols отримав загальний сумарний згинальний момент

$$M_0 = M^+ + M^- = \frac{1}{8} WL\left(1 - \frac{2}{3}\frac{c}{L}\right)^2, \qquad (1.5)$$

де W – загальне навантаження на плиту; L – прольот плити; c – розмір капітелі у напрямі прольоту.

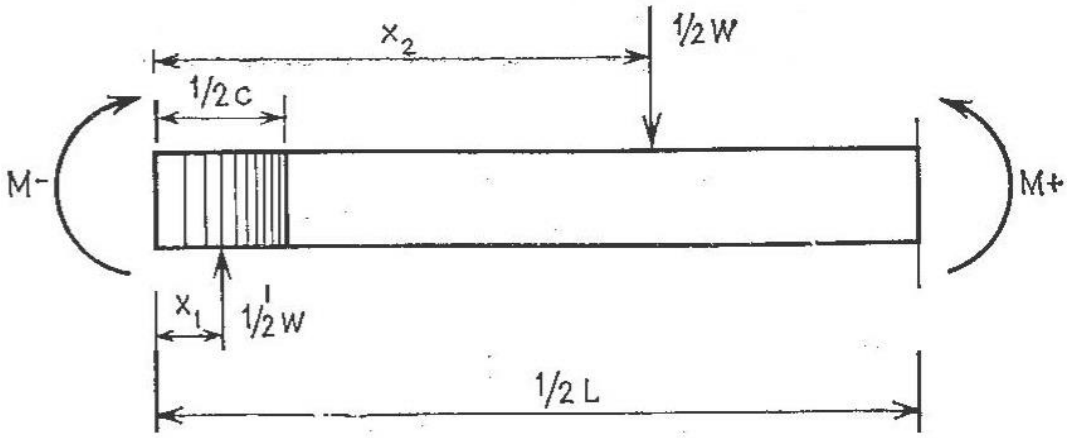


Рисунок 1.34 – Ілюстрація методу J.R. Nichols для визначення сумарного моменту безбалкової плити: x_1, x_2 – відстані, котрі визначаються співвідношенням c/L [10]

Формула J.R. Nichols не дозволяла визначити момент у будь-якій точці чи на будь-якій ділянці перекриття, а також не давала можливості здійснити розподіл моментів на позитивний і негативний моменти в надколоній та середній смугах, але вона стала першим надійним критерієм, за яким можна було перевірити проекти.

Вказані проблеми були вирішені H.M. Westergaard та W.A. Slater [173] у США в 1921 р. на основі теоретичних та експериментальних досліджень. Цей метод був уключений у будівельні норми багатьох країн.

Ними була розглянута типова середня квадратна панель безбалкового перекриття нескінченної протяжності, що спирається на циліндричні колони і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Рішення було отримано спершу з аналізу плити на точкових опорах за умови нульових кутів повороту та нульових прогинів по периметру колон. Ці дослідження дали першу надійну інформацію про розподіл пружних моментів в панелі безбалкового перекриття. Було виявлено, що частка від загального моменту, що приймається різними

частинами перекриття, істотно не змінюється при зміні співвідношення *c*/*L*. Середні відсотки розподілу загального моменту наведені в таблиці 1.1. Ці відсотки дуже близькі до тих, що використовуються в сучасних будівельних нормах.

Таблиця 1.1 – Розподіл згинальних моментів у безбалковому перекритті за [173]

	Надколонна смуга	Прольотна смуга	Всього
Негативний момент	48%	17%	65%
Позитивний момент	21%	14%	35%

Над розробкою більш точних теоретичних методів розрахунку безбалкових перекриттів, що базувались на теорії пружності, в подальшому працювало багато дослідників. Зокрема, H. Marcus у 1924 р. запропонував застосувати теорію пружної сітки до розрахунку плит безбалкових перекриттів [174]. Прогини та величини моментів пружної пластинки перекриття були виражені через ординати пружної сітки. При цьому розглядалися два випадки завантаження перекриття: зовнішнім навантаженням зверху в припущенні відсутності проміжних опор та завантаження реакціями проміжних опор у припущенні відсутності навантаження зверху. На основі принципу складання дії сил визначаються ординати перекриття під дією обох випадків завантаження перекриття, а потім і значення згинальних моментів у визначених точках перекриття.

У 1926 р. створена методика розрахунку безбалкових перекриттів з використанням тригонометричних рядів, запропонована V. Lewe [175]. При розрахунку безбалкове перекриття розглядається як плита, завантажена зверху суцільним рівномірно розподіленим навантаженням і знизу опорною реакцією капітелі, котра являє собою рівномірно розподілений за площею капітелі реактивний тиск. Lewe розклав у подвійний тригонометричний ряд функцію зміни зовнішніх сил від навантаження та реакцій опор. Практичне застосування цього методу було дуже трудомістким, тому для практичного застосування Lewe запропонував основні формули та склав таблиці для різних випадків

завантаження: суцільним рівномірно розподіленим навантаженням, рівномірно розподіленим навантаженням через один прольот, рівномірно розподіленим навантаженням у шаховому порядку. Він відмітив, що при смуговому завантаженні опір колон згину викликає момент, прикладений до плити у вигляді зовнішньої сили. Зусилля від цього моменту визначаються за таблицями та додаються до дії інших навантажень. Найбільш повно таблиці Lewe розроблені для безбалкових плит з квадратною сіткою колон та шириною капітелі рівною 1/3 прольоту.

За результатами аналізу методик Marcus та Lewe радянські дослідники [25, 166, 176, 177] зробили висновки, що результати розрахунків за цими методиками суттєво відрізняються між собою, в окремих точках різниця сягає 40%. Між тим сумарні моменти у прольотах і на опорах за обома методиками сходяться достатньо близько. Причиною цього були неточності при розподіленні загального згинального моменту за шириною плити. Оскільки розподіл моментів носить більше конструктивний, ніж теоретичний характер, тобто робота перекриття більшою мірою буде визначатись тим, як воно законструйована, то в місцях концентрації арматури буде сприйнятий більший згинальний момент.

Серед найбільш точних підходів до розробки методів розрахунку безбалкових перекриттів слід відмітити пропозиції Б.Г. Галеркіна [178]. Розглядаючи безбалкове перекриття за принципами, аналогічними Lewe, він розробив розрахунок такої пружної пластинки в бігармонічних рядах. Хоча цей підхід простіший, але все ж занадто складний для практичного застосування. Усунення даної проблеми було здійснено шляхом табулювання даних для розрахунку прогинів та згинальних моментів для різної конфігурації перекриттів.

У 1931 р. питанню випробування безбалкових перекриттів присвятив свою роботу О.О. Гвоздев [179], в 1932 р. у Баку випробував дослідне безбалкове перекриття М.С. Боришанський [180]. Велика дослідницька робота в галузі проектування безбалкових перекриттів була здійснена В.І. Мурашевим [181],

І.С. Подільським [182], М.Я. Штаерманом [25], А.М. Івянським [183], А.Д. Глуховським [184], А.С. Щепотьєвим [185] та іншими.

Для загального статичного розрахунку залізобетонних і сталебетонних плит, котрі працюють у двох напрямах, в наукових працях [70, 92, 186, 187, 189, 189] застосовується метод розрахунку тонких плоских пластин [190, 191], що ґрунтується на припущенні пружної роботи матеріалу. В основу цього методу покладене диференційне рівняння зігнутої поверхні пластини

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \tag{1.6}$$

та залежності для обчислення згинальних

$$M_x = -D\left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2}\right), \tag{1.7}$$

$$M_y = -D\left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2}\right), \tag{1.8}$$

і крутного моментів

$$M_{xy} = -M_{yx} = D(1-\nu)\frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y}, \tag{1.9}$$

де ω – функція прогинів пластини; q – функція інтенсивності розподіленого по площі пластини навантаження; $D = Eh^3 / (12(1 - \nu^2))$ – циліндрична жорсткість пластини; E – модуль пружності пластини; ν – коефіцієнт Пуассона.

Розв’язок рівняння (1.6) можна отримати для пластин різної форми, використовуючи відповідні функції, що задовольняють граничні умови закріплення пластини по контуру. При цьому для залізобетонних плит використовується тільки початковий модуль пружності бетону, не враховуються пластичні характеристики бетону, виникнення тріщин та наявність арматури.

Вказані проблеми розв’язуються при дослідженні просторової роботи дисків перекриттів, які складаються з збірних залізобетонних плит, в роботах Т.Н. Азізова [29 – 31] та виконаних під його керівництвом [192 – 193].

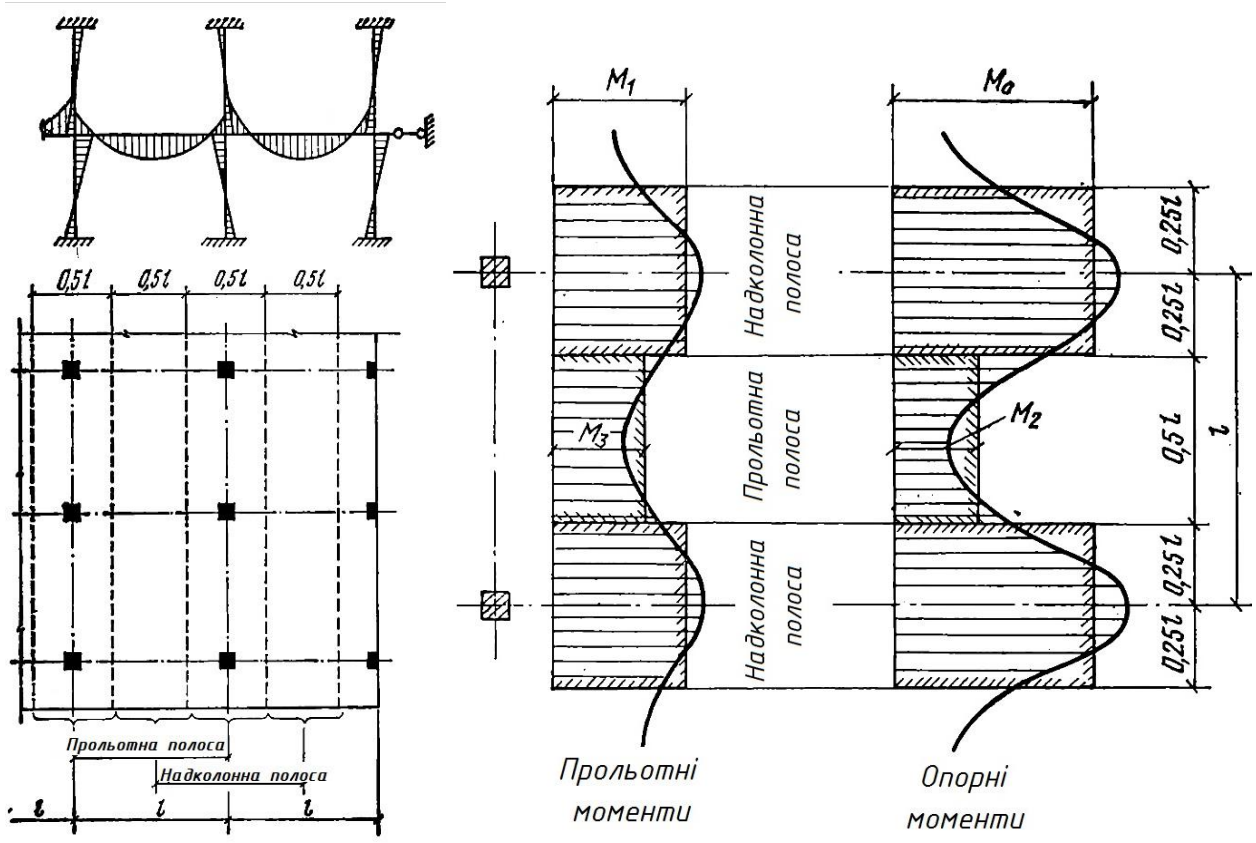
Вдосконалені методики просторового розрахунку збірних і монолітних перекриттів, в яких враховано кручення полиць, поздовжній згин, опір пружної основи, часткове защемлення плит в стіні, осідання опор. Проведені дослідження дали змогу виявити резерви несучої здатності перекриттів, що підтверджено результатами експериментальних досліджень натурних фрагментів збірних дисків перекриттів, а також фрагментів монолітного ребристого перекриття.

Розробленню розрахункових схем плит перекриттів у складі плоского збірно-монолітного перекриття з прихованими ригелями, максимально наближених до реальної роботи конструкцій, присвячені роботи [194, 195]. Виявлено особливості напружено-деформованого стану елементів плоского збірно-монолітного перекриття – багатопустотних плит, визначений арковий ефект у них. Установлено, що за впливу аркового ефекту початковий згинальний момент у середніх ригелях від дії розподіленого навантаження частково зменшується. Врахування аркового ефекту та мембранних зусиль, котрі були описані Гвоздевим у [196], розглядається при розрахунку залізобетонних перекриттів також у багатьох роботах, зокрема в [197, 198]. У плоских безбалкових безкапітельних перекриттях через відсутність балок жорсткість горизонтальних розкріплень є низькою, але виникнення мембранних зусиль стиску було зафіксовано в цих перекриттях у роботах [199, 200] при високій жорсткості колон або за наявності обв’язувальних балок.

1.2.2 Розрахунок безбалкових каркасів шляхом поділу на плоскі рами

Викладені досі методи ґрунтувалися на розгляді пружної плити, підтримуваної колонами з розширеною верхньою частиною. Колони розглядалися як підтримуючі елементи конструкції, а не як складова рам. Альтернативний підхід, введений у норми, якому надають перевагу більшість проектувальників і на сьогодні [201 – 206], розглядає плоскі плити та підтримуючі колони як систему пружних ортогональних рам. Цей метод був введений у норми на бетонні конструкції Німеччини у 1925 р.

За методом еквівалентних рам [25, 28, 207 – 219] розрахунок безбалкового каркасу зводиться до розрахунку двох рам, що перетинаються в ортогональних напрямах. Ригелями рам є плита шириною, котра дорівнює напівсумі двох суміжних прольотів (рис. 1.35, *а*). Кожна з рам у обох напрямах розраховується на повне навантаження.



а) *б*)

Рисунок 1.35 – Розрахункова схема для розрахунку за методом еквівалентних рам (*а*) та епюри розподілу згинального моменту по ширині ригеля-плити (*б*) [28]

Ригель еквівалентної рами безбалкових перекриттів із капітелями розглядається як нерозрізна балка змінної жорсткості на пружно-податливих опорах [25]. Розподіл згинальних моментів по ширині ригеля-плити (рис. 1.35, *б*) здійснюється за допомогою відповідних коефіцієнтів [25, 175, 177].

Експериментальні та теоретичні дослідження безбалкових перекриттів без капітелей, проведені А.Е. Дорфманом та Л.Н. Левонтиним [28] свідчать, що

коефіцієнти для перерозподілу згинальних моментів у [25] потребують корегування (табл. 1.2).

Таблиця 1.2 – Розподіл згинальних моментів у безкапітельно-безбалковому перекритті за методом еквівалентних рам [28]

Розташування колон в каркасі	Ригель-плита рами	Доля згинального моменту від рамного моменту	
		опорного	прольотного
Другий ряд	Надколонна полоса	0,72	0,52
	Прольотна полоса	0,28	0,48
Третій і четвертий ряди в багатопрольотній рамі	Надколонна полоса	0,65	0,55
	Прольотна полоса	0,35	0,45

На основі чисельного аналізу та порівняння методу еквівалентних плоских рам з розрахунками за теорією пластин та результатами випробувань W.G. Corley, M.A. Sozen та C.P. Siess [210] зробили висновок, що розгляд плоскої плити як еквівалентної двовимірної пружної рами в кращому випадку є лише хорошим наближенням. Вони відмітили, що варіації жорсткості плити, розташування навантажень і умов обпирання в ортогональному напрямі впливатимуть на моменти в розглядуваній еквівалентній плоскій рамі. Вплив названих факторів можна визначати за допомогою теорії пластин, але немає чіткого методу для визначення їх впливу при розгляді плоских рам.

Авторами в [210] було показано, що в більшості випадків розрахунок плоских рам загалом показує правильні тенденції у розподілі згинальних моментів. Це свідчить про те, що метод еквівалентних рам можна модифікувати, щоб отримати результати, які узгоджуються з результатами теорії пластин і результатами випробувань. Було визначено діапазони жорсткостей плит-ригелів та колон рам при яких, значення згинальних моментів є найбільш достовірними.

Розрахунок за методом еквівалентних рам здійснювався на повне рівномірне навантаження, прикладене у всіх прольотах. Між тим, проводились

дослідження впливу різних схем завантаження безбалкових перекриттів на значення згинальних моментів. Зокрема, досліджувались смугові та шахові схеми завантаження перекриття [220, 221]. Запропонована процедура оцінки впливу різних схем завантажень показала, що шахові навантаження не є такими, що можуть спричинити появу критичних значень моментів. Також показано, що в більшості конструкцій смугові навантаження є більш небезпечними, особливо при значній гнучкості колон. Розроблена методика врахування схем завантаження безбалкових перекриттів при розрахунку за методом еквівалентних рам.

M.D. Vanderbilt та W.G. Corley [213, 214] при вдосконаленні методу еквівалентних рам відмічали, що моделювання жорсткості з'єднання колони з плитою є однією із ключових складностей при визначенні згинальних моментів, котрі розподіляються в плоскій рамі між колонами та плитними ригелями. Три моделі цього з'єднання були розглянуті: модель еквівалентної ширини, модель поперечного крутного елемента та «stub beam» модель. При цьому еквівалентна плоска рама розглядалась завантаженою вертикальними та горизонтальними навантаженнями. У висновку зазначено, що найбільш прийнятною для такого розрахунку, особливо при дії горизонтальних навантажень, є модель поперечного крутного елемента, що враховує сукупну крутну жорсткість колони та прилеглої частини плити, котра являє собою поперечний крутний елемент. Не можна назвати запропоновану модель універсальною, оскільки вона має специфічні обмеження для використання при розрахунку на дію вертикальних навантажень.

Останніми роками метод еквівалентних рам застосовується з використанням розрахункової ширини плити. При цьому плоска плита моделюється як розрахункова балка, що має висоту плити та розрахункову ширину, що дорівнює ширині плити помноженій на коефіцієнт β ефективності ширини плити [214, 222 – 227]. Коефіцієнт ефективності ширини плити враховує зокрема зниження жорсткості плити через наявність тріщин. Розроблено багато пропозицій щодо визначення цього коефіцієнта. Зокрема авторами [214]

пропонується його приймати сталим β = 1/3. Відмітивши суттєве заниження жорсткості з використанням β = 1/3, S.J. Hwang і J.P. Moehle [223] запропонували рівняння для розрахунку коефіцієнта зменшення жорсткості квадратних плит з квадратними колонами залежно від розмірів плити і колони та змінного навантаження. Y.H. Luo та A.J. Durrani [225 – 226] використовували ефективний момент інерції I_e балок для розрахунку приведеної жорсткості плити. J.S. Grossman [227] запропонував використовувати коефіцієнт K_d для обчислення ефективної ширини плити-ригеля відповідно до рівня бічних зсувів. Однак ним зазначено, що K_d враховує зменшення бічної жорсткості, а не жорсткості у вертикальному напрямі.

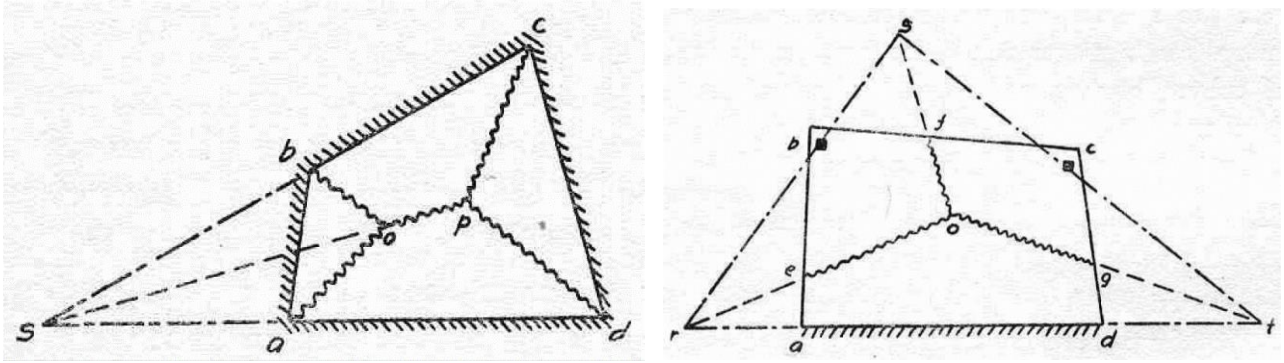
В роботі [228] відмічено, що варіації розвитку тріщин в різних зонах плити суттєво впливають на її жорсткість, тому коефіцієнт β має змінюватись по довжині прольоту. Запропоновано так звану «two-beam model», що полягає в розділенні плити-ригеля на частини з різним значенням β в місці перегину епюри згинальних моментів. Для прольотної частини пропонується β = 1,0 … 0,5, а для опорних частин на крайній та проміжній опорах β = 0,25 … 0,20 та β = 0,1 відповідно залежно від величини бічного зсуву. Висновки підкріплені експериментальними даними.

З аналізу останніх публікацій відмічено, що метод еквівалентних рам у різних модифікаціях використовується при розрахунках залізобетонних каркасів будівель на прогресуюче руйнування [229, 230], на дію горизонтальних навантажень [231 – 235], а також при проектуванні висотних будівель [236 – 238].

1.2.3 Розрахунок перекриттів безбалкових каркасів із застосуванням кінематичного способу методу граничної рівноваги

У 1921 р. датський інженер A. Ingerslev [239] запропонував метод розрахунку безбалкових перекриттів на основі постійних згинальних моментів, що діють уздовж ліній текучості. У 1931 р. K.W. Johansen [240] написав інноваційну роботу в цьому напрямі.

Теорія ліній текучості передбачає, що збільшення навантаження викликає концентрацію деформацій в сталі та бетоні вздовж ліній максимального моменту. Ці лінії називаються лініями текучості, і вони утворюють контур, який ділить плиту на сегменти (рис. 1.36).



а) *б*)

Рисунок 1.36 – Схеми утворення ліній текучості [240]: *а*) – в плиті, защемленій по контуру; *б*) – в плиті, що защемлена з однієї сторони та спирається на дві колони з протилежної сторони

При руйнуванні плити пружні деформації кожного сегмента вважаються незначними порівняно з пластичними деформаціями на межі текучості. Отже, всі викривлення плити при руйнуванні вважаються зосередженими на лініях текучості. На основі запропонованого механізму руйнування руйнівне навантаження визначається з рівняння енергії. Ця теорія була запропонована для використання при розрахунку несучої здатності плит довільної форми за будь-яких умов опирання і навантажень.

У 1962 році Європейський комітет бетону [241] опублікував звіт, який містить формули, виведені за запропонованим методом, для розрахунку плит різної форми, що піддаються рівномірно розподіленому навантаженню по площі, по лінії і зосередженим навантаженням.

Згодом дослідники [242 – 244] окреслили коло плит, котрі можуть бути запроектовані з використанням методу ліній текучості. Зокрема, відмічено, що

ця теорія ефективна для аналізу руйнівного навантаження для рівноармованих плит, площа арматури в яких однакова в будь-якому перерізі. На той час були проведені експерименти з вільно опертими на чотири сторони квадратними плитами з різним розташуванням арматури. На основі проведених експериментів з квадратними плитами було виявлено, що плити з нерівномірним армуванням є більш жорсткими, ніж рівномірно армовані плити. Проте, застосування змінного армування не сприяло підвищенню несучої здатності. Тому на основі експериментальних досліджень виявлено, що найкращим розташуванням арматури для міцності та жорсткості плити полягає в тому, щоб стержні були паралельні її сторонам і розміщувались на однаковій відстані. Отже, припущення, що використовувалось в теорії ліній текучості для розрахунку залізобетонних плит про їх рівноармованість було цілком підтвердженим. Між тим, для плит з нерівномірним або обірваним у прольоті армуванням застосування цієї теорії було занадто ускладненим.

В Україні (УРСР) в 1961 році А.М. Дубинським [245] був розроблений кінематичний спосіб розрахунку плит в стадії граничної рівноваги, що базувався на теорії ліній текучості. При цьому використовувались принципові положення розрахунку залізобетонних плит за методом граничної рівноваги [246], закони утворення схеми зламу плит, а також основні розрахункові рівняння робіт зовнішніх та внутрішніх сил на можливих переміщеннях.

Для випадку довільного розподіленого по плиті навантаження рівняння робіт має вигляд [245]

$$\int_F p\delta dF = \sum \theta \bar{M} \cos\left(\theta, \bar{M}\right), \qquad (1.10)$$

де p – функція розподілу навантаження по площі плити; δ – переміщення точок плити під дією навантаження p; F – площа плити; θ – вектор обертання; $\bar{M}\cos\left(\theta, \bar{M}\right)$ – проекція рівнодійної граничних моментів, що діють вздовж контуру елемента (диска, на які розламується плита при утворенні ліній текучості), на вісь його обертання.

А.М. Дубинським [245] розроблено розрахунок рівноармованих та нерівноармованих плит, завантажених зосередженим та розподіленим навантаженням. При цьому розглянуті випадки шарнірного опирання плит, а також висвітлюються особливості розрахунку плит, защемлених по контуру.

В посібнику під редакцією О.Б. Голишева [247] застосування кінематичного способу методу граничної рівноваги розглянуто для застосування при проектуванні монолітного ребристого перекриття з плитами, опертими по контуру.

На основі теорії ліній текучості розроблено велику кількість практичних методів розрахунку залізобетонних плит [248 – 252]. Цей підхід на сьогодні не втрачає своєї актуальності, оскільки базується на чітких фізичних законах та дозоляє отримувати прості аналітичні залежності для розрахунку плит різної конфігурації з довільним опиранням та з урахуванням варіативного завантаження. За допомогою практичних методів, котрі базуються на теорії ліній текучості, розроблені пропозиції до розрахунку несучої здатності залізобетонних плит підземних комунікаційних каналів при дії зосереджених навантажень від транспортних засобів [253], коробчатих тонкостінних конструкцій [254], консольних циліндричних оболонок [255], просторових пластинчатих конструкцій [256], плит, що спираються на дві суміжні сторони [257], плит, що спираються на три сторони під дією зосередженого навантаження [258], та інших плитних залізобетонних конструкцій [259 – 260].

При дослідженні фібробетонних плит під керівництвом Marco di Prisco [261] теоретичні розрахунки їх міцності виконані за допомогою теорії ліній текучості. За свідченням авторів експерименту названа теорія є найбільш придатною для конструкцій, котрі зазнають пластичного руйнування, яке не є очевидним для фібробетону. Між тим, виявлена експериментально пластична робота фібробетонних плит, що відображена викривленням графіків момент-кривизна, дає можливість застосування цієї теорії. Розрахункова гранична несуча здатність зразків фібробетону, обчислена із застосуванням середніх значень

міцності використаних матеріалів, майже точно співпадає з експериментальними даними.

Аналогічні висновки щодо достовірності розрахунку несучої здатності гібридного фібро-залізобетонного безбалкового перекриття за допомогою теорії ліній текучості зроблені за результатами досліджень в роботі [262].

На основі теорії ліній текучості науковцями в публікації [263] розроблено спеціальний метод розрахунку за МКЕ. У цьому методі використовується пластинчастий трикутний скінченний елемент, модифікований таким чином, щоб дозволити пластичним «лініям текучості» проходити в будь-якому напрямку. Лінії текучості генеруються в напрямках, у яких досягається здатність до виникнення пластичного шарніра. Точність методу і збіжність оцінюється шляхом порівняння стандартних випадків з відомими результатами. У всіх випадках результати були близькі до теоретичних значень з різницею менше 1%.

Таким чином, теорія ліній текучості апробована багатьма дослідниками, а методи розрахунку несучої здатності залізобетонних плитних елементів, розроблені на її основі, підтверджені експериментально.

Застосування кінематичного способу методу граничної рівноваги, котрий використовує принципи теорії ліній текучості, до розрахунку плит збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель здійснено в роботах [264 – 284].

1.3 Складне деформування колон у складі безбалкових каркасів

1.3.1 Причини і умови виникнення явища складного деформування колон безбалкових каркасів

Безбалкові каркасні конструктивні системи будівель характеризуються плоскими перекриттями, котрі з’єднуються з колонами із застосуванням капітелей або безпосередньо, без додаткових елементів. Причому друге конструктивне вирішення на сьогодні є пріоритетним у застосуванні [285 –289].

Влаштування вузла з’єднання безбалкового перекриття з колоною без застосування балок, консолей чи капітелей (рис. 1.37) унеможливлює передачу навантаження від перекриття на колону у вертикальній площині, що співпадає хоча б з однією з головних центральних осей перерізу колони. Тобто, навантаження до колони прикладається з ексцентриситетами відносно обох головних центральних осей перерізу колони. Таке завантаження спричиняє складне деформування (косе стискання) колон безбалкових конструктивних систем будівель.



Рисунок 1.37 – Фрагменти спирання надколонних плит на колони 16-ти поверхової будівлі збірної безбалкової безкапітельної конструктивної системи [294]

Описане явище косого деформування є властивим колонам безбалковим каркасів як монолітного, так і збірного виконання. Зокрема, в роботах [290 – 295] відмічено, що як крайні, так і середні колони збірної безбалкової безкапітельної

конструктивної системи зазнають косого стискання, що виникає через особливості влаштування вузла спирання надколонних плит перекриття на колони [294].

Складних деформацій тією чи іншою мірою зазнають усі стиснуті залізобетонні елементи, оскільки вони виникають не тільки від складного силового завантаження, але також і від інших за походженням впливів: нерівномірного розподілення температурних деформацій, технологічних неточностей при виготовленні та монтажі конструкцій, механічних пошкоджень та змін перерізів в ході реконструкцій будівель і споруд як в цілому, так і їх частин зокрема [294].

До технологічних неточностей при виготовленні залізобетонних конструкцій можна віднести [294] зміщення арматури від проектного положення при її укладанні в опалубку, невідповідність форми та розмірів проектним даним внаслідок спрацювання опалубки та інші фактори. У результаті зазначених причин відбувається зміщення точок прикладання рівнодійних зусиль в стиснутій (N_c) або розтягнутій (N_s) зонах перерізу від головних центральних осей його інерції, тобто елемент зазнає косого стискання (рис. 1.38).

Аналізом зміни положення нейтральної лінії як в процесі завантаження, так і в момент руйнування в експериментальних зразках встановлено, що косому стисканні вона у загальному випадку не перпендикулярна до площини дії зовнішніх сил. Її положення в нормальному перерізі елемента має багатофакторну залежність, в яку входять ексцентриситети прикладання зовнішньої поздовжньої сили, форма поперечного перерізу, кількість і розташування арматури, клас бетону, рівень завантаження, наявність початкових тріщин. Але, не зважаючи на таку велику кількість існуючих факторів впливу, при будь-якому їх сполученні розташуванням арматури можна досягти ортогональності між нейтральною лінією та площиною дії зовнішнього зусилля [294].

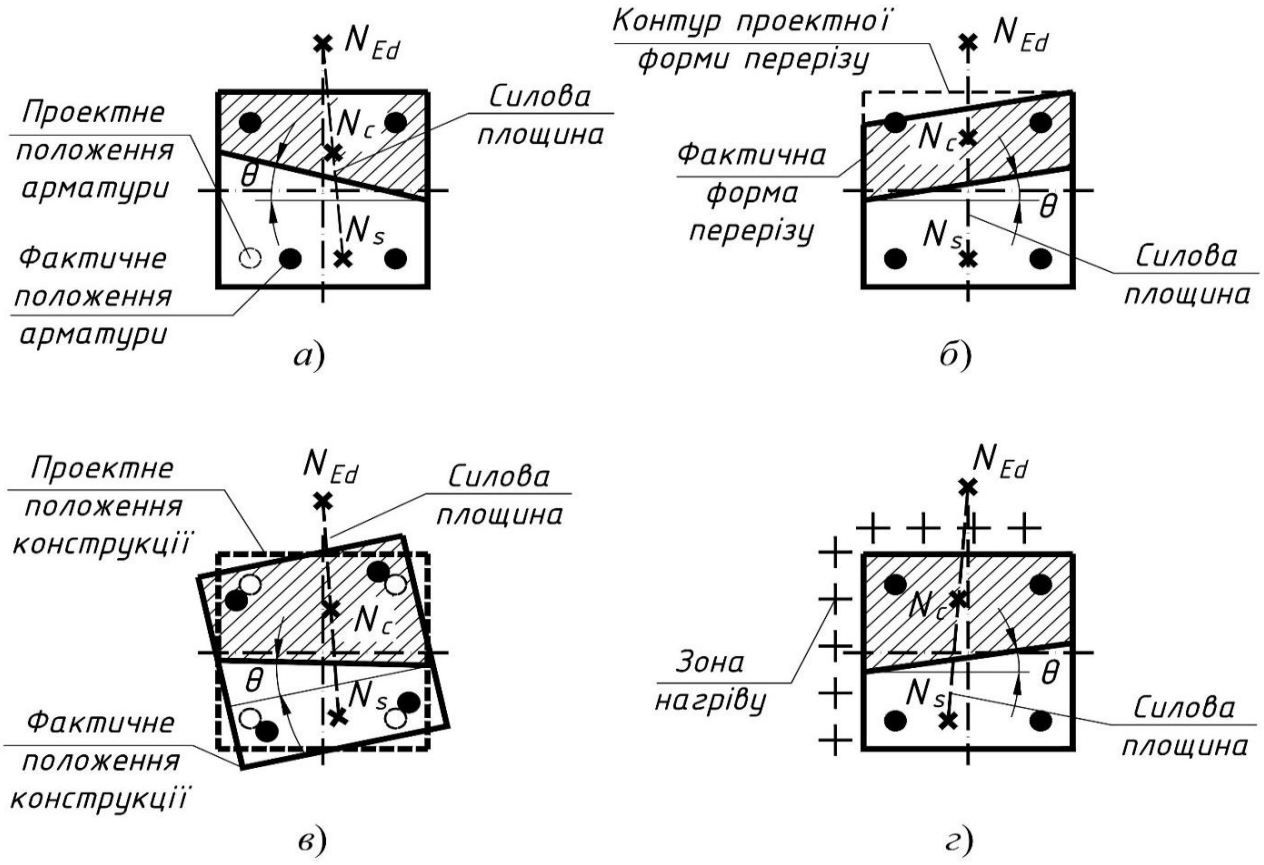


Рисунок 1.38 – Елементи, що зазнають косого стиску через:
а – неточності встановлення арматури; *б* – порушення форми перерізу конструкції; *в* – неточності монтажу; *г* – нерівномірну дію температури: N_{Ed} – поздовжня сила від зовнішнього навантаження; N_c, N_s – відповідно рівнодійні зусиль в стиснутій та розтягнутій зонах перерізу [294]

Таким чином, на відміну від плоского позацентрового стиснення при косому стисненні положення нейтральної лінії в перерізі елемента характеризується не одним (висотою x стиснутої зони), а двома параметрами (висотою стиснутої зони x та кутом θ нахилу нетральної лінії до головної осі перерізу), котрі у свою чергу залежать від багатьох факторів, що суттєво ускладнює опис напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон.

1.3.2 Врахування явища косого стискання колон

У загальному випадку розрахунку несуча здатність косо стиснутих колон визначається за допомогою ітераційного пошуку [296, 297]. Особливої складності такий розрахунок набуває при необхідності оптимізувати арматуру або поперечний переріз. Тому розрахунку залізобетонних колон на косе стискання весь час намагались уникнути, розробляючи методи його непрямого врахування або приведення до розрахунку на позацентровий стиск в двох ортогональних площинах головних осей інерції перерізу колони [298 – 307].

Відомо, що значення руйнівного зусилля, прикладеного до колони з ексцентриситетами e_x та e_y залежить від розмірів перерізу колони, кількості та розміщення арматури в ньому, фізико-механічних властивостей бетону й арматури, а також від таких другорядних факторів, як товщина захисного шару бетону, наявності та розташування поперечної арматури. Формулювання математичних виразів для врахування всіх перерахованих факторів було неможливим у 1960-х роках на думку багатьох закордонних науковців [298 – 302].

Натомість B. Bresler [298] запропонував два альтернативні методи для врахування косого стискання при розрахунку несучої здатності залізобетонних колон. Другий із запропонованих методів на сьогодні включений до нормативних документів багатьох країн [202 – 204], зокрема, й України [201].

За пропозицією B. Bresler [298] опір колони косому стисканню схематично представлений поверхнею, утвореною рядом кривих залежностей «осьова сила P – згинальний момент M_n», проведених радіально від осі P (де P – поздовжня сила) (рис. 1.39).

Несуча здатність перерізу колони при косому стисканні є функцією трьох змінних P, M_{nx} і M_{ny}, які можна виразити через поздовжню силу P, що прикладена з ексцентриситетами $e_x = M_{ny}/P$ і $e_y = M_{nx}/P$ (рис. 1.38). Поверхня взаємодії (руйнування) може бути описана як поверхня, створена шляхом побудови залежності руйнівного навантаження P як функції його ексцентриситетів e_x і e_y

або пов'язаних з ними згинальних моментів M_{ny} і M_{nx}. Якщо навантаження P прикладене на колону таким чином, що точка з координатами (P, M_{1x}, M_{1y}) знаходиться всередині 3D-поверхні, несуча здантість колони буде забезпечена.

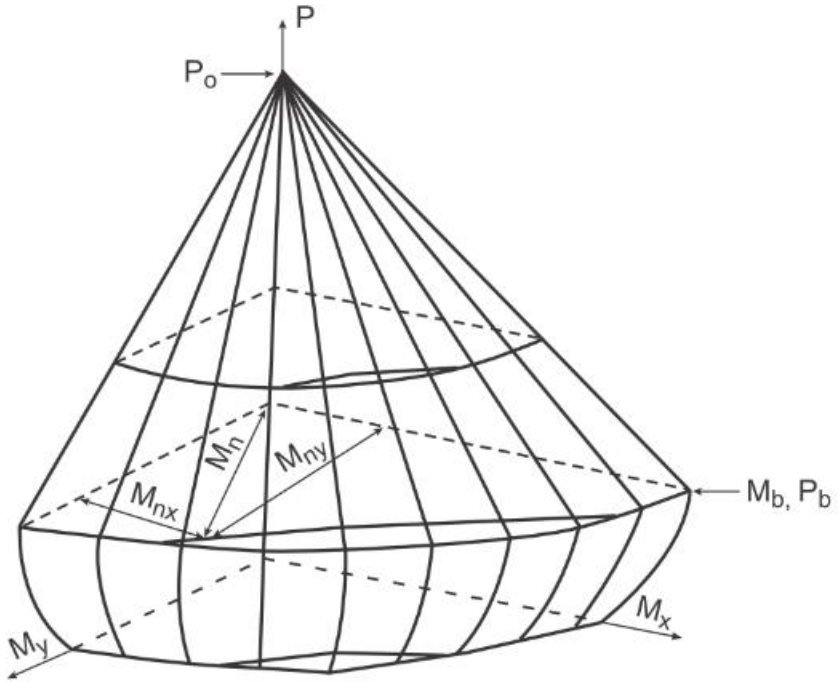


Рисунок 1.39 – Поверхня взаємодії при косому стисканні [299]

Спрощену апроксимацію кривих, що утворюють поверхню рунування при сталому значенні P, за пропозицією B. Bresler [298] здійснено за допомогою безрозмірного рівняння. В сучасних нормах [202, 201] з проектування залізобетонних конструкцій на основі цього рівняння записана залежність для перервірки несучої здатності елемента при косому стисканні (рис. 1.39):

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \le 1,0, \qquad (1.11)$$

де $M_{Edz/y}$ – розрахункове значення згинального моменту від зовнішнього навантаження відносно відповідної осі;

$M_{Rdz/y}$ – розрахункове значення згинального моменту, котрий може бути сприйнятий елементом, у відповідному напрямку;

a – експонента: для круглих та еліптичних перерізів $a = 2$, для прямокутних перерізів $a = 1 \ldots 2$ залежно від N_{Ed}/N_{Rd};

N_{Ed} – розрахункове значення зовнішньої поздовжньої сили;

N_{Rd} – розрахункове значення осьової сили, котру може сприйняти елемент при центральному стисненні.

На основі цього підходу розроблено велику кількість пропозицій щодо врахування явища косого стискання колон [300 – 313]. Зокрема, побудована трансформована поверхня взаємодії при косому стисканні для несиметрично армованих перерізів колон [301]. Розроблений метод, котрий базується на припущенні, що несуча здатність перерізу колони дорівнює алгебраїчній сумі несучих здатностей бетону та арматури при руйнуванні від стиску, із застосуванням ступінчастого розподілу напружень у стиснутій зоні [304]. Запропоновано діаграми двовісної взаємодії для будь-якого положення нейтральної лінії залізобетонних колон довільного поперечного перерізу та отримано вирази закритої форми для M_{nX}, M_{nY} та P_n, які оцінюють теоретичну граничну міцність залізобетонних колон з використанням квадратур Гауса, нелінійної залежності між напруженнями та деформаціями бетону і багатолінійної пружно-пластичної залежності для арматури [308]. Формули для розрахунку несучої здатності та співвідношення момент-кривина виведені для мостових колон з прямокутним порожнистим перерізом при різних значеннях поздовжньої сили, коефіцієнтів поздовжнього та поперечного армування [312].

Відомі пропозиції непрямого врахування косого стискання колон шляхом введення в розрахунок на позацентровий стиск в одній з головних площин інерції перерізу колони збільшеного ексцентриситету прикладання зовнішньої поздовжньої сили [314, 315]. Величина збільшеного згинального моменту в цій площині обчислюється за виразом

$$M'_z = M_z + \beta \frac{h'}{b'} M_y, \tag{1.12}$$

де

$$\beta = 1 - \frac{N_{Ed}}{bhf_{ck}} \tag{1.13}$$

h', *b*' – відповідно робоча висота та робоча ширина перерізу (відстані від найбільш стиснутого ребра перерізу до центра ваги розтягнутої арматури).

Отже, на базі ідеї B. Bresler [298] сформувався цілий напрямок наукових досліджень з урахування косого стискання колон. Він має у своїй суті деякі протиріччя: намагання спростити розрахунок косо стиснутих колон довільного перерізу і привести його до інженерного рівня шляхом побудови універсальних кривих взаємодії призводить подекуди до грубих спрощень. Натомість розроблення кривих взаємодії для кожного конкретного випадку перерізу колони, коефіцієнта армування, міцнісних характеристик матеріалів є досить трудомістким процесом. На противагу розглянутому напряму досліджень сформувався також інший напрям розв'язання задач несучої здатності косо стиснутих колон з прямими урахуванням явища косого стискання.

1.3.3 Огляд методів розрахунку несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон

У витоків розробки методики прямого врахування косого стискання колон у нашій країні стояв М.С. Торяник. Перші експериментально-теоретичні дослідження складно деформованих елементів були проведені ним у Полтавському інженерно-будівельному інституті, починаючи з другої половини 1930-х років [316 – 320]. Дослідження включали багаточисельні експерименти в лабораторії залізобетонних конструкцій з метою розробки загальних методів їх розрахунку на складні види деформацій. Ці дослідження охоплювали випробування звичайних та попередньо напружених залізобетонних елементів на косий стиск, косий згин і косий згин із крученням.

М.С. Торяник теоретично довів і експериментально підтвердив можливість застосування моделі напружено-деформованого стану для розрахунків міцності косо завантажених залізобетонних елементів на етапі руйнування.

Використовуючи рівняння механіки деформівного твердого тіла, він отримав формули для визначення несучої здатності залізобетонних елементів та підбору геометричних параметрів їх перерізів при косому згинанні та стисканні.

Методи розрахунку, які М.С. Торяник запропонував у своїх роботах [316 - 320], ґрунтувались на основних припущеннях методу розрахунку залізобетонних конструкцій за руйнівними зусиллями [321 – 323]. При цьому дискретне розташування арматурних стержнів у перерізі замінювалось рівномірно розподіленим.

Учні та послідовники М.С. Торяника проводили наукові дослідження, котрі стали суттєвим вкладом у розвиток теорії складно деформованого залізобетону. Зокрема, залізобетонні елементи при косому стисканні та косому згинанні широко досліджувалися: В.І. Бабичем [324 – 325], Є.М. Бабичем [327 – 326], П.Ф. Вахненком [327 – 334], О.В. Гориком [335 – 336], К.Х. Долею [337], Є.В. Дяченком [338 – 339], В.І. Клименком [340], Є.В. Клименком [341 – 344], Д.В. Кочкарьовим [345 – 347], А.М. Павліковим [348 – 355], Р.І. Пахомовим [356], Ю.М. Руденком [357], О.В. Семком [358], Л.І. Сердюком [359], Ю.В. Усенко [360], Л.В. Фалєєвим [326, 329], Д.В. Федоровим [361 – 362], О.М. Харченко [363], П.А. Юрком [364], М.Л. Яровим [365] та багатьма іншими.

У дослідженнях цих вчених вивчалася міцність, тріщиностійкість та деформативність косо стиснутих та косо зігнутих залізобетонних елементів з прямокутним і тавровим перерізами, які мали звичайну або попередньо напружену арматуру, а також визначалася межа переармування перерізів при їх косому згинанні. Ці дослідження базувалися на моделях, які максимально наближалися до реального напружено-деформованого стану, застосовували натурні експерименти, статистичну обробку даних та порівняння з іншими результатами.

Серед проведених досліджень слід відмітити роботи науковців [324, 328, 329, 331, 333, 337, 340, 357], котрі стосуються аналізу несучої здатності гнучких і жорстких косо стиснутих елементів з прямокутним і тавровим перерізами, що мали поздовжню арматуру зі сталей різних класів.

Перехід на деформаційну модель розрахунку залізобетонних конструкцій стимулював подальший розвиток теорії розрахунку складно деформованих елементів. Удосконалення їх розрахунку пов'язане з вивченням механізму нелінійного деформування стиснутого бетону як структурно неоднорідного матеріалу [353, 354, 356, 364, 366 – 371]. Фізична нелінійність бетону проявляється на всіх етапах деформування, особливо інтенсивно наближаючись до граничної поверхні руйнування, що найбільш проявляється в косо деформованих залізобетонних елементах [353].

Використання реальних діаграм фізичного стану бетону та арматури у моделюванні напружено-деформованого стану косо деформованих залізобетонних елементів дозволило розв'язати низку важливих проблем, пов'язаних зі створенням деформаційної моделі напружено-деформованого стану залізобетонного елемента в умовах косого стискання. При цьому для розв'язання задач із розрахунку параметрів напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних елементів за впровадженою моделлю доведене додаткове твердження про розташування внутрішніх і зовнішніх зусиль в одній площині [353].

При застосуванні нелінійної деформаційної моделі розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів ключовим фактором є критерій руйнування (вичерпання несучої здатності). На сьогодні за такий критерій прийнято досягнення фібровими деформаціями бетону та/або арматури у перерізі розглядуваного елемента певних граничних значень деформацій ε_{cu}, ε_{su} відповідно [201 – 204, 296]. Для залізобетонних елементів, що зазнають стискання, переважне застосування матиме критерій досягнення граничних значень деформацій бетоном стиснутої зони у вигляді:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu}, \tag{1.14}$$

де $\varepsilon_{c(1)}$ – значення відносних фіброві деформацій бетону найбільш стиснутого ребра (грані) залізобетонного елемента; ε_{cu} – граничні значення відносних фіброві деформацій бетону.

До встановлення граничних значень деформацій бетону ε_{cu} в складі залізобетонного елемента існує декілька підходів. Один із них – деформаційний критерій міцності, котрий полягає у тому, щоб приймати певне фіксоване значення граничних деформацій бетону залежно від його класу [201 – 204, 372 – 375]. Цей критерій за свідченням багатьох науковців є недостатньо переконливим, оскільки доведено [376], що граничні деформації бетону в складі залізобетонного елемента залежать від виду деформування, форми стиснутої зони, класу арматури, коефіцієнта армування та інших факторів. Тобто, використання деформаційного критерію є дещо узагальненим підходом, котрий нівелює вплив перерахованих факторів на значення граничних деформацій бетону, а отже, певною мірою, і на несучу здатність залізобетонного елемента. Між тим, для практичного застосування впровадження цього критерію є відчутним спрощенням та досить широко розповсюджено як у нормативних документах різних країн [201 – 204], так і при розробці інженерних методів розрахунку. Зокрема, на його основі розроблені методи розрахунку несучої здатності косо зігнутих, позацентрово та косо стиснутих залізобетонних елементів [377 – 398], котрі враховують різні форми стиснутої зони бетону та дозволяють досягти необхідної точності отриманих результатів [399 – 402].

Альтернативним підходом, котрий усуває недоліки деформаційного критерію, є екстремальний критерій несучої здатності залізобетонних елементів [403, 404, 405]. Існування екстремального критерію міцності косо стиснутих та косо зігнутих залізобетонних елементів доведено А.М. Павліковим [353, 354] у вигляді

$$N\left(\theta_u,\eta_u\right)=\max N\left(\eta_{bm}\left(\theta_m\right),\theta_m\right), \tag{1.15}$$

де N – поздовжня сила; θ – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу; η_u – значення граничного рівня фібрових деформацій бетону; η_m – значення рівня фібрових деформацій бетону у найвіддаленішій від нейтральної лінії фібрі перерізу косо стиснутого елемента.

Запропонована нелінійна деформаційна модель з екстремальним критерієм несучої здатності [353, 354, 406 – 411] при її застосуванні в задачах проектування косо завантажених залізобетонних конструкцій дозволяє визначати граничні значення відносних фіброві деформацій бетону на рівні найвіддаленішої від нейтральної лінії точки аналітичним способом безпосередньо з теоретичних розрахунків залежно не тільки від класу бетону, але й від форми стиснутої зони бетону, коефіцієнта армування та інших фізико-механічних характеристик елемента. Розроблена модель дає можливість отримувати аналітичні залежності для розрахунку параметрів напружено-деформованого стану нормальних перерізів та їх критеріїв, забезпечуючи єдність, системність і узгодженість усіх ієрархічних рівнів створення будівельної конструкції – матеріал, переріз, конструкція – з оцінюванням їх достовірності числовими та експериментальними методами. Застосування розробленої нелінійної деформаційної моделі напружено-деформованого стану дозволила створити нові методи розрахунків несучої здатності та визначення необхідної кількості арматури косо завантажених залізобетонних конструкцій.

Екстремальний критерій також успішно був застосований при розробці деформаційно-силової моделі опору залізобетону В.М. Ромашком [412 – 414]. В запропонованій моделі весь процес деформування бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій відтворений за допомогою діаграм їх стану, отриманих з використанням функції жорсткості. Відмічено, що жорсткість залежить нелінійно від основних силових та деформаційних параметрів напружено-деформованого стану зазначених елементів та є тією ланкою, котра їх пов’язує. Застосування ж екстремального критерію розглядається в силовому аспекті, тобто фіксується момент втрати несучої здатності залізобетонного елемента та обмежуються граничні значення силових параметрів деформування. Аналітичним шляхом отримана залежність $M - 1/r$. Ця залежність разом із гіпотезою граничної рівноваги та гіпотезою еліптичної залежності основних параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних елементів від кута

нахилу силової площини покладена в основу розроблених методів розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами першої та другої груп.

Д.В. Кочкарьов [346] на основі деформаційної моделі з екстремальним критерієм отримав розрахункові значення опору залізобетону для розрахунку залізобетонних елементів. Основна ідея впровадження розрахункового опору залізобетону полягає у відділенні геометричних параметрів залізобетонного елемента від фізико-механічних. Розрахунковий опір залізобетону, як композитного матеріалу, залежить від фізико-механічних параметрів усіх матеріалів, з яких складається переріз елемента. У загальному випадку це можна виразити наступною залежністю

$$f_i\left(a_1,...,a_n\right)=\frac{F_{Ed}}{f\left(b_1,...,b_n\right)}, \tag{1.16}$$

де $f_i(a_1,...a_n)$ – розрахунковий опір перерізу елемента із композитного матеріалу при умові руйнування по i-му матеріалу, МПа; F_{Ed} – зовнішній розрахунковий силовий фактор, який відповідає граничному стану елемента; $f(b_1,...b_n)$ – відповідна геометрична характеристика; $a_1,...a_n$ – фізико-механічні параметри матеріалів поперечного перерізу композитного елемента; $b_1,...b_n$ – геометричні параметри поперечного перерізу композитного елемента.

Введене поняття «опір залізобетону» дозволило розробити методологію розрахунку згинальних елементів прямокутного профілю з одиночною та подвійною арматурою, згинальних елементів круглого профілю, позацентрово стиснутих гнучких елементів прямокутного та круглого профілю [346, 415 – 418]. Розрахункові формули повністю відповідають формулам класичного опору матеріалів, та не залежать від вигляду прийнятих діаграм деформування матеріалів. Запропонований підхід знайшов своє ефективне застосування при розробці методик розрахунку несучої здатності сталезалізобетонних елементів [419, 420] та залізобетонних елементів за складних видів деформування: косий згин, косий стиск [347, 421 – 424].

Екстремальний критерій втрати несучої здатності залізобетонних елементів [354] реалізований при умові, що в момент руйнування напруження в розтягнутій арматурі є постійними, тобто арматура працює на ділянці текучості. За умови використання дволінійної діаграми деформування арматури з горизонтальною верхньою гілкою в розрахунку приймається $\sigma_s = f_{yd}$. Між тим, є можливість використання певного резерву міцності арматури за рахунок застосування дволінійної діаграми її деформування з похилою верхньою гілкою, котра враховує зміцнення арматурної сталі, що підтверджено багатьма експериментальними даними, зокрема, в роботі [425]. Цей резерв найбільш суттєво проявляється в попередньо напружених залізобетонних елементах з огляду на застосування в них високоміцної арматури з умовною межею текучості. В елементах, що зазнають стискання, досить часто руйнування відбувається при роботі розтягнутої арматури на пружній ділянці діаграми її стану, тобто за умови, що напруження в ній не є сталими. Це є також характеринм для переармованих згинальних елементів. Отже, для названих випадків роботи залізобетонних елементів екстремальний критерій не дозволяє аналітично визначати граничні значення деформацій бетону при максимальному опорі зовнішньому впливу.

Розв’язання проблеми визначення граничних деформацій бетону у складі залізобетонних елементів при умові, що напруження в розтягнутій арматурі у момент руйнування не є сталою величиною, здійснено в роботах [426, 427] за максимальним значенням добутку поточного напруження σ_c та поточної деформації ε_c з рівняння:

$$\sigma_c \varepsilon_{cR} = \max\left(\sigma_c \varepsilon_c\right), \tag{1.17}$$

де ε_{cR} – відносна гранична деформація на діаграмі деформування бетону при стиску $\sigma_c - \varepsilon_c$, котра відповідає деформації крайньої фібри стиснутої зони залізобетонного елемента.

Недоліком цього підходу є те, що він ґрунтується на ототожненні двох різних за фізичною суттю явищ: деформування бетону при осьовому стисненні

бетонного зразка і деформування бетону у складі залізобетонного елемента. Внаслідок цього запропонованому критерію йому притаманні недоліки деформаційного критерію, а саме регламентування граничних значень деформацій залежно тільки від класу бетону без урахування інших факторів, котрі доведено мають вплив на означені деформації.

Розв'язання існуючої проблеми обчислення граничних деформацій бетону стиснутої зони у складі залізобетонних елементів, в котрих напруження арматури в момент руйнування не є фіксованим значенням, в роботах [428 – 433] здійснено на основі сформульованого критерію максимальної міцності стиснутої зони бетону при умові, що напруження в розташованій у перерізі поздовжній арматурі зростають.

Цей критерій у сукупності з екстремальним критерієм міцності бетону може бути покладено в основу методики розрахунку міцності залізобетонних конструкцій. Його застосування є можливим для косо стиснутих елементів, згинальних елементів з переармованим перерізом, елементів з високоміцною арматурою. Виведені залежності [430] дозволяють розрахувати граничні значення фібрових деформацій бетону залежно від будь-яких факторів. Отриману діаграму значень можна використовувати для нормалізації граничних значень деформацій бетону для різних класів бетону. На основі деформаційної моделі виведені формули для розрахунку міцності косо стиснутих залізобетонних колон з використанням обчислених граничних деформацій бетону [431]. Результати розрахунків підтверджені експериментально [434 – 435].

1.4 Висновки за розділом 1 та задачі дослідження

З аналізу наукових праць щодо стану та напрямів удосконалення каркасних конструктивних систем будівель із залізобетону, зроблені наступні висновки:

1. Установлено, що процес синтезу конструктивних систем будівель із залізобетону в аспекті їх удосконалення відбувався шляхом підвищення

ефективності використання окремих елементів та з одночасним підвищенням рівня архітектурно-планувальних рішень. Цей процес взяв свій початок від стінової конструктивної системи з поздовжніми або з поперечними несучими стінами, в якій робота плит перекриття за балковою схемою була вдосконалена до більш ефективної роботи плит, опертих по контуру. Внаслідок чого сформувалась перехресно-стінова конструктивна система.

2. На другому етапі вдосконалення конструктивних систем будівель виникла каркасна конструктивна система, як наслідок дискретизації та приведення стін до колон. Подальше вдосконалення каркасної конструктивної системи відбувалось в напрямі забезпечення просторової жорсткості будівлі на дію горизонтальних навантажень, що реалізувалось одним із двох способів: спеціальним конструюванням вузлів рам каркасів чи застосуванням вертикальних елементів жорсткості. Залежно від способу сприймання горизонтального навантаження сформувались рамні та в’язеві каркаси будівель, а також їх комбінації. Дальший розвиток каркасів відбувався у напрямі вдосконалення конструкцій перекриття.

3. Основним напрямом розвитку конструкцій перекриттів каркасної конструктивної системи будівель стало зменшення загальної товщини перекриття з удосконаленням способу їх зведення: монолітного чи збірного. Еволюція перекриттів відбувалась у такому порядку: ребристі перекриття з балковими плитами трансформувались в ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру. Останній вид перекриття набув конструктивного вирішення у вигляді безбалкових перекриттів з капітелями, які згодом були вдосконалені до остаточної сучасної конфігурації – безбалкових безкапітельних перекриттів.

4. Розрахунок безбалкових перекриттів на сьогодні базується на засадах, характерних для балкових перекриттів, та здійснюється за методом еквівалентних рам. При цьому виявлено, що, на відміну від монолітного, для збірного варіанту безбалкового перекриття цей метод дозволяє із задовільною точністю оцінювати його несучу здатність тільки в окремих випадках, а прийняті

передумови протирічать дійсній роботі перекриття під навантаженням та не враховують належним чином наявність стиків збірних елементів перекриття. Тому застосування цього усталеного методу розрахунку гальмує подальше удосконалення конструктивної системи збірного безбалкового перекриття.

5. Для ефективного застосування збірної безбалкової безкапітельної конструктивної системи перекриття в каркасі будівлі розрахунок несучої здатності цієї системи та її елементів потребує вдосконалення на основі кінематичного методу граничної рівноваги з урахуванням роботи перекриття під навантаженням та з'єднання його складових елементів між собою.

6. Через особливості стику безбалкового перекриття з колонами без використання консолей, котрі забезпечували б прикладання навантаження до колон в площині головних моментів інерції, колони в складі безбалкового каркасу зазнають косого стискання, що зазвичай не враховується повною мірою при розрахунку їх несучої здатності.

7. Межі застосування нелінійної аналітичної моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих елементів, для її ефективного застосування при проектуванні колон збірної безбалкової конструктивної системи будівель, мають бути розширені у напрямі врахування випадку втрати несучої здатності при роботі арматури у пружній стадії.

8. На сьогодні практична методика оцінювання несучої здатності косо стиснутих колон потребує вдосконалення з урахуванням всіх можливих випадків роботи бетону та арматури у складі колони при різних формах стиснутої зони бетону в перерізі.

За результатами проведеного аналізу стану та напрямів удосконалення каркасних конструктивних систем будівель із залізобетону, викладених у різних джерелах, визначені до розв'язання наступні задачі дослідження:

1. Дослідити каркасні конструктивні системи будівель в їх єдності та взаємному зв'язку елементів, розробити структурну схему компонування елементів каркасних конструктивних систем будівель в аспекті їх

вдосконалення, виявити та узагальнити причинно-наслідковий зв'язок між розвитком залізобетонних каркасних конструктивних систем та їх розрахунками.

2. Усунути неточності та протиріччя в розрахунках і проектуванні збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель шляхом формулювання основних розрахункових положень моделювання напружено-деформованого стану її складових елементів. Виявити та дослідити вплив типу складових елементів на роботу конструктивної системи та методи розрахунку її несучої здатності.

3. Удосконалити для збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель на основі кінематичного методу граничної рівноваги дискову модель деформування перекриття, котра дозволить виявити резерви несучої здатності плит безкапітельно-безбалкового перекриття.

4. На базі удосконаленої дискової моделі перекриття з використанням принципу рівності віртуальних робіт зовнішніх та внутрішніх зусиль на відповідних можливих переміщеннях розробити практичні методи розрахунку несучої здатності плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття.

5. Довести, що колони збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи зазнають косого стискання. Для косо стиснутих колон запропонувати критерій міцності з метою оптимізації їх армування у поперечному перерізі.

6. Отримати теоретично та впровадити при розробленні методики розрахунку несучої здатності діаграму граничних значень фіброві деформацій бетону в складі косо стиснутих колон з урахуванням запропонованого критерію їх міцності за умови роботи арматури в пружній стадії.

7. Експериментально перевірити можливість застосування на практиці проектування розроблених методик розрахунку несучої здатності складових елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель.

РОЗДІЛ 2
СИНТЕЗ КАРКАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ ТА ОСНОВИ РОЗРАХУНКІВ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ

2.1 Синтез каркасних конструктивних систем будівель

В основу створення розрахунків збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель покладено синтез конструктивних систем будівель, як метод дослідження розглядуваних систем в їх єдності та взаємному зв'язку елементів, зведення до цілого даних, здобутих аналізом. Виконана логічна систематизація та структуризація даних про компонування елементів каркасних конструктивних системи будівель, ґрунтуючись на якій здійснено відокремлення складових збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель від їх прототипів та моделювання напружено-деформованого стану цих елементів на основі прийнятих передумов та положень сучасної теорії залізобетону.

Для досягнення поставлених задач розроблена структурно-логічна схема вирішення проблеми синтезу каркасних конструктивних систем будівель зі створенням на його основі єдиного методологічного комплексу основ розрахунків несучої здатності елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель (рис. 2.1).

Узагальнення даних аналізу етапів виникнення і розвитку каркасних конструктивних систем будівель (1.1 – 1.2) дозволило виявити, що перетворення конструктивних систем будівель відбувається стрибкоподібно. Спочатку створюється принципове рішення конструктивної системи будівлі із визначеного набору елементів, а потім проводиться його оптимізація за різними параметрами.

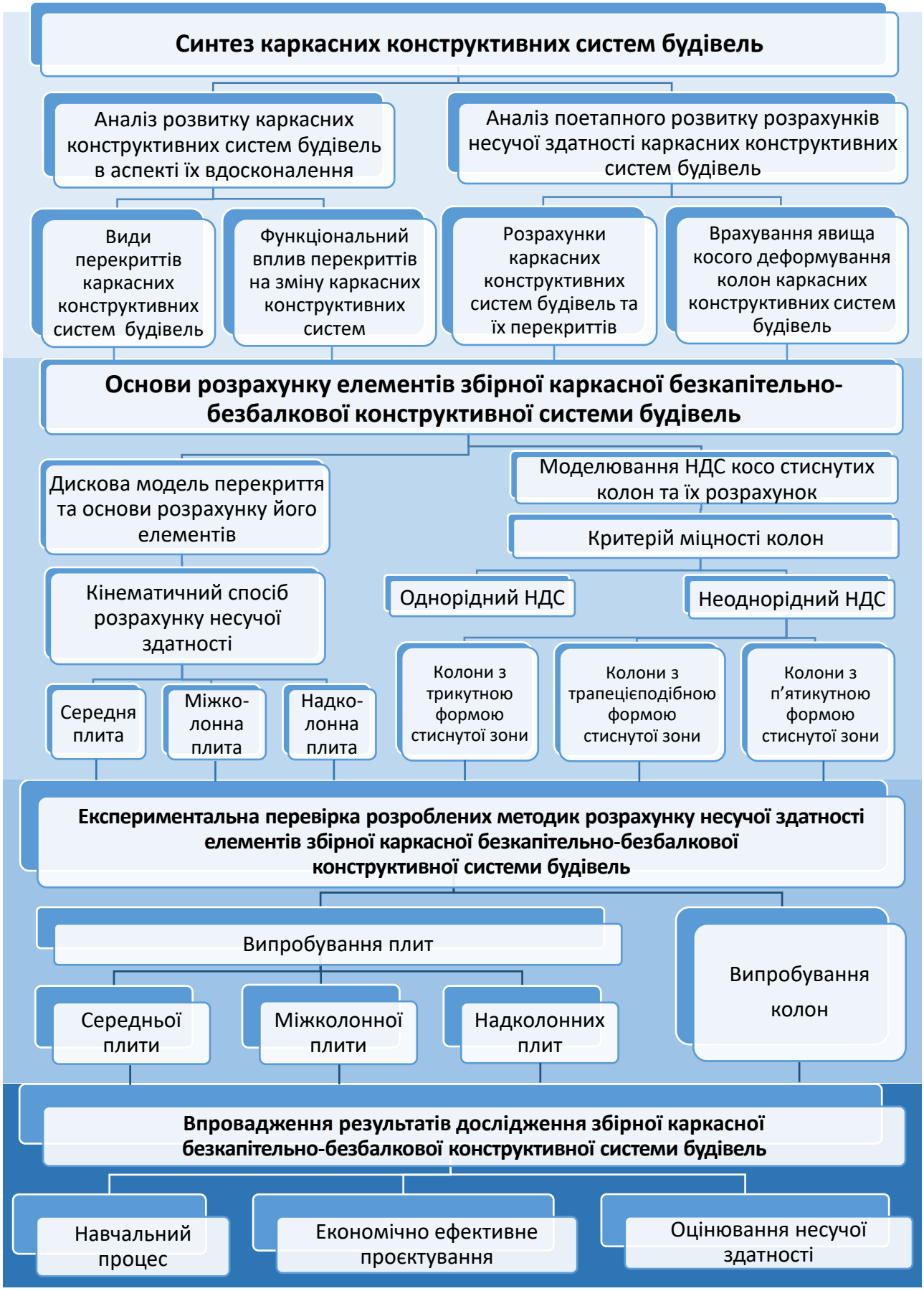


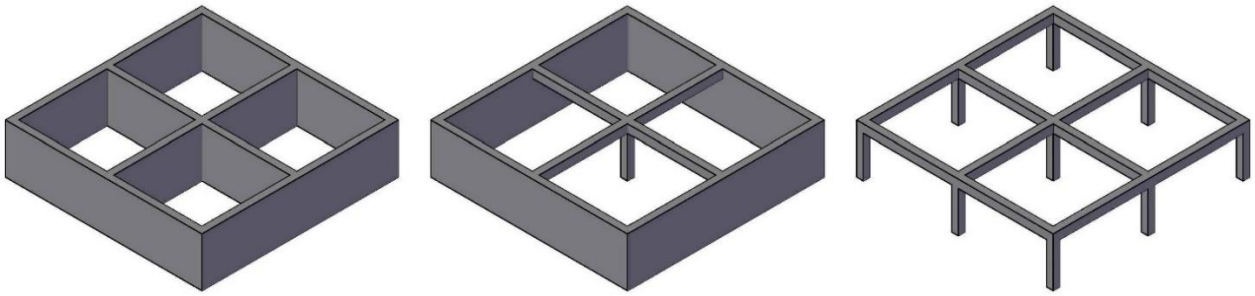
Рисунок 2.1 – Структурно-логічна схема дослідження каркасних конструктивних систем будівель

При цьому визначальними факторами вибору конструктивної системи для зведення будівлі є, насамперед, техніко-економічні показники її будівництва та подальшої експлуатації. Тому широке впровадження нової конструктивної системи будівель не відбувається до того моменту, поки не вичерпані можливості покращення названих показників узвичаєної.

У конструктивному розумінні оптимізація конструктивних систем із залізобетону являє собою пошук проектних рішень з мінімальними витратами матеріалів: бетону й арматури. Цей адаптивний пошук відбувається шляхом накопичення дрібних змін геометрії складових елементів, вузлів з'єднання, розташування арматури тощо, котрі своєю чергою призводять до виникнення нової конструктивної системи. Ключовим фактором в цьому процесі є зміна типів складових елементів системи. Тобто, тип новоствореної конструктивної системи, в першу чергу, визначається типом її складових елементів, а також залежить від способу зведення будівлі та виду вузлів з'єднання цих елементів.

Конструктивна система будівель, котра складається із площинних елементів: стін та перекриттів (стінова), і за якою на сьогодні традиційно зводиться значна кількість житлових будівель, є однією із найбільш вартісних. Тому її перетворення із метою вдосконалення та здешевлення є закономірним. Ключовими факторами у цьому перетворенні є трансформація складових елементів системи. Перекриття стінової системи, що являло собою плиту, оперту по двом сторонам, було вдосконалене шляхом повного використання його як площинного елемента із включенням у роботу в двох напрямах. Таким чином відбувся перехід від поздовжньо-стінової та поперечно-стінової систем до перехресно-стінової. Ця трансформація викликана необхідністю збільшення площі приміщень, котра досягається більш ефективним використанням перекриття у вигляді плити, опертої по контуру. Отже, дослідженням методом синтезу встановлено, що перехресно-стінова конструктивна система будівель є результатом створення нової конструкції – перекриття, що працює в двох напрямах, яке відбулось в процесі поєднання поздовжньо-стінової та поперечно-стінової конструктивних систем будівель.

Вертикальні елементи стінової конструктивної системи будівель – стіни також суттєво впливають на її загальну вартість, що обумовлено значними витратами матеріалів на їх зведення. Оскільки стіни в розглядуваній системі виконують функції не тільки несучих елементів, але й огороджувальних, це підвищує їх товщину та ускладнює конструкцію. До того ж розширення вимог суспільства до архітектурно-планувальних рішень внутрішнього простору приміщень, потреба у збільшенні прорізів у несучих стінах з поступовою трансформацією стін з використанням пілястр, перетворенням їх на пілони або колони та ригелі, сприяють застосуванню каркасної конструктивної системи будівель з ребристим перекриттями. Якщо перетворення стінової конструктивної системи відбувається шляхом заміни внутрішніх несучих стін колонами, то така будівля являє собою прототип будівлі з неповним каркасом. У випадку трансформації стінової конструктивної системи із заміною також зовнішніх несучих стін утворюються будівлі з повним каркасом (рис. 2.2).



а) *б*) *в*)

Рисунок 2.2 – Трансформація конструктивних систем будівель: (*а*) стінової в (*б*) каркасну з неповним каркасом та стінової з неповним каркасом *(б)* у каркасну (*в*) за рахунок зміни типу вертикальних несучих елементів

Застосування каркасної конструктивної системи будівель розширює варіативність їх архітектурно-планувальних рішень, знижує витрати матеріалів, а також сприяє підвищенню енергоефективності будівель. Названі показники досягаються за рахунок передачі функцій несучої конструкції зі стін на рами каркасу. У результаті зовнішні стіни – як огороджувальні конструкції –

проектуються навісними, чи автономно спираються на перекриття в межах поверху.

Таким чином, трансформація стінової конструктивної системи будівель в каркасну відбувається за рахунок зміни типу вертикальних несучих елементів. Ця зміна стала можливою завдяки розширенню використання залізобетону в будівництві, великою перевагою якого є універсальність застосування відповідно до різноманітних архітектурних вимог. Залізобетон у каркасах, на відміну від сталі, може бути використаний не тільки для виготовлення рам каркасу, але й для огороджуючих стінових конструкцій, перекриття і покриття. Таким чином, каркасні конструктивні системи будівель із залізобетону відрізняються від сталевих тим, що включають в себе не тільки колони та балки, але й конструкції перекриттів в цілому, як складові частини каркасу.

При проектуванні каркасних будівель із залізобетону ускладнення виникають при оцінюванні сумісної роботи всіх елементів будівлі як нерозрізної конструкції. У залізобетонних монолітних каркасах з ребристими перекриттями згинальні моменти передаються від плити до балок, а від кожної балки до з’єднаних з нею колон. Для спрощення розв’язання поставленої задачі каркас при розрахунку розділявся на плити, котрі були защемлені по кінцям та спиралися на балки, балки у свою чергу вважались защемленими на опорах (колонах). Колони розраховувались на дію прикладеної з випадковим ексцентриситетом зовнішньої поздовжньої сили, обчисленої за значенням навантаження з вантажної площі. Тобто, в основі процесу розвитку розрахунку залізобетонних каркасів лежать розрахунки окремих складових елементів каркасів.

Між тим, збільшення поверховості будівель, а відтак і їх висоти, привело до необхідності врахування дії змінного за висотою горизонтального вітрового навантаження на будівлі, що сприяло переходу на розрахунок багатоповерхових каркасів як плоских рам. Вузли сполучення окремих елементів у складі рами приймалися жорсткими, що забезпечується монолітним з’єднанням балок з колонами. Рамні каркаси з жорсткими вузлами мають ряд переваг, властивих статично невизначним системам, а саме: рівномірність деформацій окремих рам

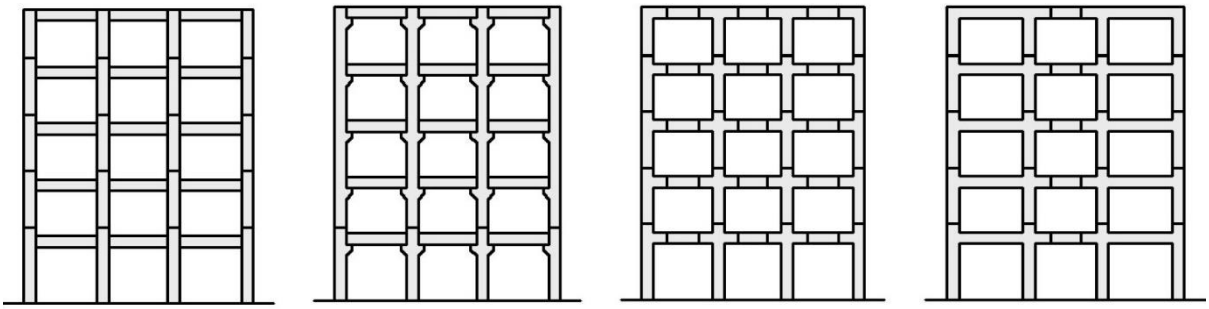
у загальній системі каркасу, особливо в тих випадках, коли рами сконструйовані приблизно рівної жорсткості, можливість перерозподілу зусиль при перенапруженні окремих елементів каркасу, можливість більш вільного планування будівлі.

Розвиток технології збірного залізобетону обумовив створення збірних каркасних конструктивних систем будівель. Проектування і реалізація балкових каркасів у збірному варіанті є подальшим суттєвим кроком у розвитку і трансформації конструктивних систем будівель. При цьому питання забезпечення жорсткості збірних рам будівель набуло суттєвого значення.

Рамні каркаси застосовуються в будинках, в яких об’ємно-планувальні рішення дозволяють спроектувати багатопрогонові рами відносно однотипної конструкції. Рамний каркас у його збірному виконанні має суттєві недоліки. Потужні перерізи елементів конструкції при рамному вирішенні каркасу – колон, ригелів і особливо вузлів їх з’єднання – призводять до ускладнення конструктивних форм елементів каркасу і відповідно до збільшення трудомісткості його зведення. Таким чином, переваги каркасів рамної схеми досягаються на шкоду вимогам економії сталі та зменшенню трудомісткості виконання робіт.

Більш раціональними для більшості об'ємно-планувальних рішень збірних багатоповерхових будівель є в’язеві каркаси, в яких для забезпечення просторової жорсткості застосовуються додаткові елементи жорсткості – в’язі. В’язі являють собою площинні залізобетонні чи кам’яні елементи (діафрагми) або лінійні сталеві елементи, котрі встановлюються у створі колон. Їх застосування забезпечує високу жорсткість каркасу при одночасному зниженні витрат на його зведення. Зіставлення витрат матеріалів показує, що витрата сталі на рамний каркас значно (на 20 – 30%) перевищує витрату сталі на каркас в’язевої схеми [22]. Поєднання двох основних типів каркасів зі створенням рамно-в’язевих каркасів будівель із збірного залізобетону викликано особливими умовами будівництва, зокрема, на ділянках, де можливі сейсмічні впливи, явища зсуву та просідання ґрунтів тощо.

Впровадження збірних каркасів будівель робить можливим членування елементів каркасу на окремі різні типи рам. Рами каркасних будівель членують на збірні елементи за кількома схемами: на прямолінійні із однопролітних ригелів та колон без консолей, на прямолінійні елементи у вигляді однопролітних ригелів і колон з виносними консолями, на хрестоподібні колони з вкладеними ригелями, на окремі рами з вкладеними ригелями (рис. 2.3).



а) *б*) *в*) *г*)

Рисунок 2.3 – Схеми членування каркасних балкових конструктивних систем будівель на збірні елементи: *а*) – прямолінійні елементи; *б*) – прямолінійні ригелі та колони з консолями; *в*) – хрестоподібні колони з вкладними ригелями; *г*) – окремі рами з вкладними ригелями [162]

Дві останні системи мають значні переваги порівняно з першими, оскільки за цими схемами стики збірних елементів проектують у місцях дії найменших згинальних моментів. Але, незважаючи на це, найбільшого поширення набули каркаси, що монтуються з прямолінійних елементів, за їх переваги перед іншими у зручності заводського виготовлення та транспортування.

Як збірні, так і монолітні каркасні конструктивні системи будівель з ребристими перекриттями, володіючи багатьма перевагами, характеризуються також суттєвими недоліками, котрі пов’язані в першу чергу із наявністю виступаючих із площини перекриття частинами ригелів. Це істотно погіршує вентиляцію приміщень, збільшує висоту перекриття, істотно зменшуючи при цьому вільний простір приміщення, звужує можливості вільного планування приміщень та погіршує естетичні їх характеристики.

Найбільш відчутно названі недоліки проявляються у житлових будівлях, в яких висота поверху невелика, а висота перерізу ригелів складає суттєву її частину. Тому каркасні конструктивні системи з ребристими перекриттями набули свого поширення в будівлях, що за своїм призначенням мають збільшену висоту поверху та потребують значних площ без проміжних опор, а саме: в громадських та промислових. Житлові будівлі донедавна реалізувались переважно за стіновою конструктивною системою. Усуненню цієї прогалини сприяло створення плоских горизонтальних елементів каркасної конструктивної системи – перекриттів.

Одним зі шляхів реалізації плоских перекриттів є інтеграція ригеля ребристих перекриттів у товщину перекриття. Цей процес відбувається шляхом збільшення ширини ригеля з одночасним зменшенням його висоти (рис. 2.4, *а – б*). Наслідком чого є зменшення моменту інерції перерізу ригеля в площині дії зовнішнього згинального моменту. Це призводить до перевитрат матеріалів, але таке перетворення балкового ригеля в плитний певною мірою дозволяє зменшити негативний вплив наявності ригелів на планувальні та естетичні властивості приміщень.

Подальший розвиток цієї ідеї виявив себе у влаштуванні прихованого ригеля в товщині перекриття. Результатом стало утворення плоского перекриття, що спирається безпосередньо на колони (рис. 2.4, *а – в*). При цьому слід відмітити, що таке перекриття не можна назвати безкапітельно-безбалковим, оскільки фактично балки, як конструктивні елементи, наявні у його складі.

Повною відсутністю балок у своєму складі характеризуються безкапітельно-безбалкові каркаси, котрі утворились від безбалкових каркасів із капітелями. У створенні останніх, у свою чергу, прослідковується шлях від колони з суттєвим розширенням її оголовка по всьому периметру перерізу. Поєднання таких колон у каркасі забезпечило утворення безбалкових перекриттів, які були приведені до безкапітельно-безбалкових шляхом зменшення висоти капітелей, перетворення їх на надколонні панелі збільшеної товщини і подальшою інтеграцією у товщину перекриття (рис. 2.4, *г – е*).

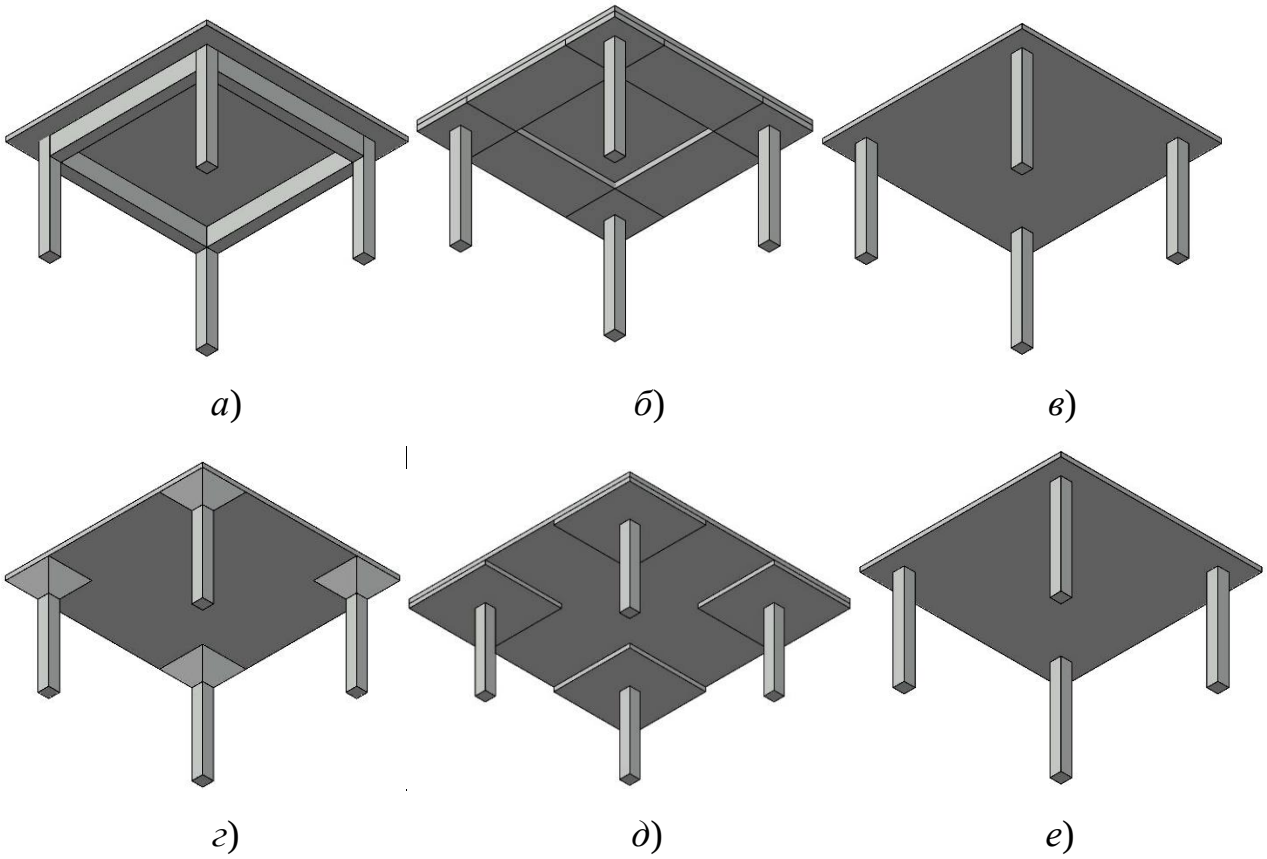


Рисунок 2.4 – Синтез балкових та безбалкових каркасних конструктивних систем будівель за рахунок перетворення горизонтальних складових елементів (вид знизу) [436]: *а*) – балковий каркас; *б*) – каркас з плитними ригелями; *в*) – каркас із плоским перекриттям з прихованими ригелями; *г*) – безбалковий каркас; *д*) – безбалковий каркас з надколонними панелями; *е*) – безкапітельно-безбалковий каркас

Таким чином, формування безбалкових каркасних конструктивних систем будівель з плоскими перекриттями безпосередньо з’єднаними з колонами реалізувалось двома шляхами: від балкових систем шляхом перетворення балкових ригелів (рис. 2.4, *а*) на плитні (рис. 2.4, *б*), а потім з їх інтеграцією у товщину плити перекриття (рис. 2.4, *в*), а також шляхом зменшення висоти капітелей (рис. 2.4, *г*) з їх поступовим перетворенням на надколонні плити (рис. 2.4, *д*) та подальшою інтеграцією у товщу плити перекриття (рис. 2.4, *е*).

Між тим, робота сформованих каркасів із плоскими перекриттями та перерозподіл навантаження в них відрізняється залежно від особливостей їх конструкції. Очевидно, що каркасні конструктивні системи з плоскими монолітними перекриттями залежно від схеми армування, а збірні залежно від конфігурації збірних елементів можуть трансформуватись із балкових у безбалкові і навпаки. Отже, за своєю сутністю в цьому і виявляється єдність конструкцій каркасів, які при певних конструктивних змінах переходять один в один. Описані процеси трансформації конструктивних систем будівель та їх елементів проілюстровані структурною схемою синтезу каркасних конструктивних систем будівель (рис. 2.5).

Слід відмітити, що ця схема не відрізняється для збірного та монолітного варіантів конструктивних систем. Шляхи трансформації, виявлені спочатку для монолітних конструктивних систем, прослідковуються згодом при розгляді процесу перетворення збірних.

При цьому встановлено, що конструктивне поєднання плити, яка працює у двох напрямках, безпосередньо з колоною є найбільш ефективним рішенням. Це рішення акумулює простоту геометричних форм з максимальною кількістю переваг архітектурно-планувального та технологічного характеру, тому є основоположним для формування сучасних каркасних конструктивних систем будівель. Тому, збірна каркасна безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівель, яка на сьогодні має оптимальні техніко-економічні показники, була створена на основі відміченого конструктивного рішення. Для її розвитку, вдосконалення та ширшого впровадження [155, 158, 159] при відновленні зруйнованого житлового фонду України доцільним є формулювання основних положень розрахунку цієї системи та її елементів, котрі дозволять розробити практичні методи розрахунку несучої здатності співвідносно з виявленими принципами синтезу каркасних конструктивних систем будівель.

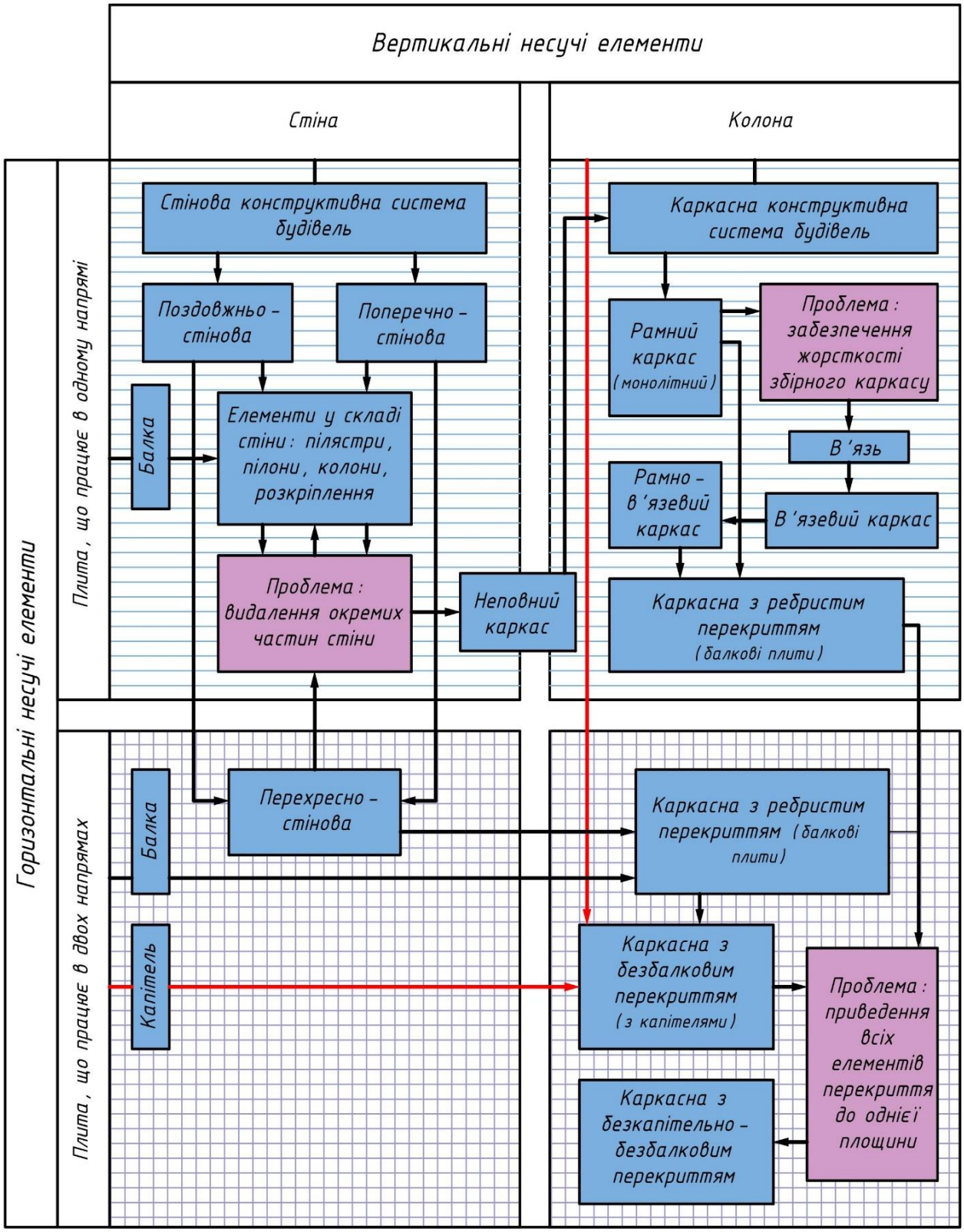


Рисунок 2.5 – Структурна схема синтезу каркасних конструктивних систем будівель

2.2 Функціональний аналіз структури збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель

Збірна каркасна безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівель складається із виготовлених у заводських умовах залізобетонних збірних елементів, що монтуються безпосередньо на будівельному майданчику. Універсальність цієї системи дозволяє застосовувати її як для багатоповерхових будівель висотою до 16 поверхів з сейсмостійкістю до 8 балів включно [158], так і для котеджів висотою 2 – 3 поверхи [159] в усіх кліматичних районах України. Ця система успішно зарекомендувала себе в практиці будівництва наземних багатоповерхових паркінгів, житлових (рис. 2.6) та громадських будівель.



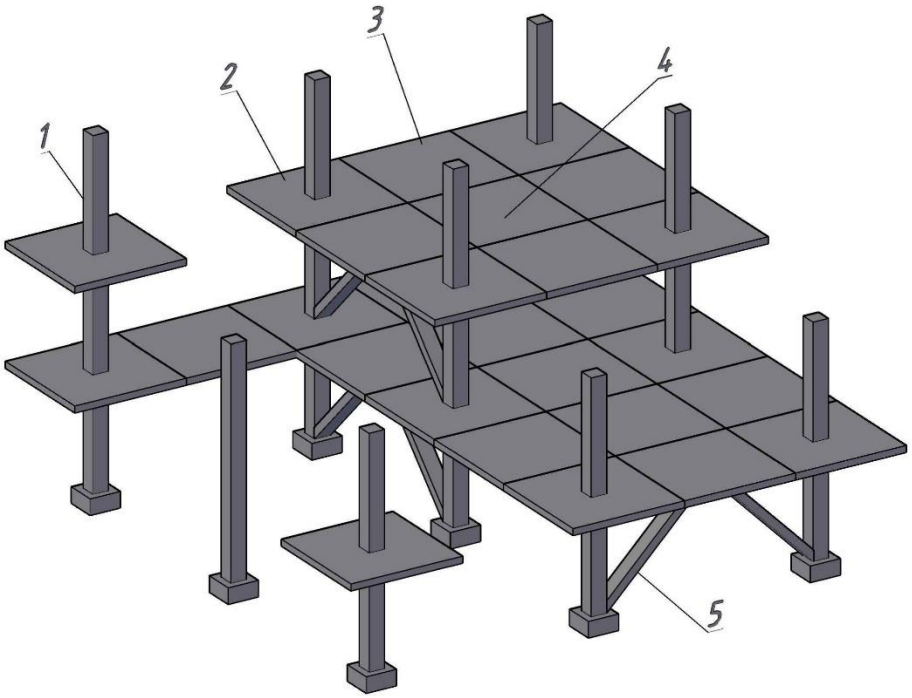
Рисунок 2.6 – Будівля безкапітельно-безбалкової конструктивної системи в процесі зведення (м. Полтава, вул. Соборності, 60)

Збірна безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівель (рис. 2.7) розроблена для її застосування з координаційною сіткою колон 6×6 м та висотою поверхів 2,8 – 3,3 м. Згодом система зазнала суттєвих конструктивних вдосконалень [147 – 151], при цьому номінальні розміри координаційної сітки колон та основних елементів залишились незмінними.

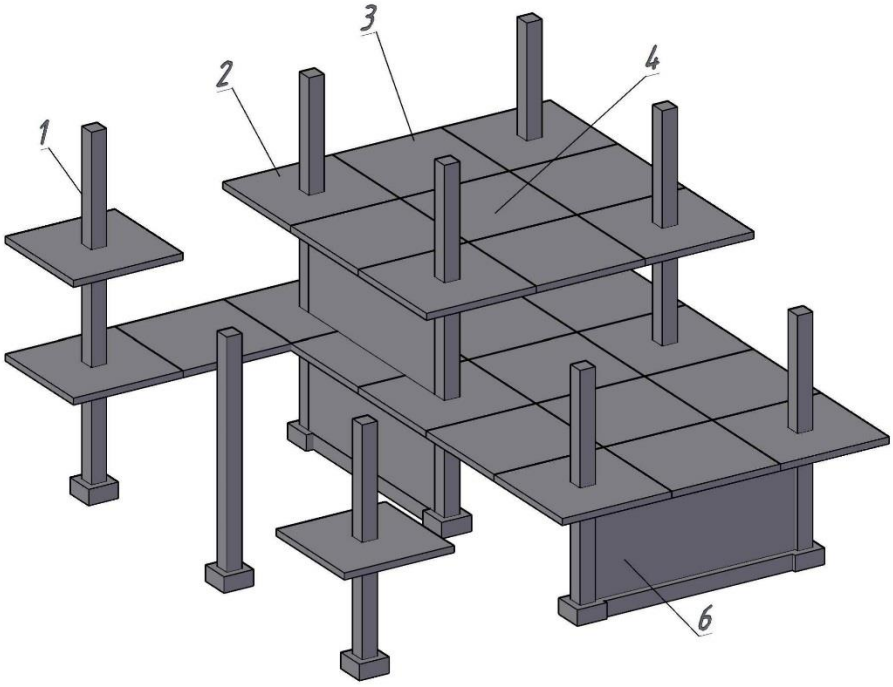
Міжповерхові перекриття у будівлях, зведених на основі безкапітельно-безбалкового каркасу, спираються безпосередньо на колони (рис. 2.7) та містять у собі три типи збірних залізобетонних плит: надколонні, міжколонні та середні. На названі типи плит розроблені технічні умови (розробники А.М. Павліков, О.В. Гарькава, В.В. Шульгін) [438]. Для використання універсальної опалубки плити перекриття уніфіковані за формою та розміром. Вони прийняті квадратної форми з номінальними розмірами в плані 3 × 3 м. Товщина всіх плит – 160 мм.

Вертикальними несучими елементами каркасу є збірні залізобетонні двоярусні чи триярусні колони з розмірами поперечного перерізу 400×400 мм. Відповідно до розроблених технічних умов (розробники А.М. Павліков, О.В. Гарькава, В.В. Шульгін) [439] залежно від розташування по висоті каркасу колони поділяються на нижні, середні та верхні. Для переміщення між поверхами каркасу використовуються суцільні сходові марші, котрі поєднують у своєму складі верхню та нижню сходові площадки [440].

Для забезпечення просторової жорсткості каркасу спільно з елементами перекриття використовуються лінійні елементи – в’язі (рис. 2.7, *а*), які монтуються в створі колон. Поверховість каркасів з лінійними в’язями обмежується 12-ма поверхами, що обумовлено значним навантаженням на колони нижніх поверхів. На основі синтезу як методу дослідження конструктивної системи в її єдності та взаємному зв’язку частин розроблені пропозиції з об’єднання функцій елементів, котрі сприймають вертикальні та горизонтальні навантаження. Ця ідея знайшла свою реалізацію у використанні в якості елементів жорсткості суцільних залізобетонних діафрагм [146] з подвійною метою – для сприймання горизонтального і частини вертикального навантаження з передаванням його безпосередньо на фундамент (рис. 2.7, *б*).



а)



б)

Рисунок 2.7 – Загальний вигляд безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель: *а*) з лінійними в’язями; *б*) з діафрагмами жорсткості; 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита; 5 – лінійна в’язь; 6 – діафрагма жорсткості

Діафрагмою жорсткості слугує плоска залізобетонна панель номінальною шириною, яка дорівнює відстані між колонами, та номінальною висотою, яка дорівнює висоті поверху в просвіті. Товщина діафрагми визначається розрахунком на сприйняття частини вертикального навантаження.

Розташування діафрагм жорсткості в кожному конкретному випадку залежить від задач, котрі вирішуються проектувальником. Наприклад, в будівлі з безкапітельно-безбалковим каркасом, представленій планом на рисунку 2.8, видно, що застосоване розташування діафрагм (поз. 2) зменшує навантаження на найбільш завантажені колони (поз. 1), що підтверджено патентом на корисну модель [146]. Крім того, діафрагми жорсткості в житловій будівлі одночасно виконують функції внутрішніх стін-перегородок.

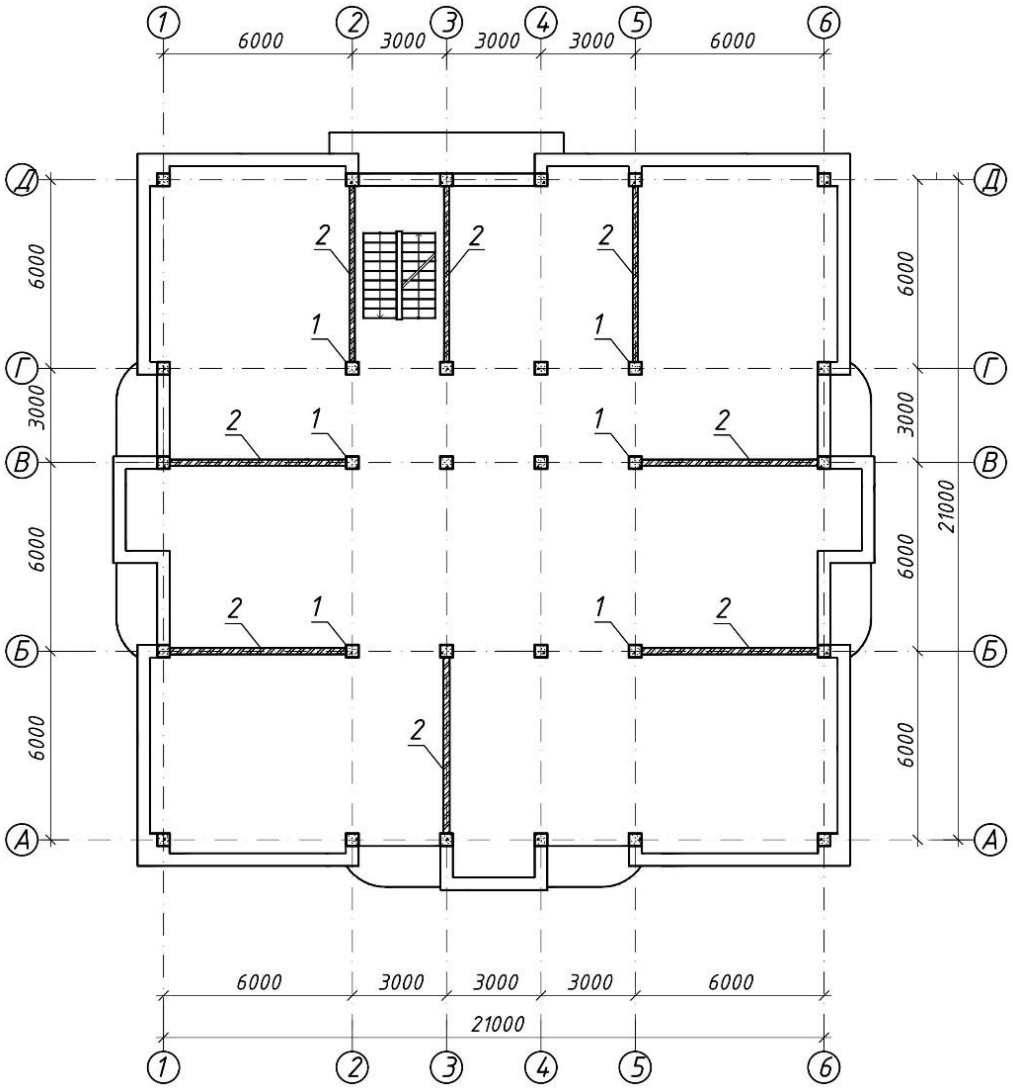


Рисунок 2.8– План будівлі безкапітельно-безбалкової конструктивної системи з влаштуванням діафрагм жорсткості [146]: 1 – колона; – 2 діафрагма жорсткості

Такий підхід, як свідчать розрахунки, дозволяє збільшити поверховість будівлі до 16 поверхів. За рахунок цього чотири будівлі з 12-ма поверхами можна замінити з відчутною економією площі ділянки забудови на три будівлі з 16-ма поверхами, тим самим зменшивши вартість 1 м^2 житла та підвищивши доступність його придбання.

З'єднання перекриття з колонами здійснюється шляхом влаштування шпонкового стику надколонної плити з колоною (рис. 2.9).

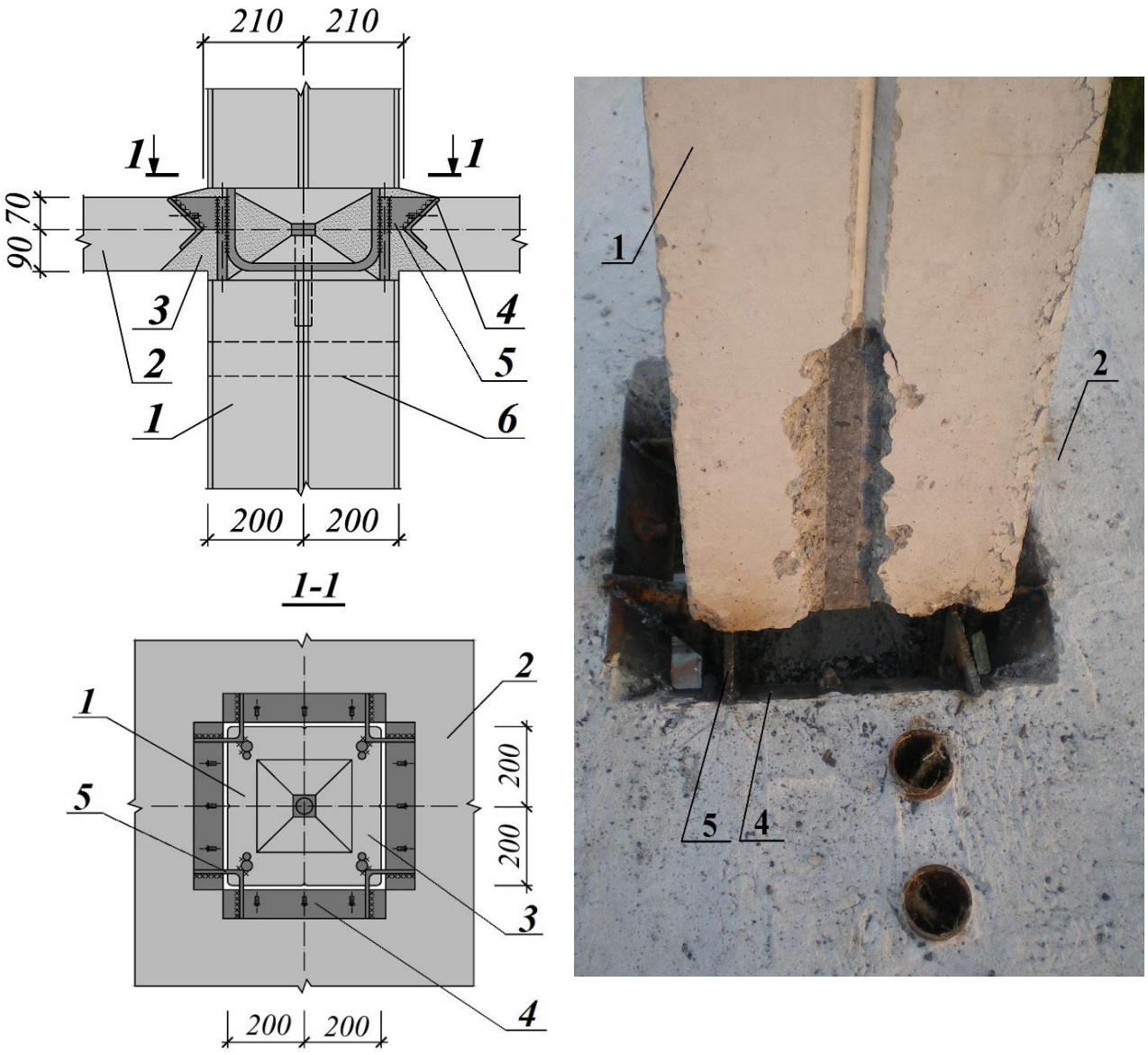


Рисунок 2.9 – Конструкція стику безкапітельно-безбалкового перекриття з колоною: 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – дрібнозернистий бетон; 4 – сталева обойма плити; 5 – з'єднувальні деталі; 6 – монтажний отвір

Для цього в центрі плити утворений квадратний отвір зі сталевою обоймою по його контуру. У процесі влаштування перекриття надколонна плита нанизується на колону та закріплюється за допомогою приварювання з'єднувальних металевих деталей до закладеної обойми плити та робочої арматури колони. Передбачені в конструкції стику монтажні проміжки між колоною та обоймою, а також між плитами заповнюються високоміцним дрібнозернистим бетоном.

В розрахунках несучої здатності перекриття стик надколонної плити з колоною розглядається як жорсткий безконсольний. В шпонках від дії опорного моменту у вузлі виникають тріщини, котрі суттєво зменшують її початкову висоту. Для усунення цього недоліку розроблені пропозиції щодо зміцнення шпонок стику шляхом застосування з'єднувальних деталей, котрі забезпечують роботу шпонки на зріз за всією висотою [149]. Існують також пропозиції щодо зміни геометрії шпонок [150].

Усі збірні плити перекриття з'єднуються між собою петлевими випусками арматури (рис. 2.10).

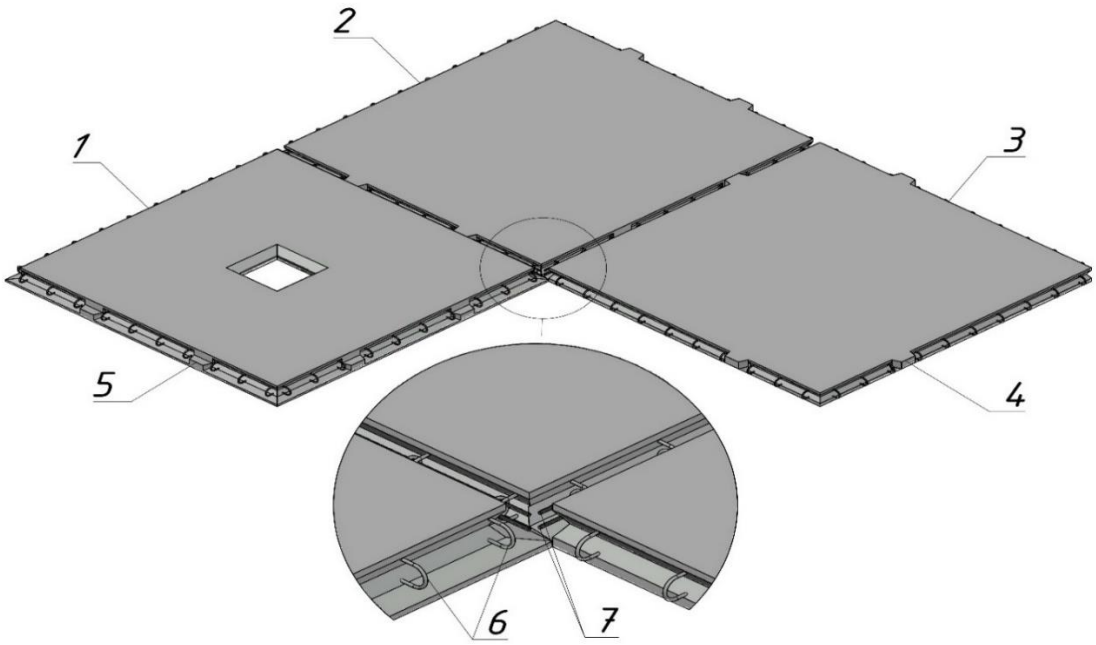
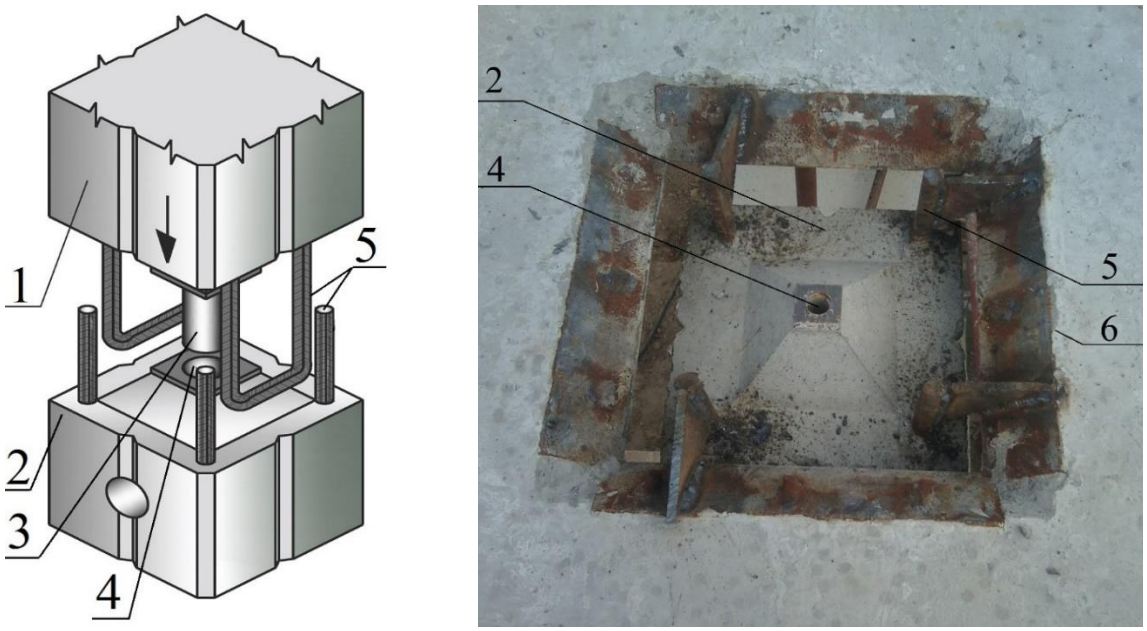


Рисунок 2.10 – Розташування плит безкапітельно-безбалкової конструктивної системи та їх з'єднання: 1 – надколонна плита; 2 – міжколонна плита; 3 – середня плита; 4 – верхній опорний столик; 5 – нижній опорний столик; 6 – петлеві випуски арматури; 7 – арматурні стержні

Петлеве з’єднання (рис. 2.10) окремих залізобетонних елементів вперше було запропоновано академіком Г.П. Передерієм для стикування розтягнутих елементів збірних залізобетонних ферм. Надалі цей тип стику був застосований для почастинного з'єднання розтягнутої арматури балкових залізобетонних елементів.

Стикування колон за висотою примусове за рахунок входження стержня-фіксатора нижнього торця верхньої колони в гніздо верхнього торця нижньої колони (рис. 2.11). Стик колон розташовується в стику колони із надколонною плитою. З’єднання колон забезпечується зварюванням їх робочої арматури внапуск. Стик омонолічується дрібнозернистим бетоном.



а) *б*)

Рисунок 2.11 – Стик колон: *а*) схема стика; *б*) вигляд верхнього торця колони нижнього ярусу зі змонтованою надколонною плитою; 1 – колона верхнього ярусу; 2 – колона нижнього ярусу; 3 – стержень-фіксатор; 4 – гніздо для стержня-фіксатора; 5 – випуски робочої арматури колон; 6 – надколонна плита

На основі проведеного аналізу безкапітельно-безбалкового каркасу за його вартістю, об’ємно-планувальними можливостями, трудомісткістю, технологією

зведення та архітектурними рішеннями виявлені значні переваги порівняно з іншими конструктивними системами. Результати аналізу дозволили переваги цієї конструктивної системи будівель структурувати за такими основними показниками:

1. Універсальність застосування:

– безкапітельно-безбалкові каркаси можна використовувати для будівництва будь-яких об'єктів: житлових [158] та офісних будівель; будівель адміністративного, соціально-культурного та побутового призначення; індивідуальних котеджів [159]; торгових і розважальних центрів; виробничих споруд; багатоярусних стоянок, складів тощо;

– в одних і тих же типах опалубкових форм можна виготовляти збірні елементи для будівель від 2-х до 16 поверхів [428 – 440] зі складними архітектурно-просторовими рішеннями, а також конструкції для громадських та промислових будівель з навантаженням до 25 кН/м²;

– зовнішні та внутрішні стіни можуть бути виготовлені з будь-яких неконструкційних будівельних матеріалів [441].

2. Економічність будівництва:

– витрати бетону і сталі на 1 м³ конструкції порівняно з іншими системами значно нижчі [116];

– за рахунок економії витратних матеріалів при оптимальному проектуванні досягається економічна ефективність до 28% [284].

3. Контроль якості:

– заводське виготовлення залізобетонних елементів, завдяки лабораторному контролю і сертифікації продукції [438 – 440], гарантує високу контрольовану якість виробів;

– випробування конструкцій підтвердили високі жорсткісні і міцнісні якості конструкції [269, 278, 283, 437].

4. Архітектурна привабливість:

– конструкція каркаса дозволяє вирішувати будь-яку пластику фасадів і створювати різноманітну силуетну композицію житлових комплексів.

5. Широкі можливості для проектування:

– маючи основний крок колон 6×6 м, конструктивна система дає більшу свободу для проектування, ніж інші види каркасів [157], в яких застосовують меншу кратність;

– система дозволяє вільне планування і перепланування приміщень;

– висота ярусів колон [439], а, отже, і відповідна висота поверхів, може варіюватись у діапазоні від 2,8 до 3,5 м.

6. Простота і висока швидкість монтажу:

– зручність монтажу каркасу, за рахунок самофіксації елементів і заводських стандартів;

– висока продуктивність праці;

– незалежність виробничого процесу від погодних умов та пори року;

– можливість швидкого налагодження виробничої лінії на заводах залізобетонних виробів;

– головною перевагою збірного безкапітельно-безбалкового каркасу порівняно з іншими системами є скорочення термінів введення будівельних об'єктів в експлуатацію.

Отже, збірна безкапітельно-безбалкова конструктивна система у процесі розвитку зазнала багатьох перетворень, які стосувались у першу чергу вдосконалення конструкції стиків, способів та методів монтажу, покращення монтажних пристроїв. При цьому принципи розрахунку системи загалом та її несучих елементів у складі каркасу залишились незмінними. Між тим, при проектуванні збірної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи виникають певні неточності, котрі можуть привести до недовиокристання її ресурсів. Саме тому ці положення потребують перегляду, з метою удосконалення збірної безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи шляхом урахування принципів компонування її елементів, що забезпечують встановлену схему їх роботи.

2.3 Узагальнення протиріч у теоретичних дослідженнях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель та шляхи їх усунення

Розв’язання задачі визначення зусиль в елементах безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи потребує створення нової розрахункової моделі, яка враховує специфіку способу з’єднання плит з колонами та плит між собою. Традиційні підходи у цьому аспекті не завжди враховують конструктивні особливості вузлів з’єднання елементів перекриття та принципи перерозподілу навантаження між ними. Тому назріла необхідність синтезувати на основі існуючих підходів метод розрахунку, який ураховує відмічені особливості та містить вдосконалені способи розрахунку і проектування елементів системи.

На сьогодні для проектування як збірних, так і монолітних безбалкових каркасів застосовується метод членування перекриття на плоскі рами, котрий рекомендується чинними нормативними документами з проектування залізобетонних конструкцій [201]. Сутність цього методу зводиться до статичного розрахунку двох плоских ортогональних рам з метою отримання значень зусиль в перерізах колон та ригелях-плитах.

Свій початок цей метод бере з історично сформованої практики розрахунку балкових каркасів. Зважаючи на шлях синтезу безбалкової конструктивної системи перекриття з балкової, застосування цього методу є цілком виправданим, оскільки тут добре проглядається перетворення складного в просте.

При статичному розрахунку безкапітельно-безбалкового каркаса зусилля визначаються як у рамній системі, де колони є стійками, а за ригелі правлять стрічки перекриття, розташовані в створі розглядуваних колон. В розрахунок уводиться ригель-плита, ширина якого дорівнює кроку колон у напрямі, перпендикулярному до площини рами, а товщина дорівнює товщині плит. Розрахунок таким чином виконується на дію горизонтальних та вертикальних зусиль у двох взаємно перпендикулярних напрямах.

При застосуванні збірного варіанту безкапітельно-безбалкової конструктивної системи також був прийнятий вищевикладений алгоритм її розрахунку [151] (рис. 2.12), котрий не переглядався багато років.

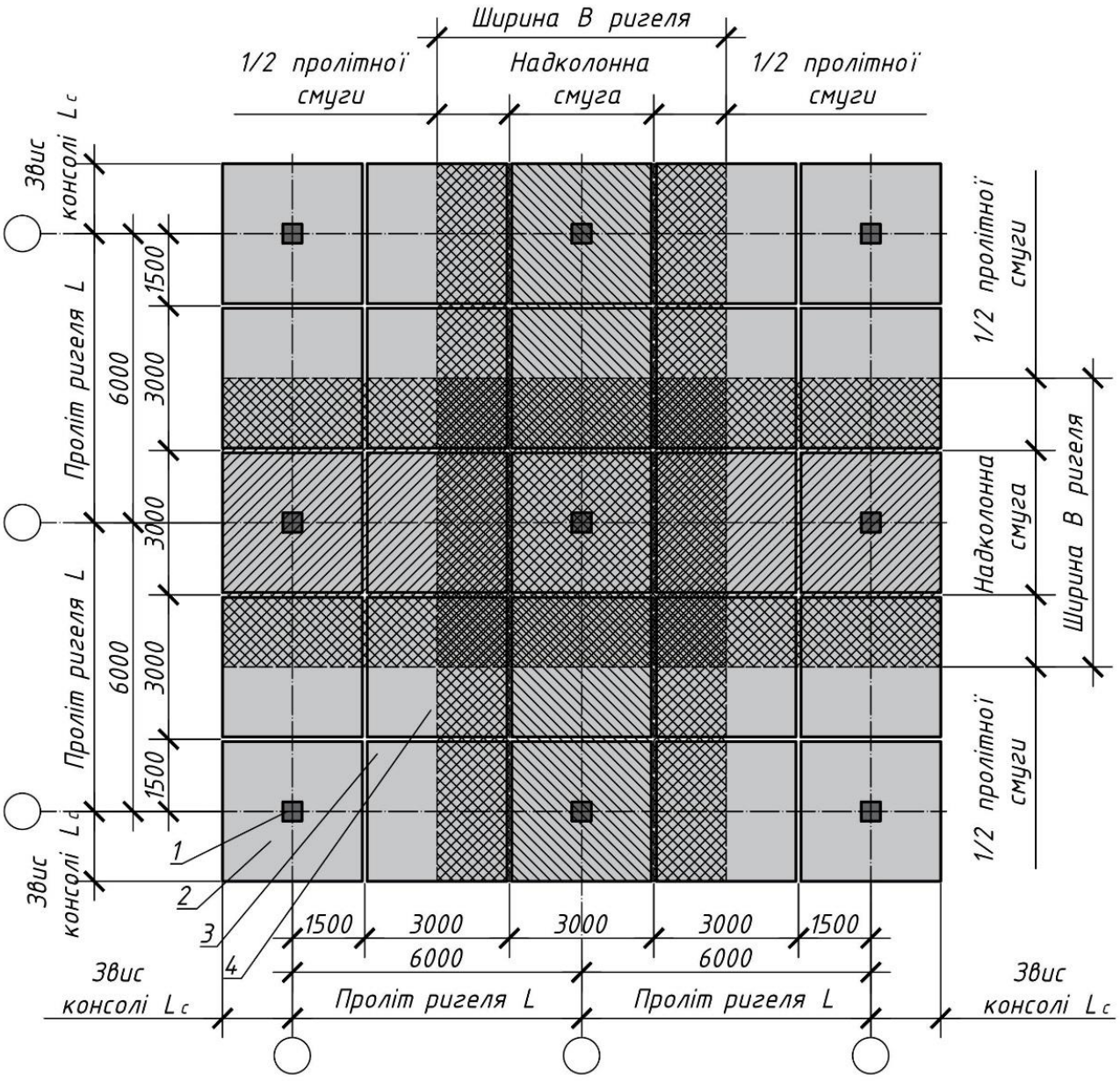
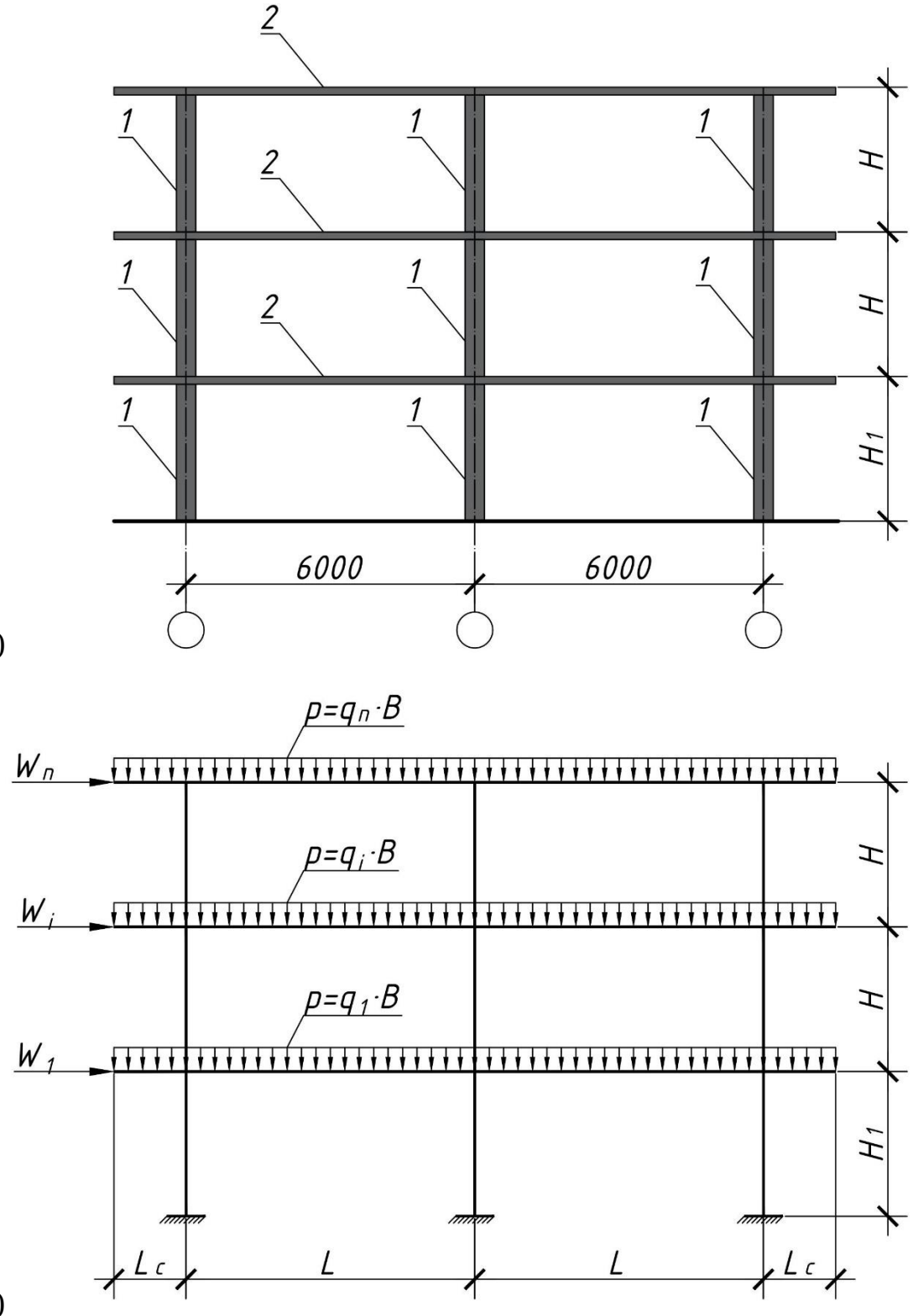


Рисунок 2.12 – План-схема членування просторового збірного безкапітельно-безбалкового каркасу на плоскі рами в розрахунку: 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита

Кожна з виділених плоских ортогональних рам (рис. 2.13) розраховується на навантаження, які діють у вертикальній $p_i = q_i \ \ B$ та горизонтальній $W_i = w_i \ \ B$

площинах, де q_i – навантаження на 1 м^2 перекриття i-того поверху, w_i – навантаження на 1 м^2 стіни i-того поверху, B – ширина ригеля, що дорівнює кроку колон поперечного напрямку.



а)

б)

Рисунок 2.13 – Плоска рама безкапітельно-безбалкового каркасу: *а*) – загальний вигляд; *б*) – розрахункова схема рами; 1 – колона; 2 – перекриття

Однією з основних умов забезпечення надійності будівель є максимально повне відображення в їх розрахункових моделях дійсних умов роботи. При цьому повинні враховуватися всі фактори, що визначають напружений та деформований стан конструкцій. Особливості розрахунку залізобетонних каркасів пов'язані, насамперед, з нелінійною роботою конструкцій та виникненням у них тріщин, а також з наявністю у збірних каркасах великої кількості стиків, що значно впливає на напружено-деформований стан елементів та будівлі загалом. Для збірних каркасів характерна підвищена, порівняно з монолітними, податливість вузлів та з’єднань окремих елементів, що має суттєвий вплив на напружено-деформований стан будівлі в цілому та її окремих елементів зокрема. Тому для збірного варіанту безкапітельно-безбалкової конструктивної системи викладений варіант поділу її на розрахункові частини не може бути застосований. Адже через наявність стиків збірних елементів перекриття у експериментально визначених місцях запропонована схема розподілу каркасу на рами не відповідає дійсності. Ця невідповідність пояснюється тим, що включення в ширину ригеля частини міжколонних та середніх плит (рис. 2.12) не є таким, що забезпечується в умовах експлуатації перекриття.

Ширина ригеля-плити плоскої рами має обмежуватись виключно шириною надколонних плит (рис. 2.12), тому що включення частин міжколонних та середніх плит зліва і справа від надколонної смуги в роботу рами не може бути забезпечене з огляду на те, що вони монолітно не зв’язані з нею через наявність стиків між ними та надколонною смугою. При цьому ширина вантажної ділянки буде більшою та дорівнюватиме кроку колон перпендикулярного напряму.

Крім того, як відмічено в багатьох роботах [210, 212, 213, 215, 224, 229, 232, 233, 237], згинальний момент розподіляється нерівномірно по ширині плитного ригеля. Це враховується коефіцієнтами його розподілу між надколонною та пролітною смугами для монолітних перекриттів. У збірних каркасах нерівномірність розподілу згинального моменту сягає свого піку, де передавання його на суміжні з надколонною полосою елементи в зв’язку з їх

з’єднанням є гіпотетичною. Тому розподілення значень згинальних моментів, визначених із розрахунку плоскої рами, на надколонну (яка включає надколонні та міжколонні плити) та прольотну (яка містить міжколонну та середню плити) смуги не є правомірним.

При проектуванні каркасу безкапітельно-безбалкової системи на основі методу членування його на плоскі рами стик збірних елементів перекриття раціонально розміщувати в точках плитного ригеля з нульовими моментами. Як свідчить епюра (рис. 2.14) згинальних моментів, які виникають в елементах каркасу при розрахунку плоскої рами на дію рівномірно розподіленого по перекриттю навантаження, точки з нульовими моментами наближені до місць стикування елементів перекриття тільки в середніх прольотах. В крайніх же прольотах відстані між цими точками та стиками варіюються залежно від величини консольного вильоту крайніх плит. При застосуванні стандартних крайніх плит розміром 3×3 м ця відстань сягає 300 мм.

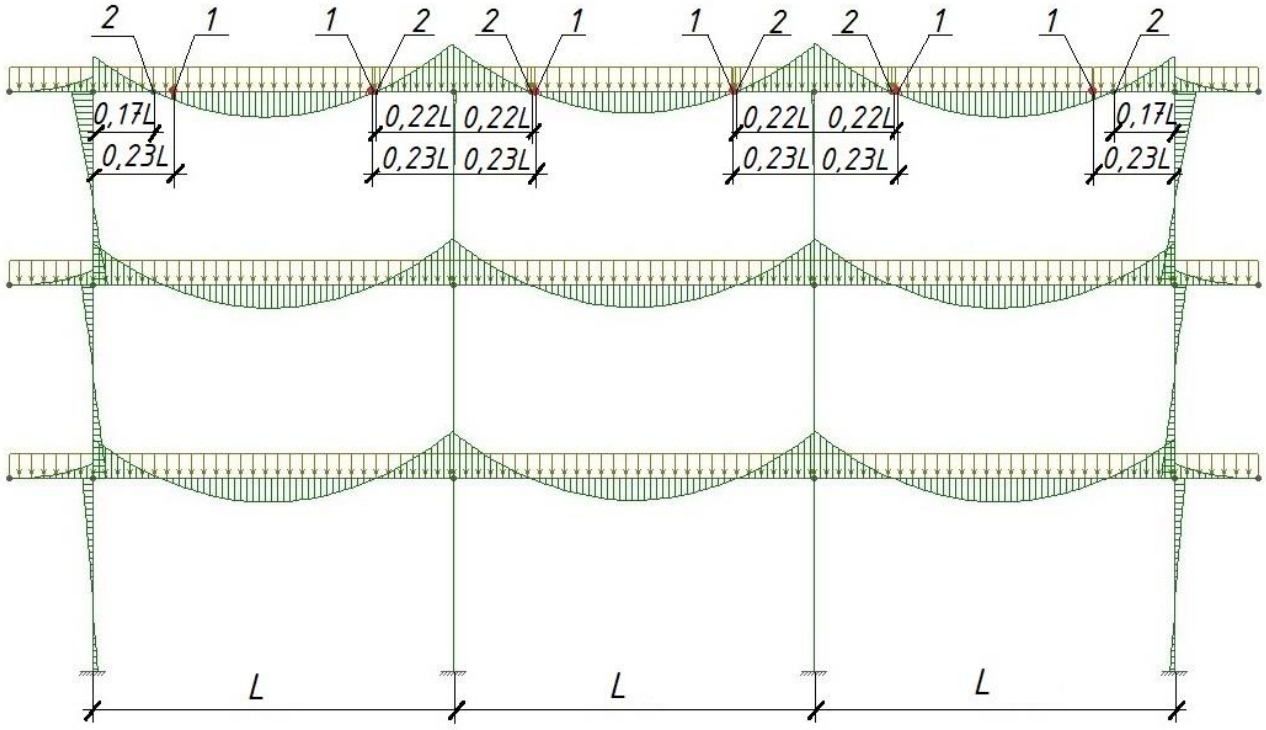


Рисунок 2.14 – Епюра згинальних моментів у плоскій рамі безкапітельно-безбалкового каркасу при рівномірно розподіленому суцільному завантаженні перекриттів: 1 – вісь стика плит перекриття; 2 – точка з нульовим значенням згинального моменту

Для випадків розташування змінного навантаження через проліт (рис. 2.15) відстань між вищезазначеними точками та стиками варіюється від 0 до 250 мм в обидва боки від осі стика як в середніх, так і в крайніх прольотах, залежно від розташування змінного навантаження та співвідношення змінного й постійного навантаження.

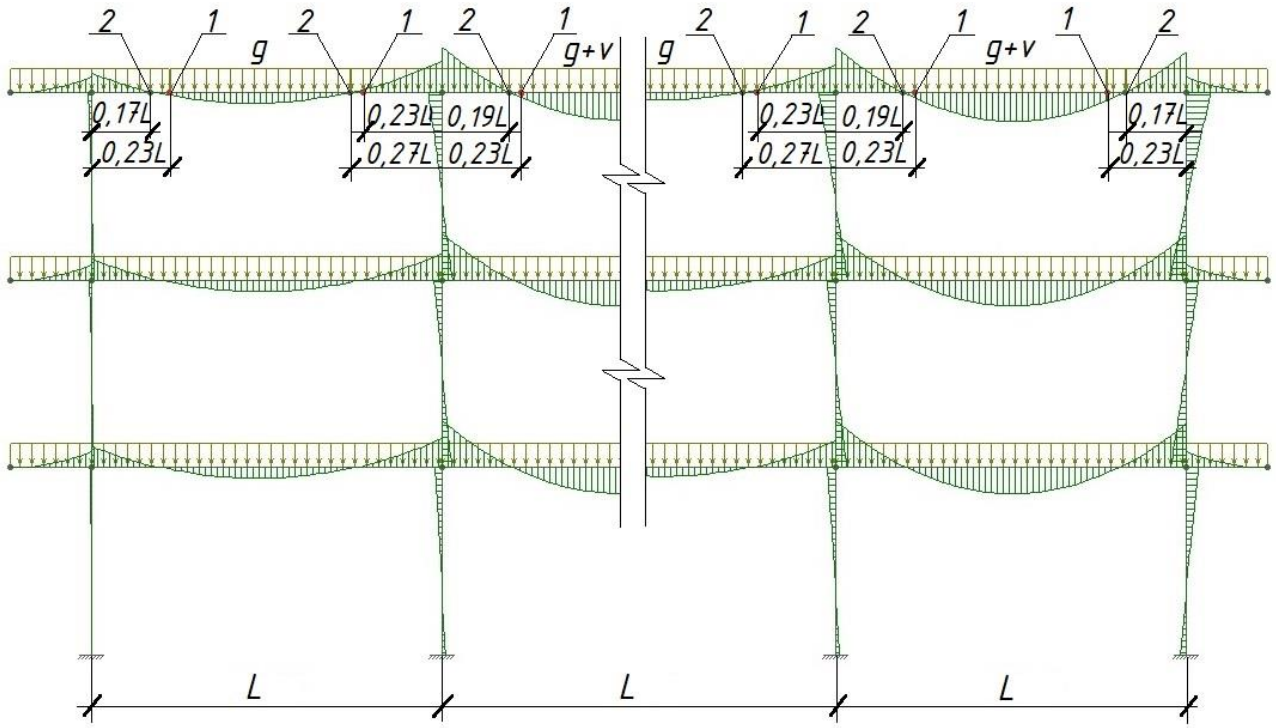


Рисунок 2.15 – Епюра згинальних моментів в плоскій рамі безкапітельно-безбалкового каркасу при розташуванні змінного (*v*) навантаження через прольот (*v* / *g* = 1, де *g* – постійне навантаження): 1 – вісь стика плит перекриття; 2 – точка з нульовим значенням згинального моменту

Це вимагає внесення змін до розрахункової схеми плоскої рами каркасу, а саме: влаштування шарніра в місці стика з прикладеним зовнішнім моментом, що дорівнює моменту, котрий сприймається стиком. Отже, в кожному конкретному випадку розрахунку міцності плоскої рами каркасу доводиться підбирати найбільш відповідну розрахункову схему.

Між тим, для визначення зусиль в колонах метод членування просторового каркасу на плоскі рами з певною долею ідеалізації може бути застосований. При

цьому пропонується використовувати систему з жорсткими вузлами для розрахунку плоскої рами на дію вертикальних навантажень, оскільки вузол з'єднання збірного безкапітельно-безбалкового перекриття з колоною (рис. 2.9) здатний перерозподіляти згинальний момент між колоною та плитою. Але як зазначається в роботах [223, 224, 225, 228, 231 – 233], вузли рамних каркасів (у збірних будинках на всіх стадіях завантаження, а в монолітних – після утворення тріщин) опираються вигину з помітною кутовою податливістю. Таким чином, при критичному аналізі можна зрозуміти, що стик надколонної плити з колоною є частково жорстким та може сприймати обмежений згинальний момент та поперечну силу, яка складає 4413 кН [151]. Тому для розрахунку каркаса на дію горизонтальних навантажень пропонується приймати в’язеву систему з передачею зусиль на елементи жорсткості, такі як діафрагми та в'язі.

На даний час при розрахунку каркасних систем багатоповерхових будівель широко застосовується метод скінченних елементів, що має помітні переваги перед іншими розрахунковими методами. Він досить універсальний, дозволяє розраховувати практично будь-які несучі системи з урахуванням їхньої просторової роботи, виконувати розрахунки при різних типах впливів на будівлю без зміни основних параметрів її розрахункової схеми.

Однак, основні передумови розрахункової моделі методу скінченних елементів, такі як сталість по площі кінцевого елемента геометричних та жорстких характеристик, а також взаємна залежність параметрів, що визначають опір елемента різним компонентам деформацій, ускладнюють застосування методу з урахуванням сучасних вимог. Врахування специфіки деформування залізобетону, фізичної нелінійності та податливості з'єднань між збірними конструкціями за допомогою застосовуваних у поширених програмних комплексах універсальних кінцевих елементів вимагають складання складних розрахункових схем та введення додаткових вузлів, що призводить до значного ускладнення введення вихідних даних й аналізу результатів, підвищенню ймовірності помилок, різкому зростанню трудомісткості та тривалості виконання й перевірки розрахунків. Таким чином, просторові розрахунки

збірних безкапітельно-безбалкових перекриттів за методом скінченних елементів з докладним урахуванням перерахованих факторів є досить ускладненою задачею, пов'язаною з удосконаленням розрахункової моделі, яка в кінцевому рахунку призводить до надмірних ускладнень, за чим втрачається фізична сутність та розуміння процесу роботи каркасу.

Для вивчення впливу податливості вузлів з'єднання збірних елементів безкапітельно-безбалкового перекриття каркасної конструктивної системи будівель на перерозподіл внутрішніх зусиль, а також зміну їх максимальних значень було проведено чисельне дослідження за допомогою скінченно-елементного моделювання напружено-деформованого стану фрагменту цього перекриття з сіткою колон 6×6 м. Моделювання проведено за допомогою програмного комплексу RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів). Застосовувався геометрично нелінійний розрахунок за ітераційним методом Пікара. В дослідженні враховувалось постійне навантаження від власної ваги перекриття товщиною 160 мм, котре склало 4 кН/м^2, та задавалось змінне навантаження на перекриття 5 кН/м^2.

Перше моделювання було здійснено без урахування наявності стиків збірних елементів, тобто перекриття задавалось як плоска суцільна (монолітна) залізобетонна плита, котра спирається безпосередньо на колони. Розподіл згинальних моментів (M_x) у горизонтальному напрямі, наведений на рисунку 2.16.

В наступному моделюванні перекриття задавалось, як набір плоских залізобетонних плит розміром 3×3 м, з'єднаних між собою лінійними шарнірами з поворотною жорсткістю пружини $c_{\varphi,x}$ = 0,001 кН/м/рад (рис. 2.17).

З аналізу результатів моделювання відмічено, що розподіл згинальних моментів у площині перекриття суттєво відрізняється для двох розглядуваних варіантів. Це може вносити певні неточності при розробці схеми армування перекриття, оскільки безпосередньо впливає на визначення точок теоретичного обриву арматурних стержнів.

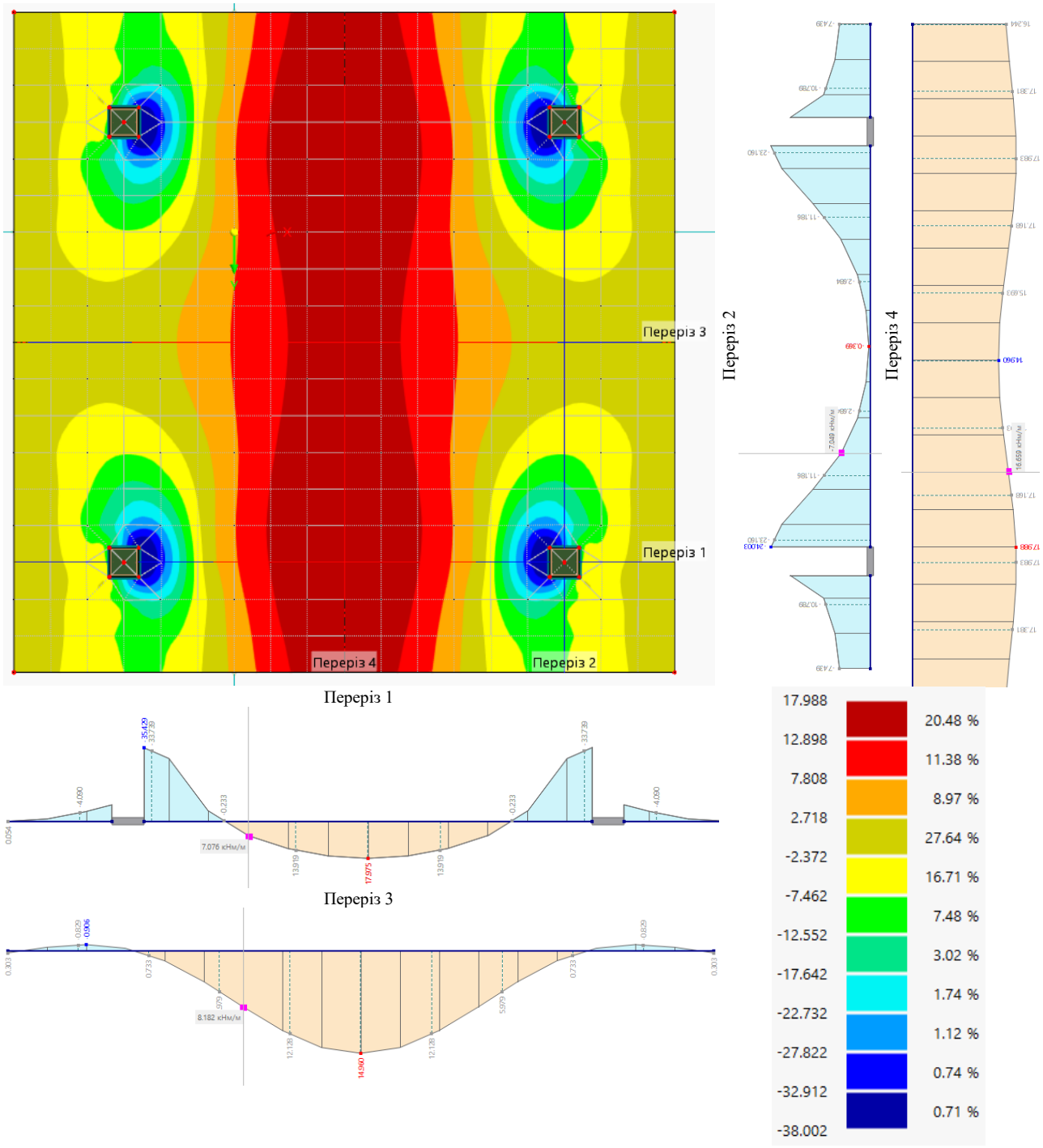


Рисунок 2.16 – Розподіл згинальних моментів у фрагменті монолітного безкапітельно-безбалкового перекриття каркасної конструктивної системи будівель

Максимальні значення згинальних моментів у прольоті й на опорах варіюються в певних межах, залежно від жорсткості з’єднання. Зокрема, в перерізі 1 значення прольотних моментів при введенні шарнірного стика

елементів (рис. 2.17) зменшились на 27%, а значення опорних – зросли на 20% порівняно з варіантом відсутності стиків у розрахунковій моделі (рис. 2.16). В перерізі 3 спостерігалась аналогічне зменшення прольотних моментів на 30% та зростання опорних – на 24 %.

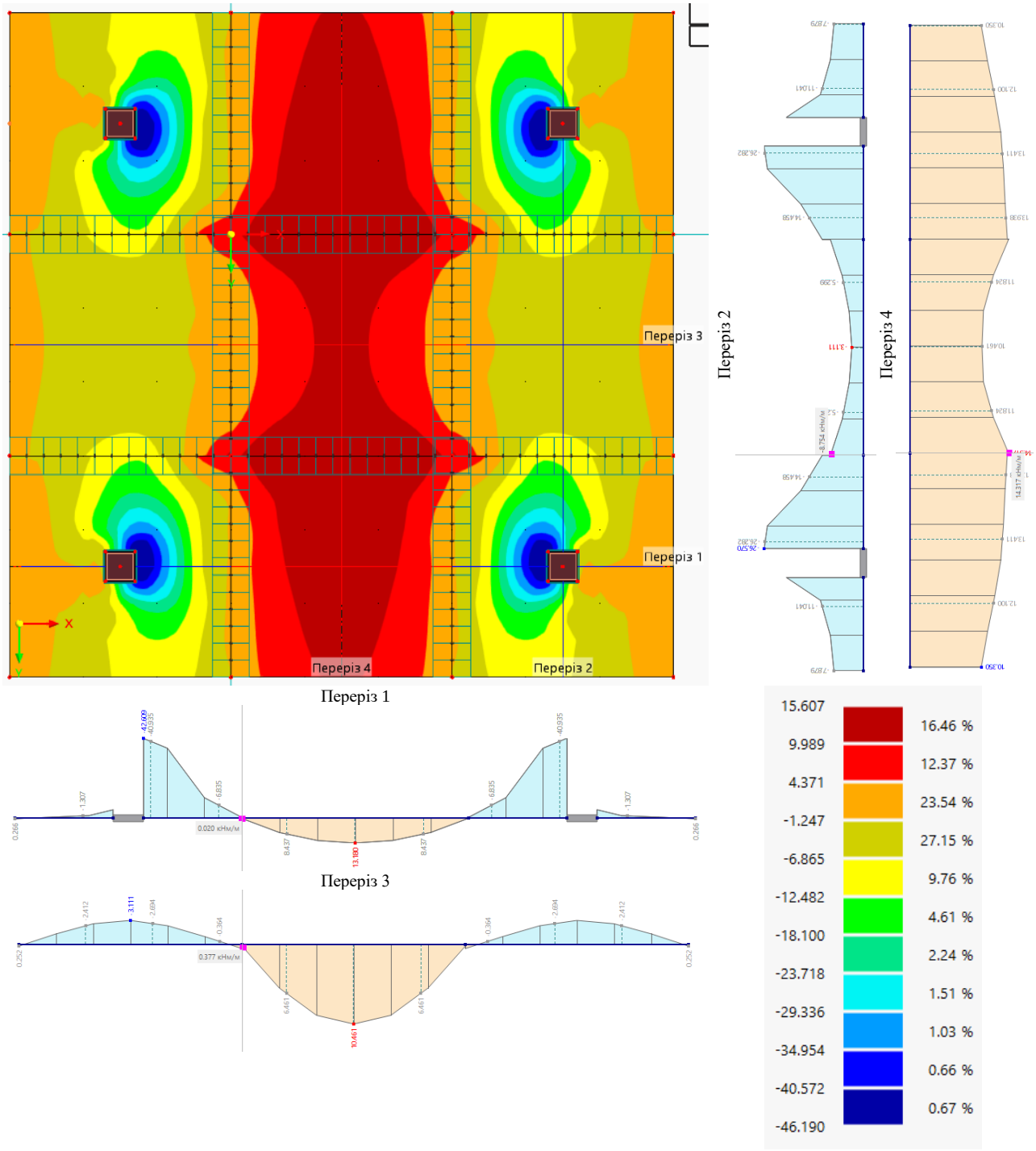


Рисунок 2.17 – Розподіл згинальних моментів у фрагменті збірного безкапітельно-безбалкового перекриття каркасної конструктивної системи будівель при моделюванні шарнірних стиків між збірними плитами

Тобто для отримання вірогідних результатів з визначення згинальних моментів у збірному безкапітельно-безбалковому перекритті за допомогою методу скінченних елементів слід додатково досліджувати податливість стика між його збірними елементами (плитами).

Отже, при розробці методу розрахунку міцності збірного безкапітельно-безбалкового каркасу необхідно знайти баланс між трудомісткістю побудови розрахункової моделі та точністю і достовірністю вихідних розрахункових положень й отриманих результатів. При цьому слід раціонально врахувати такі особливості конструкції збірного безкапітельно-безбалкового перекриття, як наявність стиків між елементами та простоту геометричних форм збірних елементів. Це можливо здійснити на основі застосування до їх розрахунку кінематичного способу методу граничної рівноваги [245], що базується на чітких, простих і фізично обґрунтованих положеннях. Це дозволить поєднати простоту реалізації розрахунку міцності та усунути виявлені невідповідності між існуючими методами розрахунку та дійсною роботою каркаса при навантаженні.

2.4 Основи розрахунку елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель

Узагальнення досліджених у п.2.3 фактів показало, що метод членування просторового збірного безкапітельно-безбалкового каркасу на плоскі рами не відображає дійсну роботу збірного безкапітельно-безбалкового перекриття, тому для його розрахунку пропонується використати кінематичний спосіб методу граничної рівноваги.

Метод граничної рівноваги для статично невизначуваних залізобетонних систем був розроблений О.О. Гвоздевим [180]. Ним введено поняття пластичного шарніра, який відрізняється від ідеального тим, що він може сприймати згинальний момент рівний граничному моменту M_{Rd}, значення котрого залежить від розмірів та матеріалу перерізу. Крім того, пластичний

шарнір є шарніром незворотної дії, оскільки в елементах, між якими виникає пластичний шарнір зі зменшенням навантаження деформації не зменшуються. Зокрема, у статично визначуваній згинальній конструкції поява пластичного шарніра в одному із перерізів викликає безперервний ріст прогинів без збільшення навантаження, елементи повертаються, і початкова конструкція перетворюється в механізм. Пояснення цього явища – текучість арматури. З плином часу при достатній протяжності ділянки текучості відбудеться роздроблення бетону стиснутої зони і повне руйнування конструкції. Стан конструкцій, при якому вона перетворюється в кінематичний механізм і подальші її деформації зростають без збільшення навантаження, є граничним станом.

В статично невизначуваній конструкції поява пластичного шарніра в одному з перерізів не призведе до безперервного зростання деформацій і подальше збільшення навантаження на цю конструкцію буде можливим. Конструкція при цьому розділяється на дві самостійні частини, кожна з яких завантажена навантаженням та граничним моментом M_{Rd} у місці взаємного з'єднання. Поява наступного пластичного шарніра збільшує кількість окремих частин поділу. Подальше утворення пластичних шарнірів приводить до перетворення конструкції в кінематично змінну систему, в якій спостерігатиметься наростання деформацій при постійному навантаженні і настане руйнування конструкції.

Методом граничної рівноваги покладено в основу поняття вичерпання несучої здатності конструкції, коли ріст деформацій відбувається без зростання навантаження. Для визначення граничного навантаження користуються рівняннями рівноваги, котрі за фізичним змістом описують відсутність переміщень, а також граничними умовами, що пов'язані з властивостями матеріалів елементів конструкції, обмежуючи при цьому максимальні деформації конструкції.

У стані граничної рівноваги конструкції виконуються дві умови:

1. Зусилля в усіх елементах системи задовольняють умови рівноваги.

2. Схема поділу конструкції на окремі частини (схема розламу) допускає переміщення точок системи.

На основі викладених умов визначення граничного навантаження (несучої здатності) на конструкцію можливо реалізувати статичним або кінематичним способами методу граничної рівноваги. Максимальне навантаження, що задовольняє умови рівноваги, може бути визначене статичним способом. Одночасно це ж навантаження буде мінімальним навантаженням, котре перетворює розглядувану систему в змінну систему, тобто механізм, та визначатиметься кінематичним способом розрахунку.

2.4.1 Дискова модель перекриттів у граничному деформованому стані

Можливість застосування кінематичного способу розрахунку (yield line method) міцності до залізобетонного перекриття та його окремих плит підтверджена численними теоретичними [245, 247 – 283] та експериментальними [259, 262, 278] дослідженнями. Відмічено, що при дії навантаження на плиту в найбільш напружених її місцях арматура досягає межі текучості. Лінії, вздовж котрих концентруються перерізи з напруженнями текучості в арматурі, утворюють лінійні пластичні шарніри. Цими лінійними пластичними шарнірами плита розділяється на окремі диски. Подальша їх деформація полягає у взаємному повороті утворених дисків навколо лінійних пластичних шарнірів.

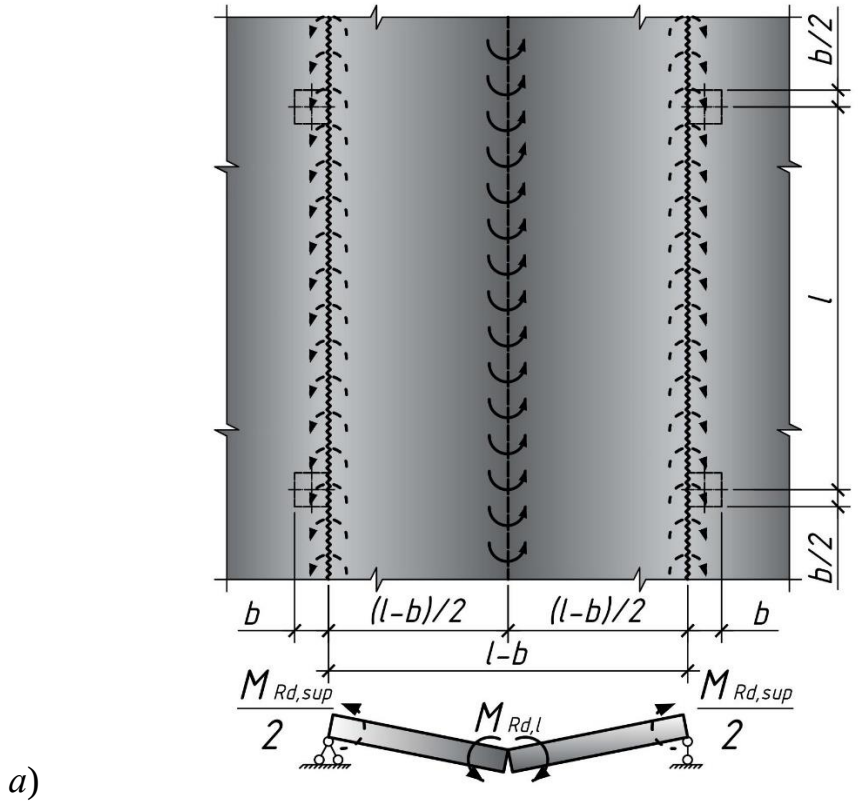
У граничному стані плита перетворюється в механізм із подальшим зростанням деформацій без збільшення навантаження. Навантаження, що відповідає такому станові плити, є граничним, і подальше інтенсивне зростання деформацій свідчить про те, що несуча здатність її вже вичерпана. Отже, при експериментальному випробуванні плит граничний їх стан характеризується появою пластичних шарнірів, котрі візуально проявляються на поверхнях плити. Тому поняття граничного стану як стану, при якому подальше навантаження призводить до різкого збільшення деформацій є характерним для плит.

Визначення несучої здатності плити в граничному стані є можливим на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги. Кінематичний спосіб методу граничної рівноваги дозволяє врахувати виявлені особливості і синтезувати метод розрахунку для всіх типів плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття.

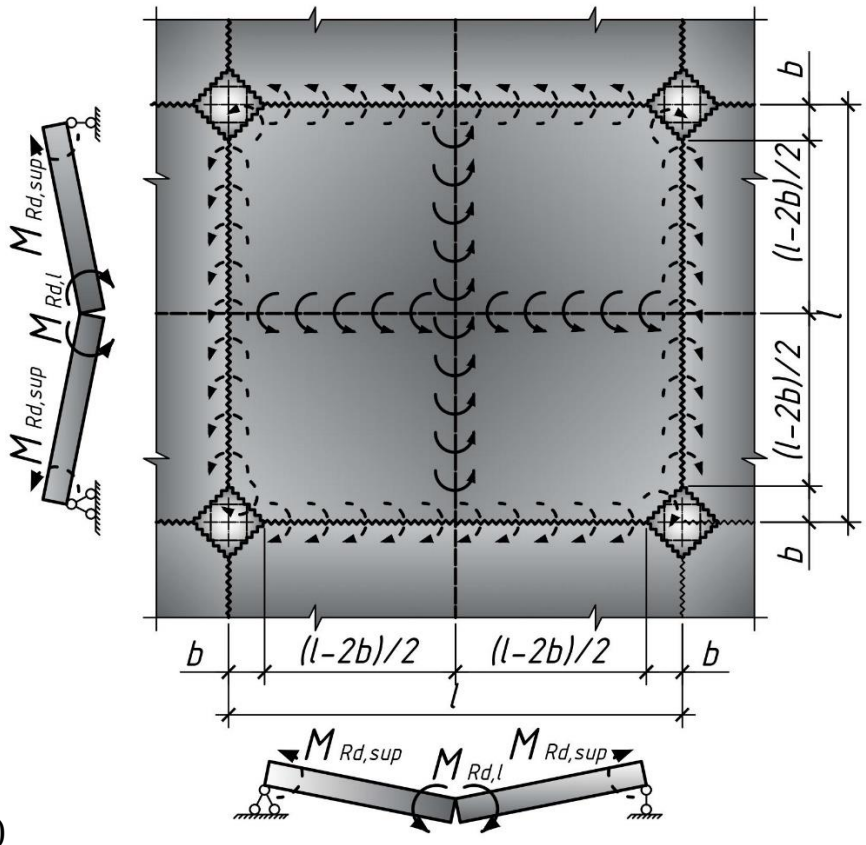
Деформація плити в граничному стані зводиться до обертання її окремих елементів (дисків) навколо миттєвих осей обертання. Положення осей обертання залежить від способу опирання плит. У вільно опертого вздовж краю елемента вісь обертання збігається з умовним конструктивним шарніром. Для елемента, опертого на колону, вісь повинна проходити через точку сходження зусиль, але може мати будь-який напрямок. На защемленому краї плити, коли розтягнута арматура знаходиться у верхній зоні, граничний момент у лінійному пластичному шарнірі, котрий проходить вздовж защемленої грані, буде негативним. При побудові схеми зламу використовують положення [245] про те, що загальна лінія зламу двох елементів плити проходить через точку перетину осей їх обертання.

При дослідженні монолітного безкапітельно-безбалкового перекриття проведені експериментальні випробування показали, що при різних видах розподілу навантаження можуть бути реалізовані дві схеми його руйнування (рис. 2.18).

Перша схема руйнування (рис. 2.18, *а*) виникає при смуговому завантаженні перекриття через проліт. У граничному стані рівноваги в завантаженій смузі перекриття утворюються три паралельних пластичних лінійних шарніри: два опорних, які віддалені від осі кожної з колон на відстань $b/2$, обумовлену розмірами перерізу колони, та один прольотний – в середній частині смуги перекриття уздовж осі завантаженого прольоту. Монолітне перекриття в межах завантаженої смуги цими опорними та пролітним лінійними шарнірами поділяється на два жорсткі диски.



а)



б)

Рисунок 2.18 – Кінематично можливі схеми зламу монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттів в граничному стані: *а*) – при смуговому завантаженні через проліт; *б*) – при суцільному завантаженні

Друга схема руйнування монолітного безкапітельно-безбалкового перекриття реалізується при суцільному його завантаженні (рис. 2.18, *б*). У цьому випадку лінійні пластичні шарніри утворюються у взаємно перпендикулярних напрямах вздовж рядів колон, а також вздовж осей кожного прольоту в середніх частинах перекриття. За цією схемою руйнування частина перекриття, яка спирається на чотири колони, розділяється на чотири жорсткі диски, які повертаються навколо лінійних пластичних шарнірів, осі котрих розташовані під кутом (зазвичай 45º) до рядів колон.

За методом граничної рівноваги розрахунок можна здійснювати статичним або кінематичним способом. Статичний спосіб полягає у тому, що перевірка несучої здатності перекриття здійснюється за умовою

$$M_{Ed} \le M_{Rd}, \tag{2.1}$$

в якій M_{Ed} – розрахункове значення згинального моменту від зовнішнього навантаження на перекриття;

M_{Rd} – розрахункове значення згинального моменту, котрий може бути сприйнятий перекриттям зі встановленою арматурою.

При розрахунку монолітного перекриття на дію рівномірно розподіленого смугового навантаження за першою схемою руйнування (рис. 2.18, *а*) розрахункове значення згинального моменту від зовнішнього навантаження на перекриття дорівнює моменту вільно опертої балкової плити завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q (кН/м^2). Для перекриття з квадратною координатною сіткою колон ширина балкової плити приймається l, а прольот $l - b$, де b – відстань від опорних пластичних шарнірів до осі колон у напрямку прольоту l, котра в розглядуваному випадку дорівнює ширині перерізу квадратної колони. В цьому випадку

$$M_{Ed} = \frac{ql\left(l-b\right)^2}{8}. \tag{2.2}$$

Згинальний момент, котрий може бути сприйнятий перекриттям із встановленою арматурою, дорівнює сумі опорного $M_{Rd,sup}$ та прольотного $M_{Rd,l}$ моментів, які сприймаються перерізом плити в трьох пластичних шарнірах, тобто

$$M_{Rd} = M_{Rd,\sup} + M_{Rd,l}, \tag{2.3}$$

де

$$M_{Rd,\sup} = f_{yd} A_{s,\sup} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_{s,\sup}}{f_{cd} l} \right); \tag{2.4}$$

$$M_{Rd,l} = f_{yd} A_{s,l} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_{s,l}}{f_{cd} l} \right), \tag{2.5}$$

$A_{s,\sup}$ – площа верхньої робочої арматури перекриття, котра перетинається опорним шарніром у межах ширини l балкової плити;

$A_{s,l}$ – площа нижньої робочої арматури перекриття, котра перетинається прольотним шарніром у межах ширини l балкової плити.

З рівності значень $M_{Ed} = M_{Rd}$ з урахуванням залежностей (2.2) та (2.3) формула для визначення граничного навантаження на перекриття має вигляд

$$q = \frac{8 M_{Rd}}{l (l - b)^2}, \tag{2.6}$$

в якій

$$M_{Rd} = f_{yd} A_s \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_s \left(2k^2 - 2k + 1 \right)}{f_{cd} l} \right), \tag{2.7}$$

де A_s – загальна площа робочої арматури (верхньої та нижньої), котра перетинається пластичними шарнірами плити на опорі та в прольоті у межах ширини l балкової плити, в одному напрямі плити;

d – робоча висота перерізу плити;

$k = A_{s,\sup} / A_s$ – співвідношення площі верхньої робочої арматури до загальної площі;

$(1 - k) = A_{s,l} / A_s$ – співвідношення площі нижньої робочої арматури до загальної площі;

$\chi = 0{,}52 \ldots 0{,}59$ – параметр, котрий залежить від класу бетону [409].

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямів перекриття у межах ширини l балкової плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi}\right)dl, \tag{2.8}$$

в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql\left(l-b\right)^2}{8 f_{cd} d^2}\ . \tag{2.9}$$

При суцільному завантаженні перекриття з квадратною сіткою колон за другою схемою руйнування (рис. 2.18, *б*) рівнодійна зовнішнього навантаження, яке діє в межах чверті перекриття, створює момент $M_{Ed,1}$ відносно опорного пластичного шарніра на ділянці розміщення колони, розташованого під кутом 45º до осей рядів колон. При цьому момент $M_{Ed,2}$ створює відносно цього ж шарніра рівнодійна зовнішнього навантаження, прикладеного в межах трикутника перекриття над колоною. Тоді згинальний момент від рівнодійної зовнішнього навантаження відносно опорного шарніра дорівнює

$$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2}, \tag{2.10}$$

де

$$M_{Ed,1} = \frac{ql^2}{4\sqrt{2}}\left(\frac{l}{2}-b\right); \tag{2.11}$$

$$M_{Ed,2} = \frac{qb^2}{2}\frac{b}{3\sqrt{2}} = \frac{qb^3}{6\sqrt{2}}, \tag{2.12}$$

b – відстань від розгалуження опорних пластичних шарнірів під кутом 45º до осі колон у напрямку прольоту l, котра в розглядуваному випадку дорівнює ширині перерізу квадратної колони.

Момент внутрішніх сил, що виникають в пластичних шарнірах по контуру розглядуваного диска (чверті), відносно опорного пластичного шарніра можна записати формулою (2.3), в якій для перекриття однаково армованого в обох напрямах

$$M_{Rd,\sup} = \frac{f_{yd} A_{s,\sup}}{2\sqrt{2}} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_{s,\sup}}{f_{cd} l} \right); \tag{2.13}$$

$$M_{Rd,l} = \frac{f_{yd} A_{s,l}}{2\sqrt{2}} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_{s,l}}{f_{cd} l} \right), \tag{2.14}$$

$A_{s,\sup}$ – площа верхньої робочої арматури в обох напрямах перекриття;

$A_{s,l}$ – площа нижньої робочої арматури в обох напрямах перекриття.

Для дисків перекриття з квадратною координатною сіткою колон розрахункова залежність для визначення руйнівного навантаження за другою схемою руйнування набуває вигляду

$$q = \frac{8 M_{Rd}}{l^3 \left(1 - 2\frac{b}{l} + \frac{4}{3}\left(\frac{b}{l}\right)^3 \right)}, \tag{2.15}$$

в якій M_{Rd} визначається за формулою (2.7).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямів перекриття при заданому навантаженні розв’язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (2.8), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{q l^3 \left(1 - 2\frac{b}{l} - \frac{4}{3}\left(\frac{b}{l}\right)^3 \right)}{8 f_{cd} d^2}. \tag{2.16}$$

де b – катет прямокутного трикутника, що відламується від плити, котрий в розглядуваному випадку дорівнює ширині перерізу квадратної колони.

Ймовірні схеми зламу збірного безкапітельно-безбалкового перекриття порівняно зі схемами монолітного мають суттєву відмінність, котра полягає у тому, що утворення лінійних пластичних шарнірів у ньому спровоковано наявністю петлевих стиків між складовими збірними плитами. Як відмічено в

[151], у граничному стані в петлевому стику плит діє згинальний момент M_{sup} = 8,5 кН·м. Тобто з'єднання плит між собою являє собою пружно-пластичний стик, здатний сприймати фіксоване значення згинального моменту. В граничному стані роботи збірного безкапітельно-безбалкового перекриття лінійні пластичні шарніри запрогнозовано утворюватимуться вздовж стиків збірних плит, тим самим розділяючи його на диски, котрі являють собою, власне, збірні плити. Подальше формоутворення схеми руйнування перекриття визначатиметься основними принципами побудови схем зламу залізобетонних плит з урахуванням їх сумісної роботи в складі збірного перекриття. При цьому для кожної плити в кінцевому розрахунку слід прийняти за розрахункову ту схему зламу, котра може бути реалізована при найменшому значенні зовнішнього навантаження.

Кінематична модель №1 руйнування збірного перекриття в цілому, що наведена на рисунку 2.19 [116], обумовлена двома чинниками, а саме: розламом міжколонних плит в середній частині прольоту між колонами та діагональним розламом надколонних плит, затиснутих в вузлі їх з'єднання з колоною. На відміну від моделі, запропонованої у роботі [268], відбувається розлам середньої плити на вісім дисків шляхом утворення лінійних пластичних шарнірів, котрі є продовженням лінійних пластичних шарнірів, що сформувались у оточуючих середню плиту міжколонних та надколонних плитах. Розлам міжколонних плит провокує появу ліній розламу середньої плити у взаємно перпендикулярних напрямах вздовж прольотів із розділенням її на чотири диски. При цьому оскільки ці диски закріплені в двох ортогональних напрямах, їх повороти у цих напрямах не можуть відбутись без розламу в діагональному напрямі. При цьому поява діагональних пластичних шарнірів біля верхньої поверхні середньої плити, котрі є продовженням пластичних шарнірів надколонної плити, можлива за наявності розтягнутої арматури біля цієї поверхні плити.

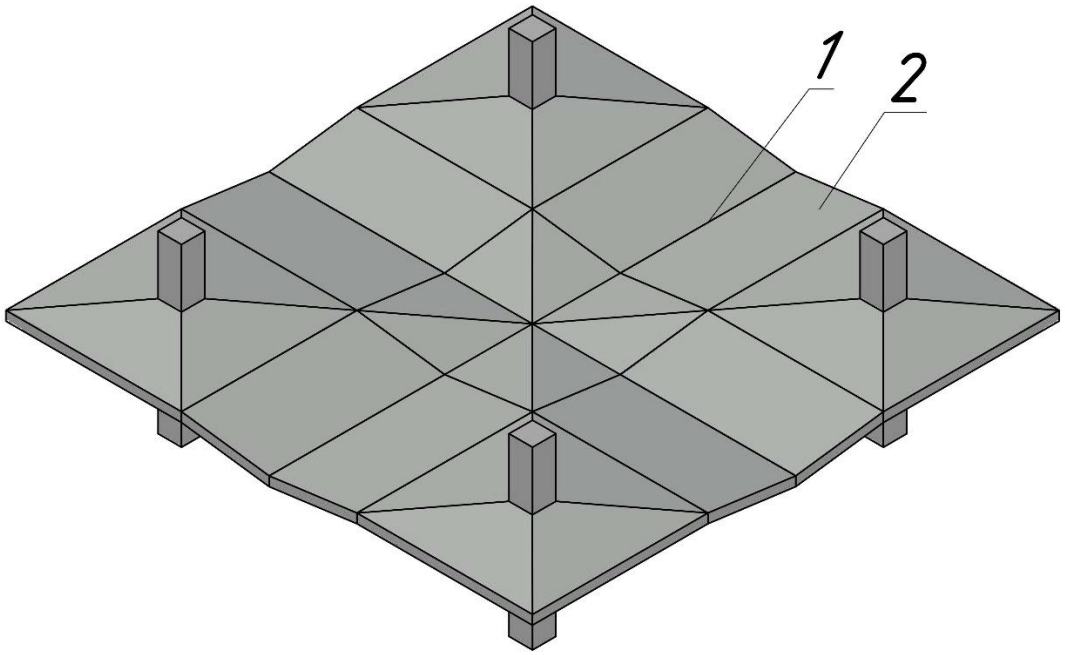


Рисунок 2.19 – Кінематично можлива модель №1 деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття [116] в граничному стані руйнування в межах одного блоку координаційної сітки колон 6×6 м: 1 – лінійний пластичний шарнір; 2 – плоский диск

Кінематична модель №2 розламу перекриття в граничному стані (рис. 2.20) також ініціюється двома факторами: розламом міжколонних плит в ортогональних напрямах, а також відламом закріплених кутів середньої плити за наявності арматури у її верхній зоні. Піднімання незакріплених кутів вільно опертих плит відмічено науковцями при проведенні дослідних випробувань [244]. Закріплення кутів середньої плити в місцях її з'єднання з міжколонними плитами ортогональних напрямків викликатиме появу негативних ліній зламу, що перпендикулярні діагоналям середньої плити (рис. 2.19). Поява пластичних шарнірів біля верхньої поверхні середньої плити можлива за наявності розтягнутої арматури біля цієї поверхні плити.

Кінематично можливою моделлю деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття в граничному стані є також модель, наведена на рисунку 2.21. В ній відсутні негативні лінії розламу середньої плити.

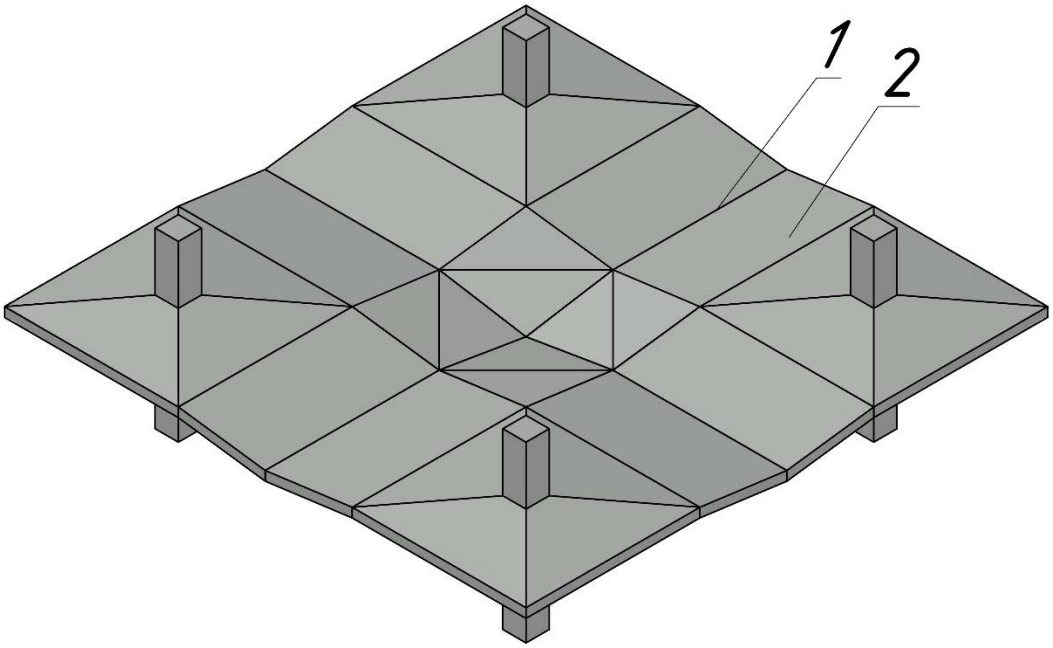


Рисунок 2.20 – Кінематично можлива модель №2 деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття [284] в граничному стані руйнування в межах одного блоку координаційної сітки колон 6×6 м: : 1 – лінійний пластичний шарнір; 2 – плоский диск

Середня плита розділяється на 4 елементи, миттєві осі обертання котрих проходять через кути цієї плити під кутом 45° до її контуру. Таким чином, лінії зламу середньої плити проходять через точки перетину її миттєвих осей обертання. Оскільки, робоче армування міжколонної плити, як правило, здійснюється в одному напрямі, а середня плита буде перешкоджати зламу міжколонної в середині прольоту в напрямі, перпендикулярному робочому армуванню, тому існує ймовірність утворення лінійних пластичних шарнірів, котрі з’єднають кути міжколонної плити з серединою її прольоту. Для квадратної міжколонної плити схема розламу набуде вигляду руйнування плити опертої по контуру (рис. 2.21). Отже, в цьому випадку руйнування як міжколонної, так і середньої плити може відбутися шляхом їх розділення на чотири диски з утворенням лінійних пластичних шарнірів вздовж діагоналей цих плит.

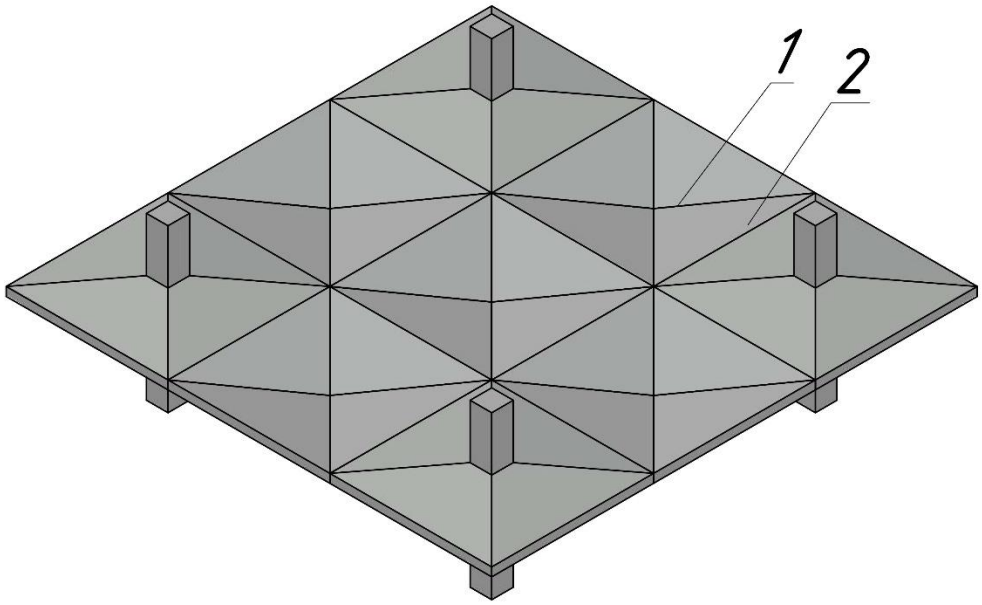


Рисунок 2.21 – Кінематично можлива модель №3 деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття [284] в граничному стані руйнування в межах одного блоку координаційної сітки колон 6×6 м: : 1 – лінійний пластичний шарнір; 2 – плоский диск

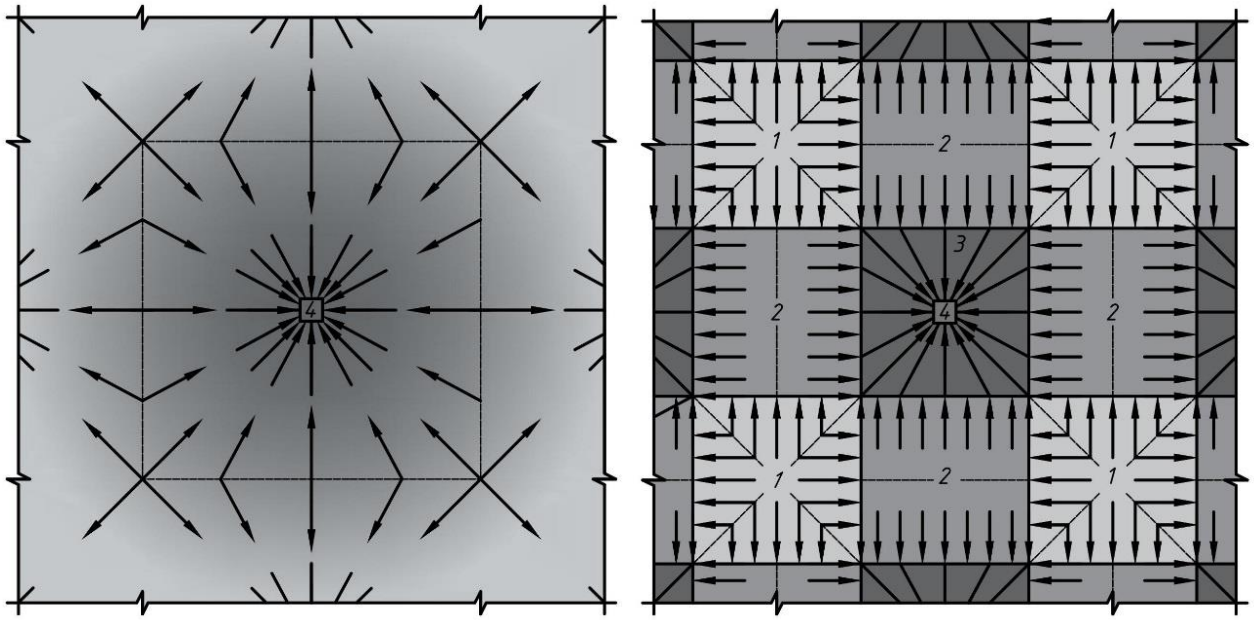
Таким чином, визначаючи граничне навантаження для плит збірної безкапітельно-безбалкової системи перекриття, слід для кожної плити розглянути схеми руйнування, котрі можуть бути реалізовані при розгляді кінематично можливих моделей деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття в граничному стані (рис. 2.19 – 2.21).

2.4.2 Робота плит перекриттів під навантаженням на основі кінематичного способу розрахунку

На основі проведеного аналізу роботи збірного безкапітельно-безбалкового перекриття виявлено, що навантаження по ньому передається із елемента на елемент залежно від схеми руйнування. Ця схема не співпадає зі

схемою розподілу навантаження на монолітне перекриття, адже в цьому процесі суттєву роль відіграє кінематичний поділ перекриття на окремі диски в стадії його граничної рівноваги.

Монолітне безбалкове перекриття являє собою суцільний диск і навантаження з нього на колони буде передаватись найкоротшими шляхами, тобто, навантаження з певної ділянки перекриття передаватиметься на найближчу колону (рис. 2.22, *а*).



а) *б*)

Рисунок 2.22 – Розподіл навантаження між елементами безкапітельно-безбалкового перекриття залежно від способу виготовлення [265]:
а) – монолітного; *б*) – збірного: 1 – середня плита; 2 – міжколонна плита; 3 – надколонна плита; 4 – колона

Позаяк середня плита збірного безкапітельно-безбалкового перекриття з'єднана петлевими стиками тільки з міжколонними плитами, тому навантаження від неї буде передаватись тільки на ці плити (рис. 2.19, *б*), а не безпосередньо на надколонну плиту найкоротшим шляхом як у монолітному перекритті. У подальшому навантаження з міжколонних плит передається на

надколонні плити. Після чого надколонні плити передають навантаження на колони. Така схема розподілу навантаження обумовлена конструкцією з'єднань елементів збірного перекриття та розділенням його на окремі частини в момент руйнування.

Установлена схема розподілу навантажень вимагає в розрахунках розглядати кожну частину перекриття окремо одну від одної, але при цьому слід ураховувати їх взаємодію між собою.

Найменш завантаженим елементом збірного перекриття є середня плита: вона забезпечує роль з'єднувального елемента в процесі роботи перекриття як суцільного жорсткого диска. На цю плиту-вставку діє рівномірно розподілене навантаження q, яке складається зі змінного та постійного (рис. 2.20, *а*). Робота середньої плити під дією цього навантаження може розглядатись як обпертої по контуру. Петлеве з'єднання плит між собою являє лінійний пружно-пластичний стик, здатний сприймати фіксоване значення згинального моменту M_{sup} = 8,5 кН·м/м. Таким чином, за розрахункову схему середньої плити можна прийняти шарнірно оперту плиту з прикладеним по контуру рівномірно розподіленим згинальним моментом M_{sup} (рис. 2.23, *а*). Її кінематична схема деформування в граничному стані може мати вигляд, представлений на рисунку 2.19.

У подальшому із середньої плити навантаження передається на міжколонні плити, які у свою чергу спираються двома протилежними сторонами на надколонні плити. Міжколонні плити сприймають такі навантаження (рис. 2.23, *б*): рівномірно розподілене q постійне та змінне по всій площі плити, а також трикутно розподілене p вздовж стиків із середніми плитами навантаження від реакції опор цих плит. Розрахунковою схемою міжколонної плити буде плита, шарнірно оперта по двох сторонах, завантажена крім вертикального навантаження ще й згинальним моментом M_{sup}, що виникає в стиках плит, по контуру плити.

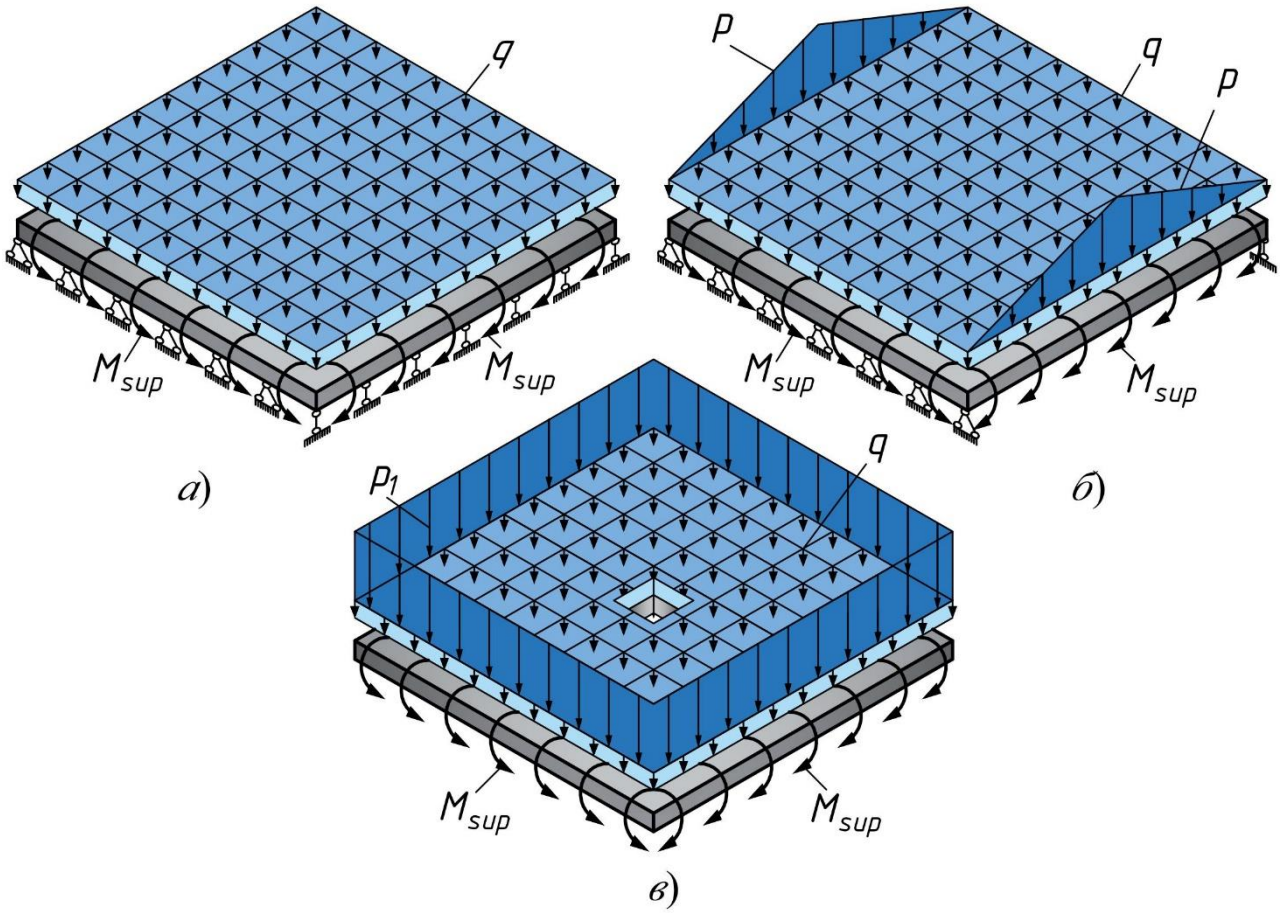


Рисунок 2.23 – Розрахункові схеми спирання та завантаження збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття: *а* – середньої; *б* – міжколонної; *в* – надколонної

Надколонна плита є найбільш завантаженою, адже все навантаження, що діє на перекриття передається на колону через надколонні плити. Вона сприймає змінне та постійне рівномірно розподілене навантаження q, а також рівномірно розподілене навантаження p_1 вздовж контуру від реакції обпирання міжколонних плит. З'єднання надколонної плити з колоною в розрахунковій схемі приймається жорстким, тому плита розглядається як жорстко закріплена по контуру внутрішнього отвору та завантажена крім вертикального навантаження згинальним моментом M_{sup}, що виникає в стиках плит, по зовнішньому контуру плити (рис. 2.23, *в*).

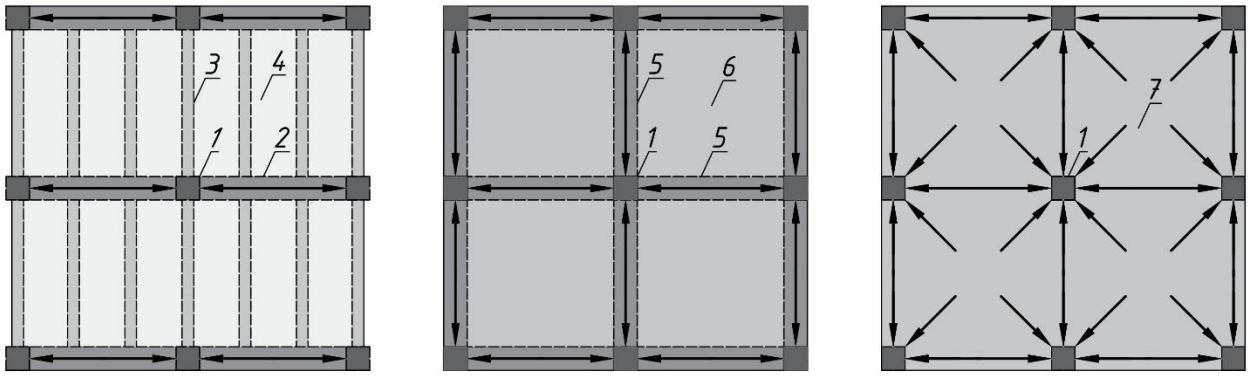
Отже, на основі проведеного аналізу доведено, що монолітне і збірне безбалкові перекриття працюють по-різному. Збірне безбалкове перекриття хоч

за своєю сутністю і є аналогом монолітного варіанта, але має певні особливості як у розрахунку, так і в конструюванні. Це обумовлено по-перше – способом з'єднання його елементів між собою, а по-друге – перерозподілом навантаження між окремими збірними елементами збірного перекриття. Тому, на відміну від монолітного перекриття, котре являє собою суцільний диск, збірне перекриття поєднує в собі елементи як балкових, так і безбалкових каркасів. Це виявляється при аналізі роботи кожної плити у складі перекриття на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги. Наслідком цього є можливість розгляду розрахунку кожної плити оремо з урахуванням характеру розподілу навантажень на неї, схеми спирання та взаємодії між плитами у складі перекриття.

2.4.3 Косе стискання колон у складі каркасу

У перших залізобетонних каркасах будівель системи балкових перекриттів компонувались таким чином, щоб забезпечити прикладання навантаження до колон в одній із площин інерції їх перерізів. Таке завантаження колон реалізувалось шляхом розташування головних балок перекриття так, щоб вісі балок лежали у одній площині з однією з осей інерції перерізу колони (рис. 2.24, *а*). Отже, лінія дії рівнодійної зовнішнього навантаження примусово (теоретично) лежала в площині вісі інерції перерізу колони. У збірному варіанті каркасу, таке прикладання навантаження до колон забезпечувалось наявністю симетричних консолей у збірній колоні.

Удосконалення конструкції перекриттів шляхом перетворення ребристих перекриттів з балковими плитами на ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру призвело до прикладання зовнішнього навантаження до колони в двох площинах (рис. 2.24, *б*). При цьому загальна рівнодійна зовнішнього навантаження, як правило, не лежала в площині жодної з осей інерції перерізу колони. Цей факт зазвичай ігнорувався, а отже розрахунок несучої здатності колони виконувався на плоский стиск в двох ортогональних площинах інерції її перерізу.



а) *б*) *в*)

Рисунок 2.24 – Напрями передавання навантаження на колони: *а*) – від ребристого перекриття з балковими плитами; *б*) – від ребристого перекриття з плитами, опертими по контуру; *в*) – від безкапітельно-безбалкового перекриття; 1 – колона; 2 – головна балка; 3 – другорядна балка; 4 – балкова плита; 5 – балка; 6 – плита, оперта по контру; 7 – безбалкове перекриття

Створення безбалкових перекриттів, а згодом і їх удосконалення шляхом усунення капітелей, призвело до складного деформування колон залізобетонних каркасів, а саме: до косого їх стикання (рис. 2.25). Така трансформація каркасної конструктивної системи сприяла ще більшому функціонуванню її як єдиного цілого з неможливістю розділення на складові – плоскі рами. Оскільки, таке розділення спотворює характер роботи каркасу в цілому, а також його окремих елементів під навантаженням. Це призводить до розрахунку колон на позацентровий стиск в двох окремих площинах. Позаяк при такому розрахунку стиснуті зони в ортогональних напрямах накладаються і враховуються двічі, то такий підхід веде до завищення несучої здатності косо стиснутих колон.

У просторовому каркасі передача навантаження з перекриття на колони залежить не тільки від розташування колони в каркасі, але й від розташування змінного навантаження на плоскому перекритті, котре внаслідок відсутності ригелів та консолей в хоча б в одній площині не може передаватись на колону в площинах осей інерції її перерізу.

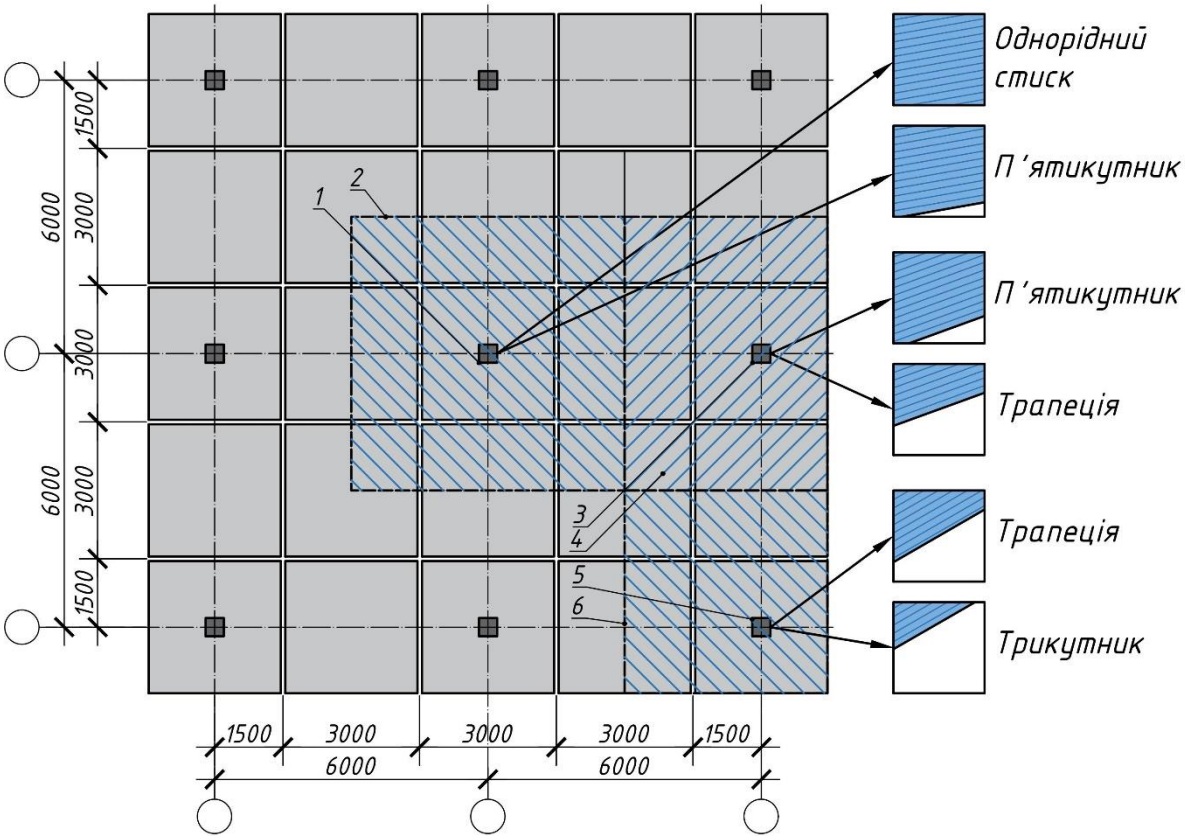


Рисунок 2.25 – Ділянки завантаження колон збірної безкапітельно-безбалкової безкапітельної конструктивної системи залежно від їх положення в каркасі та відповідні характерні форми стиснутої зони: 1 – середня колона; 2 – вантажна ділянка середньої колони; 3 – крайня колона; 4 – вантажна ділянка крайньої колони; 5 – кутова колона; 6 – вантажна ділянка кутової колони

В крайніх кутових колонах каркасу косе стискання колон є очевидним, зважаючи на несиметричність розташування площі завантаження перекриття відносно центра ваги перерізу колони (рис. 2.25). При цьому колони крайніх та середніх рядів безбалкових каркасів також будуть косо стиснутими через передачу навантаження на них поза площинами інерції їх перерізів при різних схемах завантаження каркасу. У просторовому каркасі передача навантаження з перекриття на колони залежить не тільки від розташування колони в каркасі, але й від розташування змінного навантаження на плоскому перекритті, котре внаслідок відсутності ригелів та консолей в хоча б в одній площині не може передаватись на колону в площинах осей інерції її перерізу.

Додатковими чинниками, що спричиняють виникнення косого стискання колон безбалкових каркасних будівель, є фактори технологічного та експлуатаційного характеру [294]. Таким чином можна стверджувати, що колони безбалкових каркасних будівель переважно експлуатуються в умовах косого стиску.

В косо стиснутих залізобетонних колонах прямокутного чи квадратного профілю стиснута зона бетону може набувати різних форм (рис. 2.25): трикутної, трапецієподібної (з основами трапеції на довших або коротших гранях колони), прямокутної (частковий випадок), п’ятикутної або співпадати з формою перерізу у випадку, якщо весь переріз колони стиснутий.

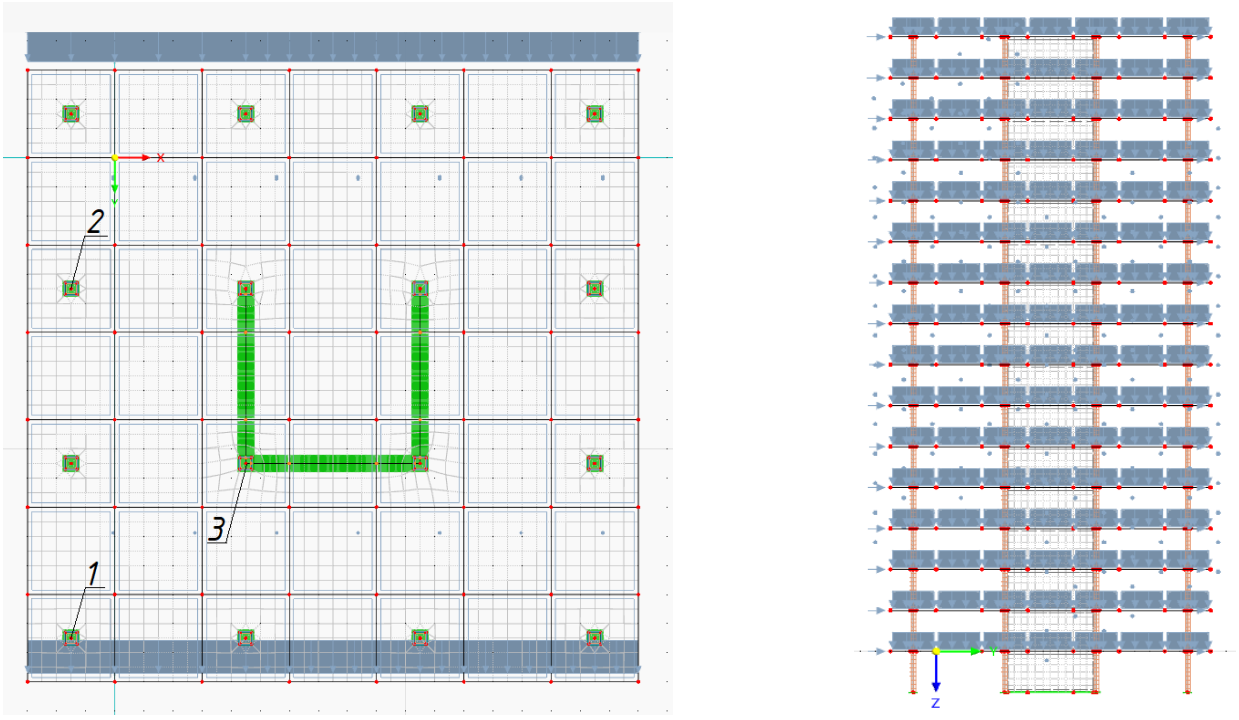
Визначальною (головною) умовою існування тієї чи іншої форми стиснутої зони бетону є величина ексцентриситету прикладання зовнішнього поздовжнього зусилля стиску. Між тим, на формоутворення стиснутої зони впливають також міцнісні та деформативні характеристики бетону й арматури, коефіцієнт армування, розташування арматури, форма та розміри перерізу. Тому однозначно встановити форму стиснутої зони бетону залізобетонних колон за одним лише значенням ексцентриситетів прикладання зовнішньої поздовжньої сили неможливо. Це є додатковим чинником, котрий ускладнює розрахунок колон збірної безкапітельно-безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель.

Можна відмітити лише наступні особливості їх деформування. У косо стиснутих колонах квадратного профілю п’ятикутна форма стиснутої зони виникає при прикладанні зовнішнього поздовжнього зусилля стиску з малими ексцентриситетами в обох площинах інерції перерізу. При силовому деформуванні колон поздовжнім зусиллям стиску, прикладеним з великими ексцентриситетами утворюються, як правило, трапецієподібна або трикутна форми стиснутої зони.

Для дослідження роботи колон у складі безкапітельно-безбалкового каркасу було виконано скінченно-елементне моделювання каркасу 16-поверхової житлової будівлі. Моделювання проведено за допомогою

програмного комплексу RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів). Застосовувався геометрично нелінійний розрахунок за ітераційним методом Пікара.

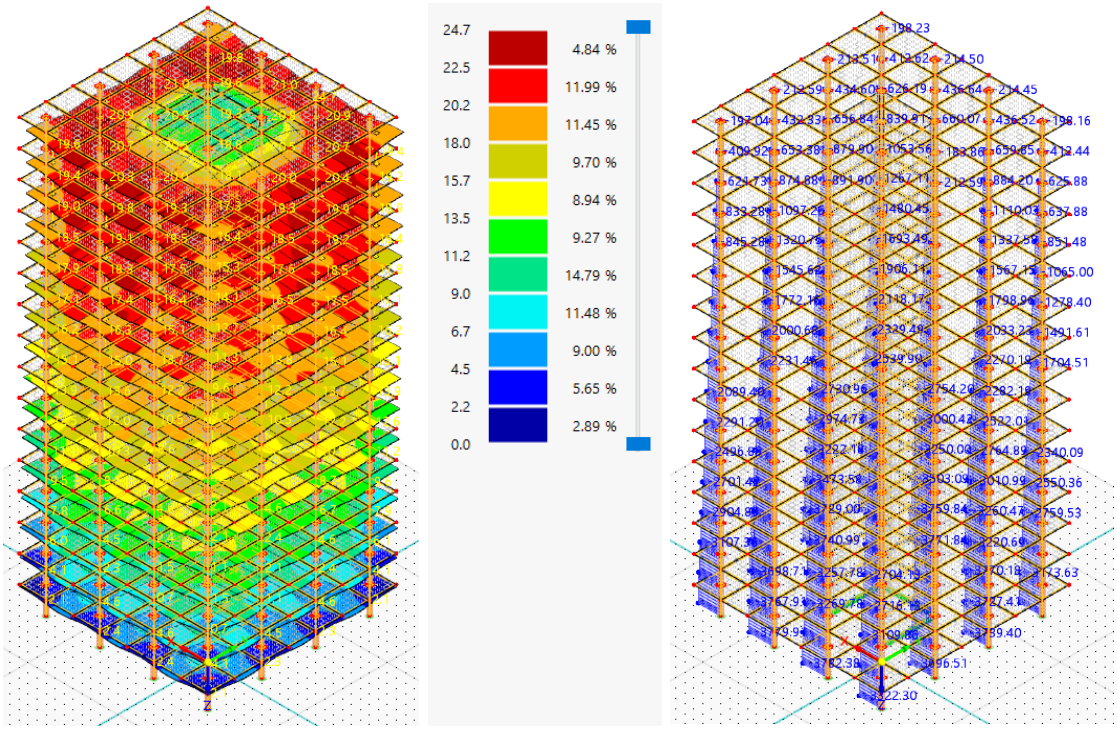
Була створена модель каркасу з сіткою колон 6×6 м (рис. 2.26) з висотою поверху 3 м. В дослідженні враховувалось постійне навантаження від власної ваги перекриття товщиною 160 мм, котре склало 4 кН/м^2, та задавалось змінне навантаження на перекриття 5 кН/м^2. Враховувалось також змінне навантаження від вітру в горизонтальній площині інтенсивністю W_0 = 1,5 кН/м, яке прикладалось у вигляді лінійно розподіленого навантаження на рівні перекриттів з урахуванням коефіцієнтів C_e та C_h за [448].



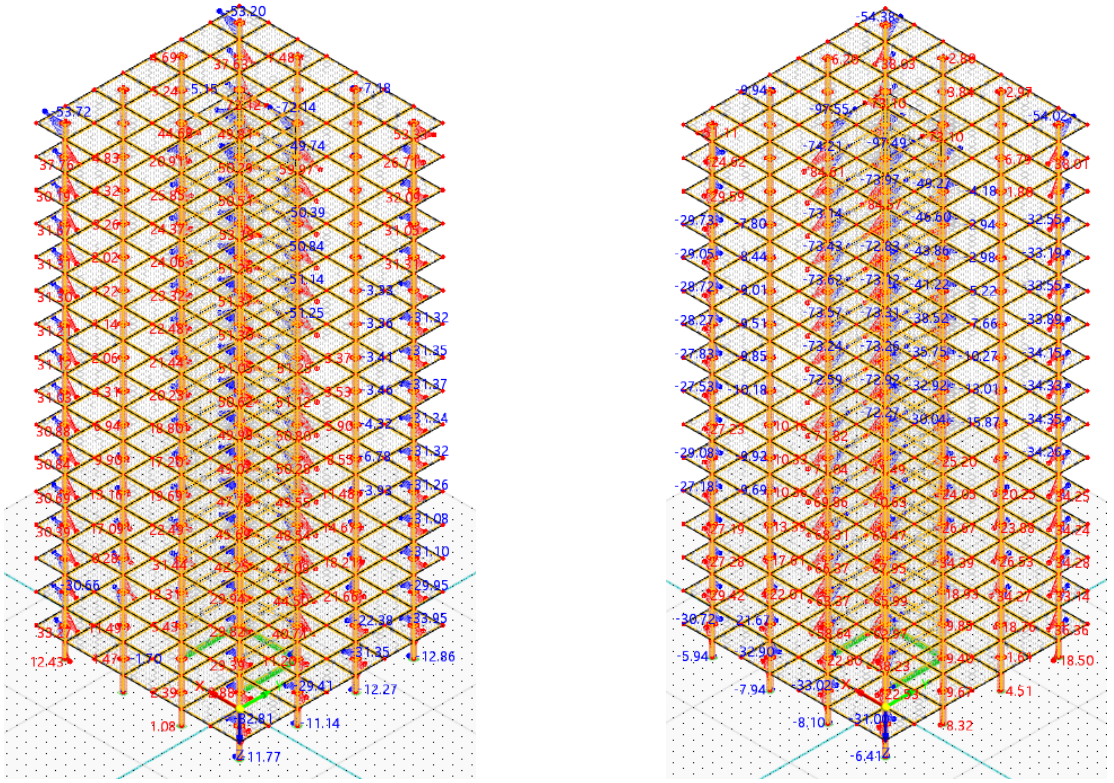
а) *б*)

Рисунок 2.26 – Модель 16-поверхового безкапітельно-безбалкового каркасу із діафрагмами жорсткості: а) – вид зверху; б) – вид вздовж осі *X*; 1 – досліджувана кутова колона; 2 – досліджувана крайня колона; 3 – досліджувана середня колона

За результатами моделювання отримано значення загальних переміщень каркасу та епюри розподілу внутрішніх зусиль в колонах каркасу (рис. 2.27).



а) *б*)



в) *г*)

Рисунок 2.27 – Результати скінченно-елементного моделювання 16-поверхового безкапітельно-безбалкового каркасу з діафрагмами жорсткості: а) – загальні переміщення; б) – епюри поздовжніх сил N; *в*) – епюри згинальних моментів M_y; *г*) – епюри згинальних моментів M_z

Аналогічне моделювання було здійснено для безкапітельно-безбалкового каркасу з лінійними в’язями. Для порівняння використані значення внутрішніх зусиль у колонах першого (табл. 2.1) та 16-го поверхів (табл. 2.2).

Таблиця 2.1 – Значення внутрішніх зусиль в колонах 1-го поверху залізобетонного каркасу 16-поверхової житлової будівлі

Розташування колони (рис. 2.26)	з діафрагмами			з лінійними в’язями		
	N_{Ed}, кН	$M_{y,Ed}$, кН·м	$M_{z,Ed}$, кН·м	N_{Ed}, кН	$M_{y,Ed}$, кН·м	$M_{z,Ed}$, кН·м
Кутова (1)	3365,45	25,11	-26,26	3543,13	27,15	-35,06
Крайня (2)	3684,51	22,82	-6,39	4099,01	26,75	18,82
Середня (3)	1649,14	-24,73	8,46	6307,97	-36,74	19,60

Таблиця 2.2 – Значення внутрішніх зусиль в колонах 16-го поверху залізобетонного каркасу 16-поверхової житлової будівлі

Розташування колони (рис. 2.26)	з діафрагмами			з лінійними в’язями		
	N_{Ed}, кН	$M_{y,Ed}$, кН·м	$M_{z,Ed}$, кН·м	N_{Ed}, кН	$M_{y,Ed}$, кН·м	$M_{z,Ed}$, кН·м
Кутова (1)	197,58	53,31	-54,02	205,33	77,64	-91,87
Крайня (2)	212,59	-5,94	-9,40	245,73	72,61	-31,18
Середня (3)	171,88	-72,14	73,10	184,15	-20,37	13,55

При аналізі отриманих даних встановлено, що колони першого поверху працюють на косе стискання за умови однорідного деформування їх перерізів, оскільки значення ексцентриситетів $e_b = M_{y,Ed} / N_{Ed}$ та $e_h = M_{z,Ed} / N_{Ed}$ прикладання поздовжньої сили знаходяться в межах ядра перерізу, визначених за [361] для залізобетонних елементів з урахуванням нелінійних властивостей бетону. Продемонстровано також, що наявність суцільних діафрагм жорсткості суттєво знижує значення внутрішніх зусиль, зокрема, поздовжньої сили в колонах першого поверху.

Для колон верхнього (16-го) поверху характерним є косе стискання за умови неоднорідного деформування їх перерізів. При цьому можлива реалізація трикутної форми стиснутої зони (додаток В) для кутових колон, трапецієподібної або п’ятикутної для крайніх колон та середніх колон.

Таким чином, показано, що колонам збірної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель властиве є косе деформування з всіма можливими формами стиснутої зони у їх прямокутному перерізі.

2.5 Висновки за розділом 2

1. Дослідження каркасних конструктивних систем будівель методом синтезу, дозволило виявити та структурувати напрями синтезу каркасних конструктивних систем будівель в аспекті їх вдосконалення. Спираючись на розроблену структурну схему синтезу каркасних конструктивних систем будівель, виявлені шляхи вдосконалення методів розрахунку збірної безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи будівель та її елементів.

2. При розгляді та дослідженні збірної безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи встановлені її переваги над попередниками, завдяки яким досліджувана система є пріоритетною для зведення житлових і цивільних будівель. Виявлено, що елементи збірної безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи у складі каркасу будівлі працюють максимально ефективно, що не завжди враховується у розрахунках їх несучої здатності через недосконалості традиційних методів розрахунку, які застосовуються при проектуванні елементів досліджуваної системи.

3. Для збільшення поверховості будівель збірної безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи розроблено та запропоновано конструктивне рішення, котре полягає у сприйманні частини вертикального

навантаження елементами жорсткості – суцільними залізобетонними діафрагмами – з подальшим передаванням його безпосередньо на фундамент.

4. Обґрунтовано необхідність врахування таких особливостей безкапітельно-безбалкового перекриття збірної каркасної конструктивної системи, як податливість стиків між елементами та просторову роботу збірних плит, при розробці методу розрахунку несучої здатності перекриття. Запропоновано реалізацію цієї ідеї здійснити на основі застосування до розрахунку перекриття кінематичного способу методу граничної рівноваги, що дозволяє поєднати простоту реалізації розрахунку несучої здатності з усуненням виявлених невідповідностей між існуючими методами розрахунку та роботою перекриття при навантаженні.

5. На основі проведеного кінематичного аналізу доведено, що збірне перекриття в граничному стані поділяється лінійними пластичними шарнірами, на які перетворюються петлеві стики плит, на окремі диски, котрі являють собою збірні плити. Наслідком цього є можливість розгляду розрахунку кожної плити оремо з урахуванням характеру розподілу навантажень на неї, схеми спирання та взаємодії між плитами у складі перекриття.

6. З використанням основних положень кінематичного способу методу граничної рівноваги створені моделі деформування збірного безкапітельно-безбалкового перекриття в граничному стані. Розроблені розрахункові моделі роблять можливим синтезування схем деформування, властивих кожному типу плит. Ці схеми запропоновано використовувати для визначення несучої здатності кожної плити та розрахунку необхідної площі робочої арматури в них.

7. Доведено, що у складі збірного безкапітельно-безбалкового каркасу колони можуть зазнавати як однорідного так неоднорідного деформування при косому стисканні. При цьому за умови неоднорідного деформування стиснута зона бетону у перерізі колон може набувати 4 форм: п’ятикутника, трапеції, прямокутника або трикутника. Для визначення несучої здатності колон збірного безкапітельно-безбалкового каркасу слід удосконалити методику розрахунку колон на косий стиск для всіх перерахованих випадків їх деформування.

РОЗДІЛ 3
РОЗРАХУНОК ПЛИТ ЗБІРНОГО БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ КІНЕМАТИЧНИМ СПОСОБОМ МЕТОДУ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ

3.1 Загальні положення розрахунку

Несучу здатність залізобетонних плит безбалкової каркасної конструктивної системи будівель доцільно визначати на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги.

Суть розрахунку несучої здатності плит кінематичним способом методу граничної рівноваги полягає в наступному:

– плита розділяється на плоскі диски, з'єднані між собою лініями зламу (лінійними пластичними шарнірами). Лінії зламу можуть утворюватися на нижній та / або верхній поверхні плити, відповідно згинальні моменти, котрі будуть діяти в цих лінійних пластичних шарнірах будуть позитивні та / або негативні. Лінії зламу і опорні лінійні шарніри утворюють схему зламу плити;

– задаються довільні найменші можливі (віртуальні) переміщення дисків плити для прийнятої схеми зламу і схеми завантаження;

– складають рівняння рівності робіт зовнішніх та внутрішніх зусиль на заданому переміщенні – рівняння віртуальних робіт;

– значення зовнішнього навантаження, котре задовольняє складене рівняння рівноваги, є несучою здатністю плити.

Схема зламу плити повинна відповідати умовам її спирання та схемі завантаження, а також забезпечувати однократну кінематичну змінність системи. Для кожної плити можна уявити собі безкінечну множину схем зламу, які відповідають вказаним вимогам. Дійсною буде та, при якій несуча здатність плити має найменше значення.

При цьому вважається, що деформації системи до настання стану її граничної рівноваги будуть настільки малими, при яких можна знехтувати

зміною геометричних розмірів системи в результаті деформації. У стані граничної рівноваги конструкції повинні виконуватися наступні вимоги:

– зусилля у елементах задовольняють умови рівноваги та граничні умови;

– конфігурація зон текучості і вид можливих деформацій елементів, що належать цим зонам, повинні допускати переміщення точок системи;

– робоча арматура з фізичною ділянкою текучості в момент розламу досягає межі текучості;

– елементи, арматура яких не знаходиться в стані текучості, розглядаються як такі, що не деформуються.

Пластичні деформації вздовж ліній зламу супроводжуються пружними деформаціями частин плити між лініями зламу. У граничному стані пружні деформації будуть суттєво меншими за пластичні. Нехтуючи ними, можна вважати окремі частини плити плоскими жорсткими дисками, а лінії її зламу – прямолінійними шарнірами. Таким чином, у граничному стані, враховуються тільки пластичні деформації, які виникають вздовж ліній зламу і полягають у поворотах сусідніх елементів плити, з'єднаних лінійними пластичними шарнірами.

При кінематичному способі розрахунку розглядаються усі можливі кінематичні схеми руйнування та визначається мінімальне навантаження, при якому конструкція перетворюється в змінну систему. Розрахунок плит за методом граничної рівноваги з використанням кінематичного способу основується на таких положеннях [245]:

1. Пластичні шарніри конструкції заміняються ідеальними шарнірами з прикладеними до них моментами відповідного напряму дії, які в момент розламу набувають граничних значень.

2. За граничний стан системи приймається такий її стан, при якому вона стає геометрично змінною.

3. Навантаження, за дії якого система досягає граничного стану, визначається на основі принципу можливих переміщень.

Рівняння рівноваги, що виражає рівність між віртуальними роботами зовнішніх W_{Ed} і внутрішніх W_{Rd} зусиль на відповідних можливих переміщеннях плити в напрямі дії зусиль у загальному вигляді представлено таким чином:

$$W_{Ed} = W_{Rd}. \tag{3.1}$$

Як відомо, збірні плити перекриття з'єднані між собою шляхом влаштування петлевого стика. Цей стик сприймає визначене значення згинального моменту, тому робота внутрішніх сил визначатиметься не тільки згинальними моментами, що діють в лінійних пластичних шарнірах при розламі плити, але і згинальними моментами, котрі діють в стиках плит. Рівняння віртуальних робіт (3.1) для випадку розрахунку плит, завантажених розподіленими по площі та по лініях навантаженнями, представлено так:

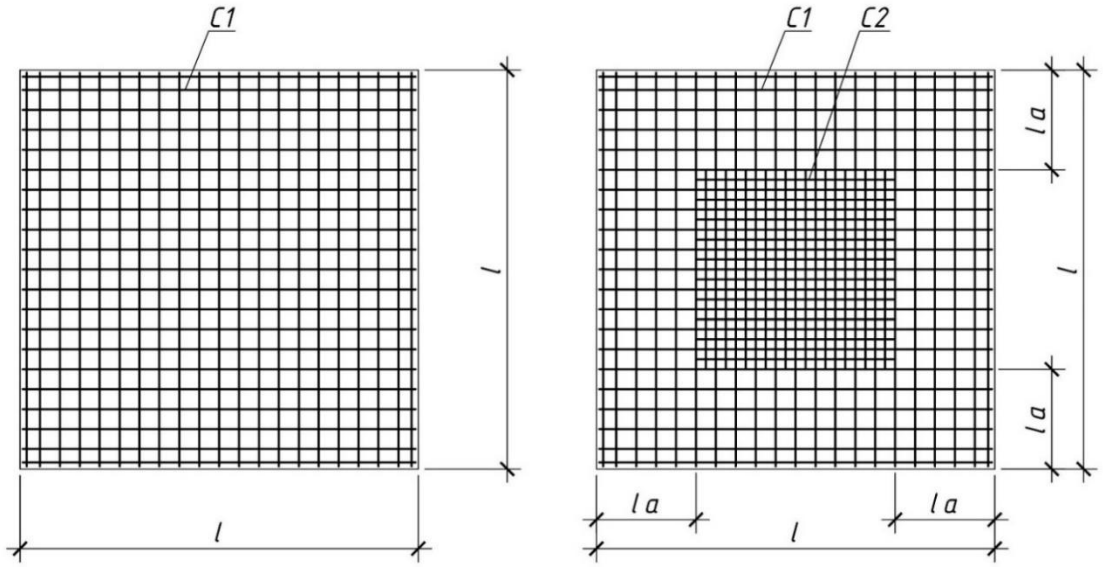
$$\int_A q y_q dA + \int_l p(l) y_p dl = \sum_{i=1}^{n} M_{Rd,i} \varphi_i l_i + \sum_{j=1}^{m} M_{\sup,j} \varphi_j l_j , \tag{3.2}$$

де q – розрахункове граничне значення рівномірно розподіленого навантаження по площі A частини плити, кН/м^2; y_q – віртуальне переміщення плити в напрямку дії навантаження q, м; $p(l)$ – розрахункове граничне значення розподіленого навантаження вздовж ділянки плити довжиною l, кН/м; y_p – віртуальне переміщення плити в напрямку дії навантаження $p(l)$, м; $M_{Rd,i}$ – розрахункове граничне значення згинального моменту, який сприймається i-тим пластичним шарніром на одиницю його довжини, кН·м/м; φ_i – взаємний кут повороту дисків в i-тому пластичному шарнірі; l_i – довжина i-того пластичного шарніра, м; n – кількість лінійних пластичних шарнірів; $M_{\sup,j}$ – розрахункове граничне значення згинального моменту, який сприймається j-тим опорним лінійним пластичним шарніром (петлевим стиком) на одиницю його довжини, кН·м/м; φ_j – кут повороту диска плити в j-тому опорному лінійному пластичному шарнірі; l_j – довжина j-того опорного лінійного пластичного шарніра, м; m – кількість опорних лінійних пластичних шарнірів.

3.2 Розрахунок середньої плити

Середня плита являє собою квадратну плоску залізобетонну плиту армовану нижньою сіткою з однаковою площею робочих арматурних стержнів в ортогональних напрямах (рис. 3.1, *а*). З метою економії арматури доцільно виконувати армування плити двома сітками, стержні однієї з яких не доводяться до опор на деяку визначену відстань *la*, де *a* – частка ділянки плити з обривом арматури відносно загальної довжини плити (зазвичай *a* = 1/4) (рис. 3.1, *б*).

Середня плита завантажена рівномірно розподіленим навантаженням по її площі та спирається з чотирьох сторін на міжколонні плити. Стик середньої плити з міжколонною плитою характеризується сприйняттям визначеного значення згинального моменту, тому в розрахунку середня плита розглядається як шарнірно оперта по контуру, вздовж котрого діє рівномірно розподілений за довжиною згинальний момент M_{sup}, що виникає в стику плит (рис. 3.2 – 3.5).



а) *б*)

Рисунок 3.1 – Схеми армування середньої плити: *а*) – без обриву арматури; *б*) – з обривом арматури

Завдяки симетрії контуру та навантаження можливі схеми зламу середньої плити також будуть симетричними. Для плити без обриву арматури характерною

та підтвердженою експериментально [284] є схема 1 розламу на чотири диски з утворенням лінійних пластичних шарнірів по діагоналям плити (рис. 3.2). В лінійних шарнірах в момент розламу діють внутрішні згинальні моменти M_{Rd}, котрі залежать від площі робочої арматури плити, яка перетинається лінійним шарніром. У випадку обриву арматури в розглядуваній схемі розламу на ділянках лінійних шарнірів довжиною $la / \cos 45°$ діятимуть зменшені моменти kM_{Rd} (рис. 3.3), де k – частка площі робочої арматури, котра не обривається, відносно всієї площі робочої арматури, що перетинається лінійним шарніром.

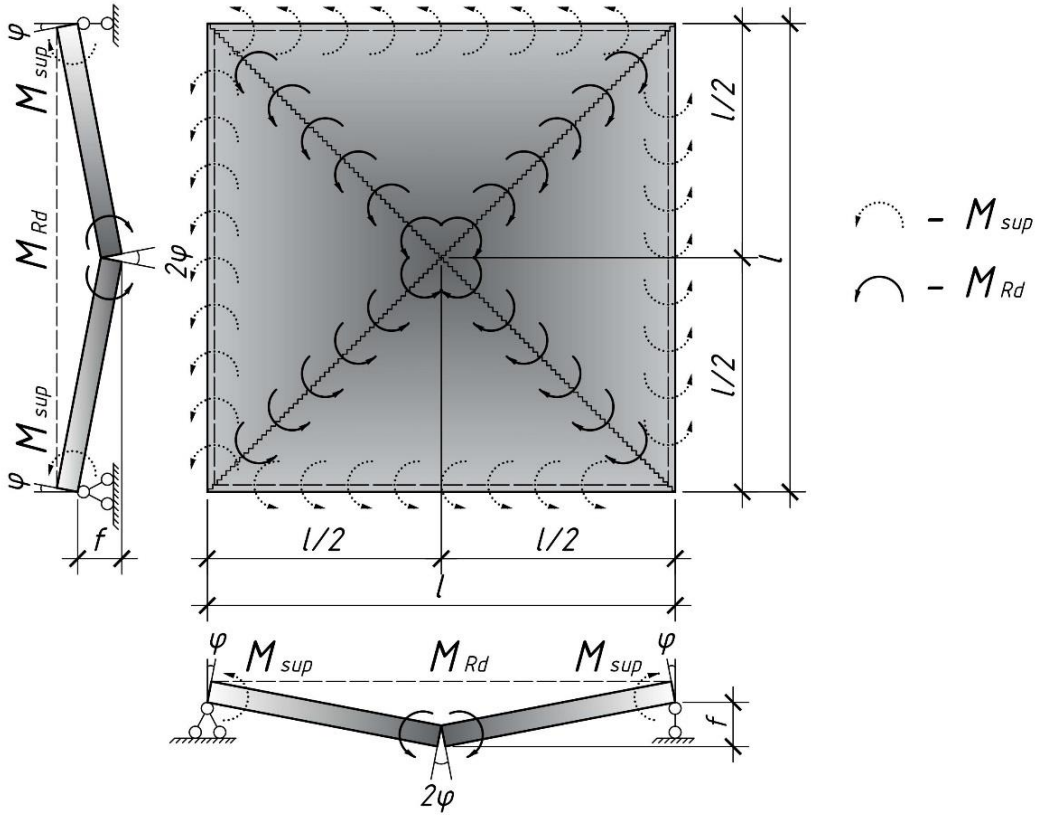


Рисунок 3.2 – Можлива схема 1 зламу середньої плити без обриву арматури

У випадку обриву частини арматури в прольоті для середньої плити можлива також схема 2 розламу плити, якій лінійні пластичні шарніри утворюються вздовж ліній обриву арматури та по діагоналям плити (рис. 3.4). В цьому випадку у всіх лінійних шарнірах діятимуть зменшені згинальні моменти kM_{Rd}.

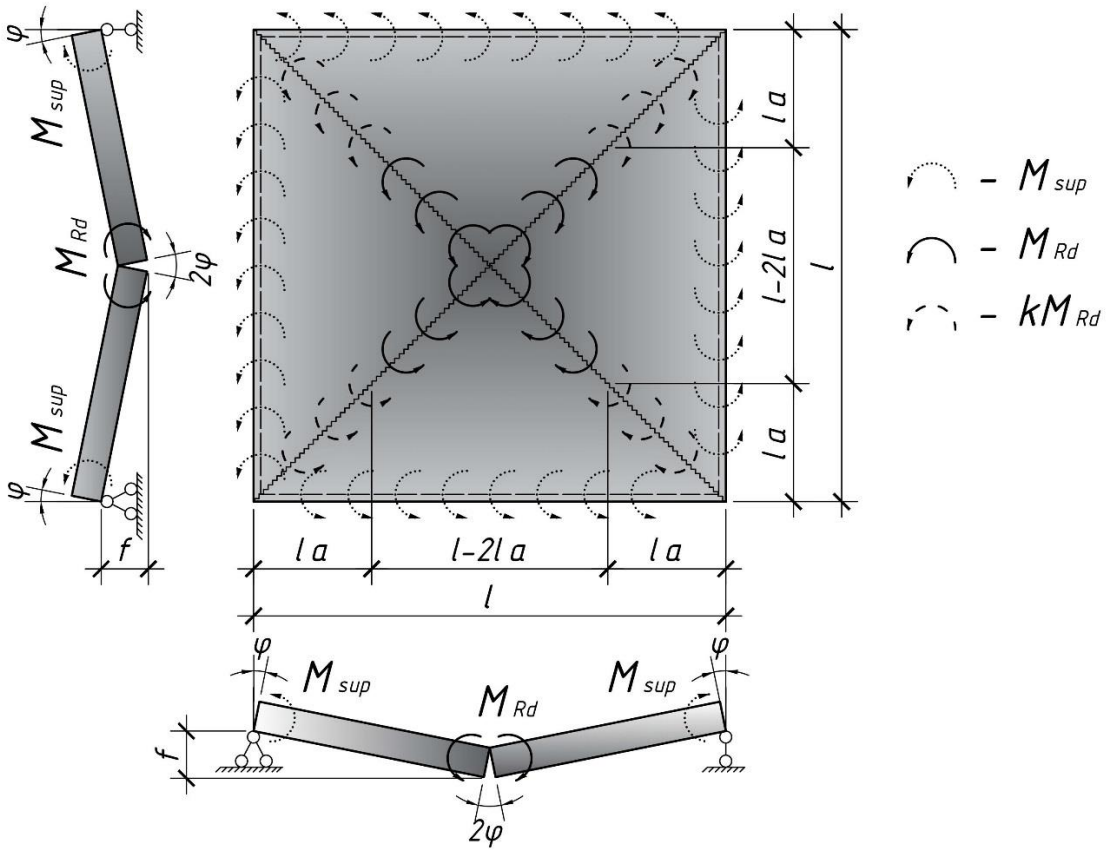


Рисунок 3.3 – Можлива схема 1 зламу середньої плити з обривом арматури

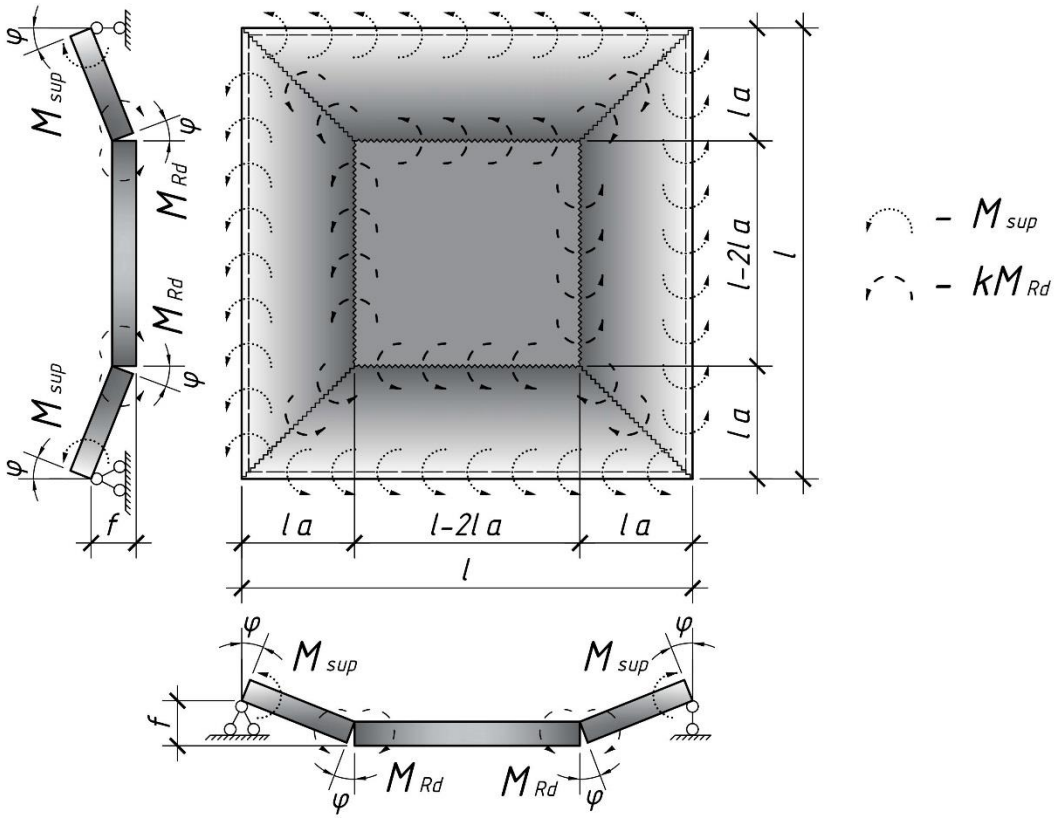


Рисунок 3.4 – Можлива схема 2 зламу середньої плити з обривом арматури

Можливою схемою 2 розламу середньої плити без обриву арматури є також схема її розламу на 8 дисків, котра розглядалась при побудові кінематично можливої моделі деформування збірного безбалкового перекриття в граничному стані руйнування (рис. 2.18). Ця схема ініціюється розламом опорного контуру середньої плити, утвореного 4-ма міжколонними плитами. В розглядуваній схемі (рис. 3.5) утворюються лінійні пластичні шарніри, що проходять в середині плити паралельно її сторонам та є продовженням лінійних пластичних шарнірів міжколонних плит у граничному стані. В цих шарнірах у момент розламу діють позитивні внутрішні згинальні моменти M_{Rd1}, значення котрих залежать від площі нижньої робочої арматури плити, яка перетинається лінійним шарніром. Також вздовж діагоналей середньої плити утворюються лінійні пластичні шарніри, які є продовженням лінійних шарнірів надколонної плити у її граничному стані. В цих діагональних шарнірах у момент розламу діють негативні внутрішні згинальні моменти M_{Rd2}, значення котрих залежать від площі верхньої робочої арматури плити, яка перетинається лінійним шарніром. Таким чином, передумовою реалізації розглядуваної схеми розламу середньої плити є наявність робочої арматури у верхній зоні середньої плити.

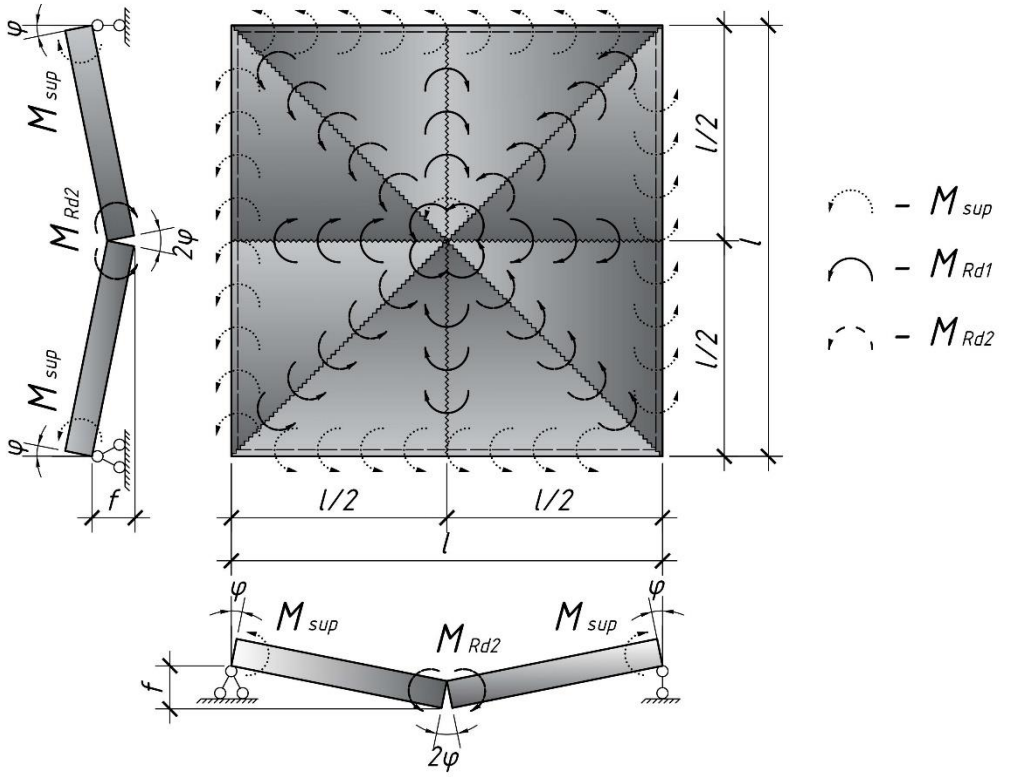


Рисунок 3.5 – Можлива схема 2 зламу середньої плити без обриву арматури

3.2.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті

В розглядуваній кінематичній схемі руйнування (рис. 3.2) середня плита розміром $l \times l$ без обриву арматури в граничному стані від дії рівномірно розподіленого по її площі навантаження q набуває форму піраміди з вершиною знизу і висотою, що дорівнює прогину f (рис. 3.6). Віртуальна робота зовнішніх сил в (3.1) визначається за формулою:

$$W_{Ed} = 8\int_0^{\frac{l}{2}} q dx \int_0^{\frac{l}{2}-x} \frac{2fx}{l} dz = \frac{qfl^2}{3}. \tag{3.3}$$

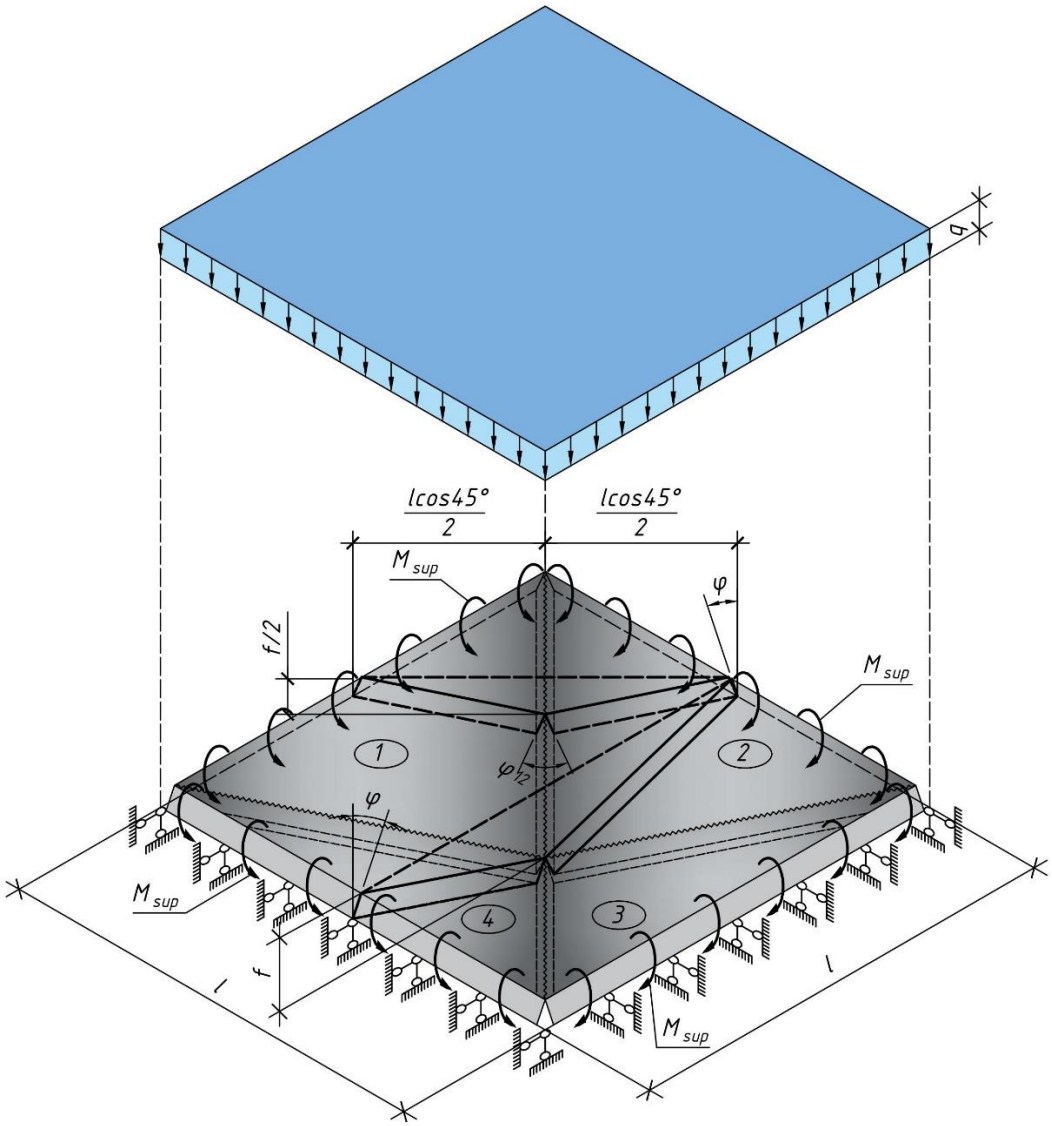


Рисунок 3.6 – Розрахункова кінематична схема 1 зламу середньої плити без обриву арматури

У розрахунку несучої здатності середня плита розглядається як шарнірно оперта. При цьому в лінійних шарнірах, що утворені в місцях з'єднань з міжколонними плитами, діє рівномірно розподілений згинальний момент M_{sup}, який сприймається петлевим стиком (рис. 3.6). З урахуванням введених позначень робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12} l\cos 45^0 + 4M_{\sup}\varphi l, \tag{3.4}$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{41}$;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi_{23} = \varphi_{34} = \varphi_{41}$;

$M_{\sup}$ = 51 / 6 = 8,5 кН·м/м – внутрішній згинальний момент, який сприймається петлевим стиком [151];

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

У формулі (3.4) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \mathrm{tg}\varphi = \frac{2f}{l}, \tag{3.5}$$

$$\varphi_{12} \approx \mathrm{tg}\varphi_{12} = \frac{2f}{l\cos 45^0}. \tag{3.6}$$

Після підстановки виразів (3.5) – (3.6) у рівняння (3.4) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 8M_{12} f + 8M_{\sup} f. \tag{3.7}$$

Рівняння (3.7) містить згинальний момент M_{12}, значення якого на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Розглядуваний шарнір перетинає робочу арматуру обох напрямків, при цьому середня плита є рівномірно армованою, тобто кількість арматури в обох напрямках є однаковою, а отже і згинальні

моменти, котрі сприймаються плитою в цих напрямках, також однакові. Згинальні моменти, які сприймаються арматурою одного напряму, складатимуть $M_{Rd}\sin 45^0$, іншого – $M_{Rd}\cos 45^0$. Значення згинального моменту M_{12} являє собою геометричну суму моментів, які діють у двох напрямах:

$$M_{12} = \sqrt{M_{Rd}^2 \sin^2 45° + M_{Rd}^2 \cos^2 45°} = M_{Rd}\,, \tag{3.8}$$

де M_{Rd} – згинальний момент, який сприймається плитою в одному напрямку, на одиницю ширини плити.

Згинальний момент, котрий сприймається плитою в одному напрямку, на одиницю ширини плити обчислюється за формулою:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yd} A_s z_s}{l}\,, \tag{3.9}$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

A_s – площа перерізу робочої арматури плити одного напрямку;

z_s – плече внутрішньої пари сил.

У випадку, якщо арматура плити в прольоті не обривається рівняння (3.1) з урахуванням (3.3), (3.7) та (3.8) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{3} = 8\left(M_{Rd} + M_{\sup}\right). \tag{3.10}$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.6) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.10) за формулою:

$$q = \frac{24\left(M_{Rd} + M_{\sup}\right)}{l^2}\,, \tag{3.11}$$

в якій

$$M_{Rd} = \frac{f_{yd} A_s}{l}\left(d - \chi \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} l} \right), \tag{3.12}$$

де M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

d – робоча висота перерізу плити;

χ = 0,52 … 0,59 – параметр, котрий залежить від класу бетону [409].

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв’язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів з використанням залежності (3.10) за формулою

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi \bar{\alpha}_m}}{2\chi} \right) dl, \tag{3.13}$$

де

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 - 24M_{\sup}}{24 f_{cd} d^2}. \tag{3.14}$$

В кінематичній схемі 2 руйнування (рис. 3.5) середня плита розміром $l \times l$ без обриву арматури в граничному стані від дії рівномірно розподіленого по її площі навантаження q набуває форму ламаної поверхні з найнижчою точкою, розташованою на відстані, що дорівнює прогину f, від недеформованої поверхні плити (рис. 3.7). Віртуальна робота зовнішніх сил в (3.1) визначається за формулою:

$$W_{Ed} = 8\int_0^{\frac{l}{2}} q dz \int_0^z \frac{2fx}{l} dx + 8\int_0^{\frac{l}{2}} q dx \int_0^x \left(f_1 - \frac{2 f_1 x}{l} \right) dz = \frac{ql^2 \left(f + f_1 \right)}{3}. \tag{3.15}$$

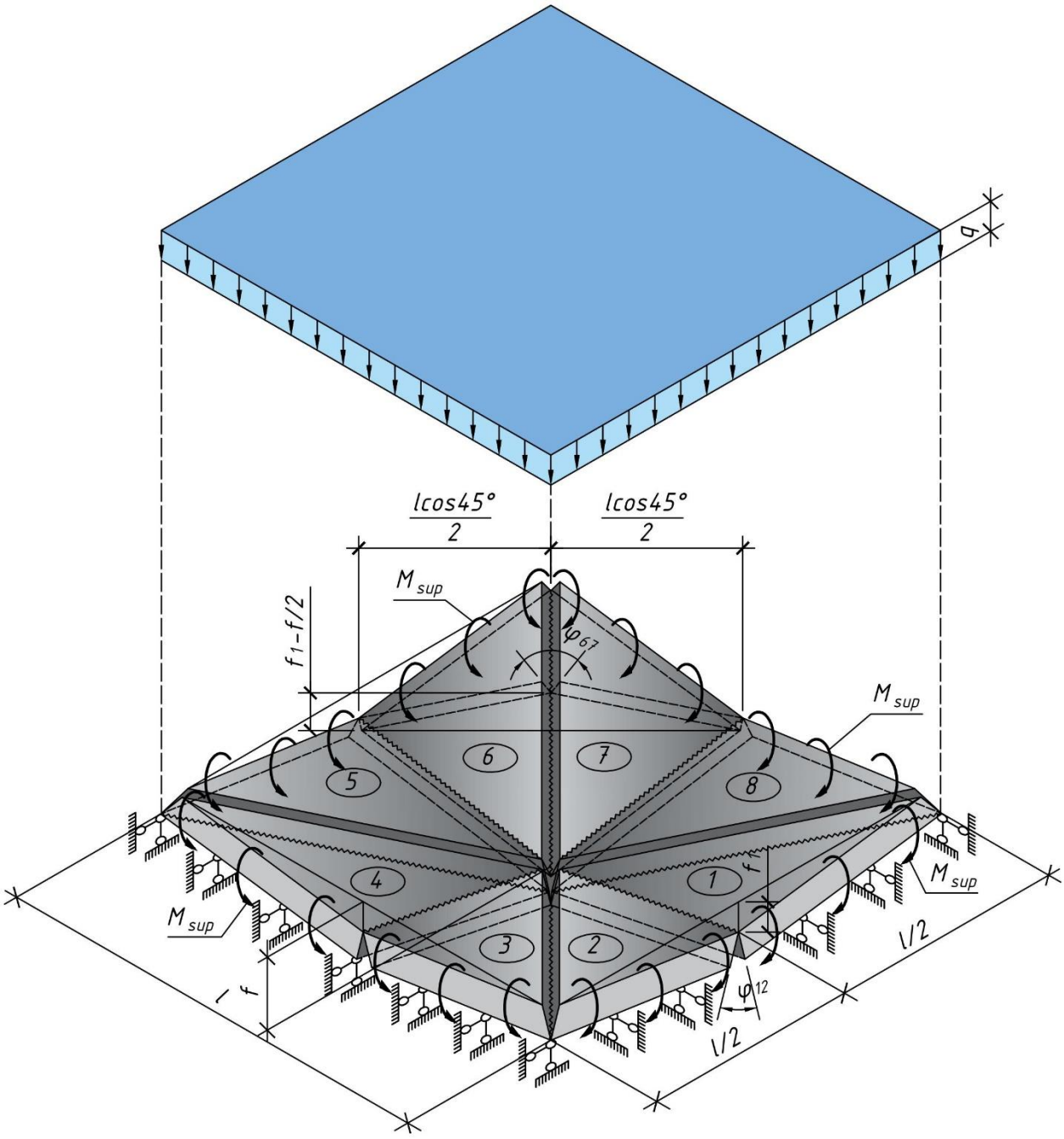


Рисунок 3.7 – Розрахункова кінематична схема 2 зламу середньої плити без обриву арматури

У розрахунку несучої здатності середня плита розглядається як шарнірно оперта. При цьому в лінійних шарнірах, що утворені в місцях з’єднань з міжколонними плитами, діє рівномірно розподілений згинальний момент M_{sup}, який виникає в петлевому стику (рис. 3.7). Ураховуючи введені позначення, робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}l + 4M_{67}\varphi_{67}l\cos 45^0 + 4M_{\sup}\varphi l\,, \qquad (3.16)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $M_{12} = M_{34} = M_{56} = M_{78}$;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi_{34} = \varphi_{56} = \varphi_{78}$;

M_{67} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 6 та 7 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $M_{67} = M_{81} = M_{23} = M_{45}$;

φ_{67} – взаємний кут повороту суміжних дисків 6 та 7, $\varphi_{67} = \varphi_{81} = \varphi_{23} = \varphi_{45}$.

$M_{\sup} = 51 / 6 = 8{,}5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, який виникає в петлевому стику [151];

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

У формулі (3.16) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi_{12} \approx \mathrm{tg}\varphi_{12} = \frac{4f_1}{l}\,, \qquad (3.17)$$

$$\varphi_{67} \approx \mathrm{tg}\varphi_{67} = \frac{2\left(f_1 - f/2\right)}{l\cos 45^0}\,. \qquad (3.18)$$

Після підстановки виразів (3.17) – (3.18) у рівняння (3.16) та виключення його останнього складника з метою спрощення отримання кінцевої розрахункової формули отримано, що

$$W_{Rd} = 8M_{12}f_1 + 8M_{67}f\,. \qquad (3.19)$$

Рівняння (3.19) містить згинальний момент M_{12}, значення якого на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Розглядуваний шарнір перетинає

нижню робочу арматуру обох напрямків. Значення згинального моменту M_{12} обчислюється за формулами (3.8) та (3.9).

Значення згинального моменту M_{67} залежить від площі перерізу верхньої робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Значення згинального моменту M_{67} обчислюється за формулами (3.8) та (3.9).

Якщо прийняти, армування середньої плити у верхній та нижній зонах однаковим, тоді отримаємо

$$M_{12} = M_{67} = M_{Rd}. \tag{3.20}$$

У випадку, якщо арматура плити в прольоті не обривається рівняння (3.1) з урахуванням (3.15), (3.19) та (3.20) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{3} = 8M_{Rd}. \tag{3.21}$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.6) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.21) за формулою:

$$q = \frac{24M_{Rd}}{l^2}, \tag{3.22}$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити при заданому навантаженні розв’язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів з використанням залежності (3.21) за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2}{24 f_{cd} d^2}. \tag{3.23}$$

3.2.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті

При обриві частини арматурних стержнів на відстані *la* від опори можливими є дві схеми розламу (рис. 3.3 – 3.4) середньої плити.

Для схеми 1 (рис. 3.8) віртуальна робота зовнішніх сил визначається за формулою (3.3). Розрахункова кінематична робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}\left(l - 2la\right)\cos 45^0 + 4kM_{12}\varphi_{12}\,2la\cos 45^0 + 4M_{\sup}\varphi l \qquad (3.24)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент на одиницю довжини пластичного шарніра, який виникає на ділянці довжиною (l – 2la)cos45°, в межах якої шарнір перетинає всі арматурні стержні при розламі плити на суміжні диски 1 та 2, $M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{41}$;

a – частка ділянки плити з обривом арматури відносно довжини плити;

k – частка площі робочої арматури (kA_s), котра доводиться до опор, відносно всієї площі робочої арматури A_s, що перетинається лінійним шарніром, тобто частка загального згинального моменту (kM_{12}), котрий сприймається арматурою, яка доводиться до опор в межах ділянки 2lacos45°, відносно загального згинального моменту M_{12}, котрий сприймається всією робочою арматурою, що перетинається лінійним шарніром.

Кути повороту у формулі (3.24) визначаються за залежностями (3.5) та (3.6).

Після підстановки виразів (3.5) – (3.6) у рівняння (3.24) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 8M_{12} f\left(1 - 2a\right) + 8kM_{12} f\,2a + 8M_{\sup} f\ . \qquad (3.25)$$

Значення згинального моменту M_{12} на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром та визначається за залежністю (3.8).

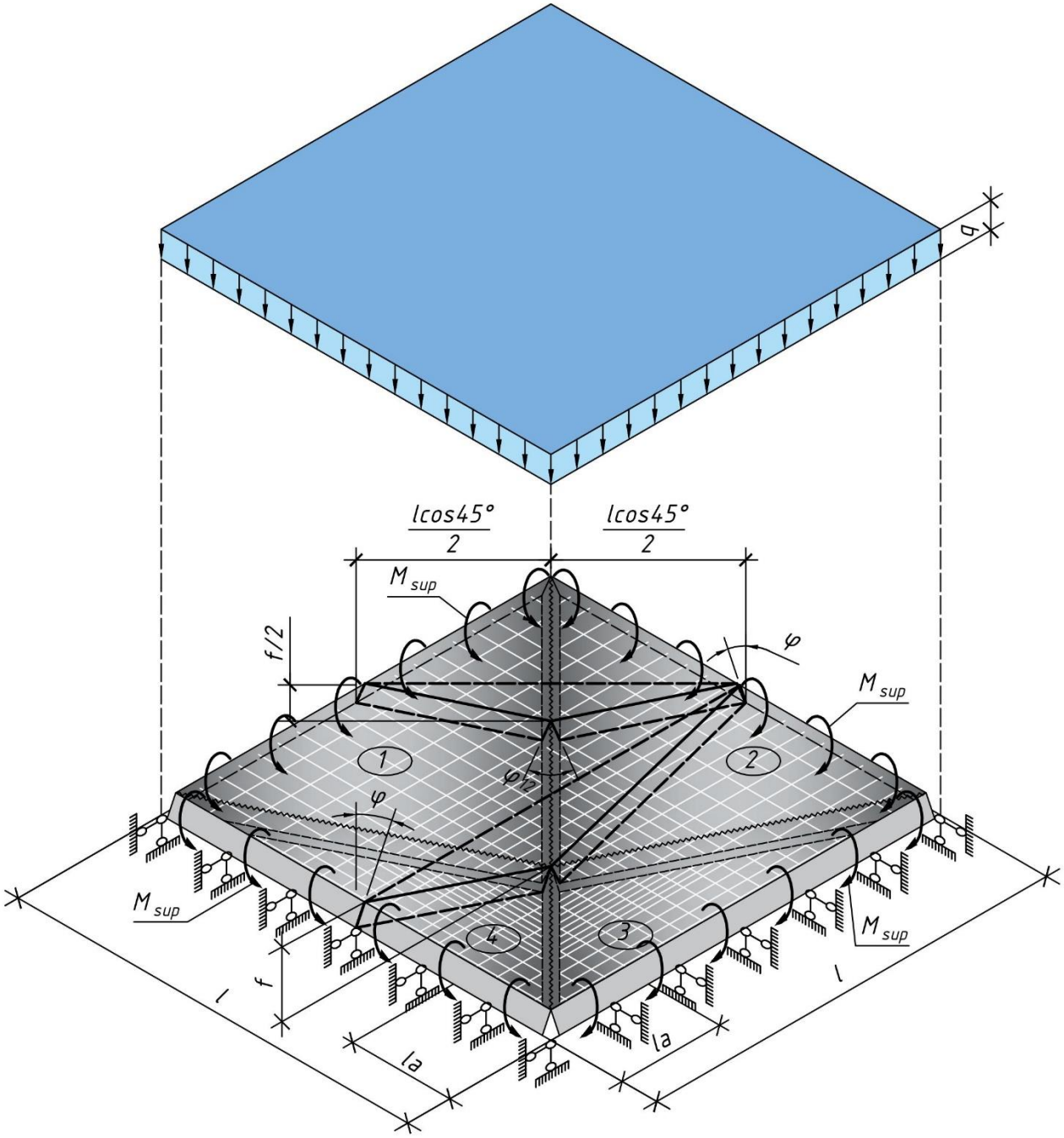


Рисунок 3.8 – Розрахункова кінематична схема 1 зламу середньої плити з обривом арматури

У випадку, якщо арматура плити в прольоті не обривається рівняння (3.1) з урахуванням (3.3), (3.8) та (3.24) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{3} = 8\left(M_{Rd}\left(1+2a\left(k-1\right)\right)+M_{\sup}\right). \qquad (3.26)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.6) із заданим армуванням із обривом арматури, може бути визначене з рівняння (3.26) за формулою:

$$q = \frac{24\left(M_{Rd}\left(1+2a\left(k-1\right)\right)+M_{\sup}\right)}{l^2}, \tag{3.27}$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Якщо 50% арматури обривається на відстані 1/4 від грані опори, тобто k = 0,5, a = 0,25, то граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита кінематичною схемою руйнування (рис. 3.8) становить

$$q = \frac{18M_{Rd}+24M_{\sup}}{l^2} \tag{3.28}$$

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити розв’язується за формулою (3.13), в якій

$$\overline{\alpha}_m = \frac{ql^2-24M_{\sup}}{24\left(1+2a\left(k-1\right)\right)f_{cd}d^2}. \tag{3.29}$$

При розгляді середньої плити з обривом арматури можлива реалізація іншої кінематичної схеми 2 її руйнування (рис. 3.9), при якій пластичні шарніри утворюються також в місцях обриву арматури, тобто на відстані la від опор.

Для розглядуваної кінематичної схеми руйнування середня плита в граничному стані від дії рівномірно розподіленого по її площі навантаження q набуває форму зрізаної піраміди з висотою, що дорівнює прогину f (рис. 3.9). Тому віртуальна робота зовнішніх сил в (3.1) визначається за формулою:

$$W_{Ed} = 8\int_0^{la} qdx \int_0^{\frac{l}{2}-x} \frac{fx}{la}dz + qfl^2\left(1-2a\right)^2 = \frac{qfl^2}{3}\left(3-6a+4a^2\right). \tag{3.30}$$

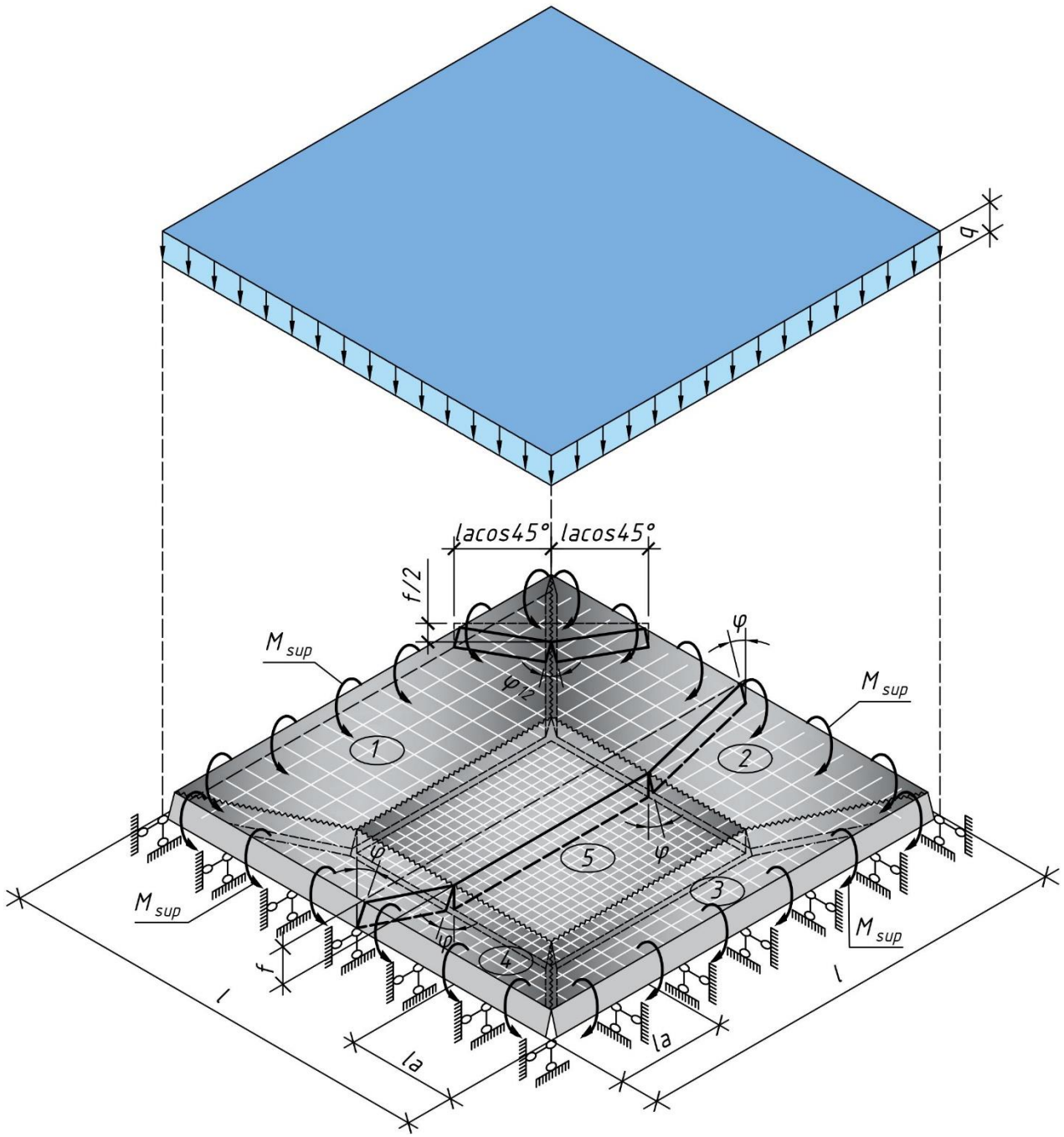


Рисунок 3.9 – Розрахункова кінематична схема 2 зламу середньої плити з обривом арматури

У розрахунку несучої здатності середня плита розглядається як шарнірно оперта. При цьому в лінійних шарнірах, що утворені в місцях з’єднань з міжколонними плитами, діє рівномірно розподілений згинальний момент M_{sup}, який виникає в петлевому стику. Ураховуючи введені позначення, робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом:

$$W_{Rd} = 4kM_{12}\varphi_{12}2la\cos 45^0 + 4kM_{25}\varphi_{25}\left(l - 2la\right) + 4M_{\sup}\varphi l\,, \qquad (3.31)$$

де kM_{12} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{12} = kM_{23} = kM_{34} = kM_{41}$;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частку загального згинального моменту M_{Rd}, котра може бути сприйнята тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки la;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi_{23} = \varphi_{34} = \varphi_{41}$;

kM_{25} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 2 та 5 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{15} = kM_{25} = kM_{35} = kM_{45}$;

φ_{25} – взаємний кут повороту суміжних дисків 2 та 5, $\varphi_{15} = \varphi_{25} = \varphi_{35} = \varphi_{45} = \varphi$;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення;

$M_{\sup} = 51 / 6 = 8{,}5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, який виникає в петлевому стику.

У формулі (3.31) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \operatorname{tg}\varphi = \frac{f}{la}\,, \qquad (3.32)$$

$$\varphi_{12} \approx \operatorname{tg}\varphi_{12} = \frac{f}{la\cos 45^0}\,. \qquad (3.33)$$

Після підстановки виразів (3.32) – (3.33) у рівняння (3.31) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 4kM_{12}2f + 4kM_{25}f\frac{\left(1-2a\right)}{a} + 4M_{\sup}\frac{f}{a}\,. \qquad (3.34)$$

Згинальний момент M_{12} визначається за залежністю (3.8), а згинальний момент M_{25} визначається за рівністю

$$M_{25} = M_{Rd}\,. \qquad (3.35)$$

Рівняння (3.1) з урахуванням (3.8), (3.30), (3.34) та (3.35) набуває вигляду

$$\frac{ql^2}{3}\left(3-6a+4a^2\right)=\frac{4}{a}\left(kM_{Rd}+M_{\sup}\right). \tag{3.36}$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою 2 руйнування (рис. 3.9) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.36) за формулою:

$$q=\frac{12\left(kM_{Rd}+M_{\sup}\right)}{l^2a\left(3-6a+4a^2\right)}, \tag{3.37}$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12);

Якщо 50% арматури обривається на відстані 1/4 від грані опори, тобто k = 0,5, a = 0,25, то граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита кінематичною схемою руйнування (рис. 3.9) становить

$$q=\frac{6M_{Rd}+12M_{\sup}}{0,4375l^2}\approx\frac{13,7M_{Rd}+27,4M_{\sup}}{l^2}. \tag{3.38}$$

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити при заданому навантаженні розв’язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів з використанням залежності (3.36) за формулою (3.13), в якій

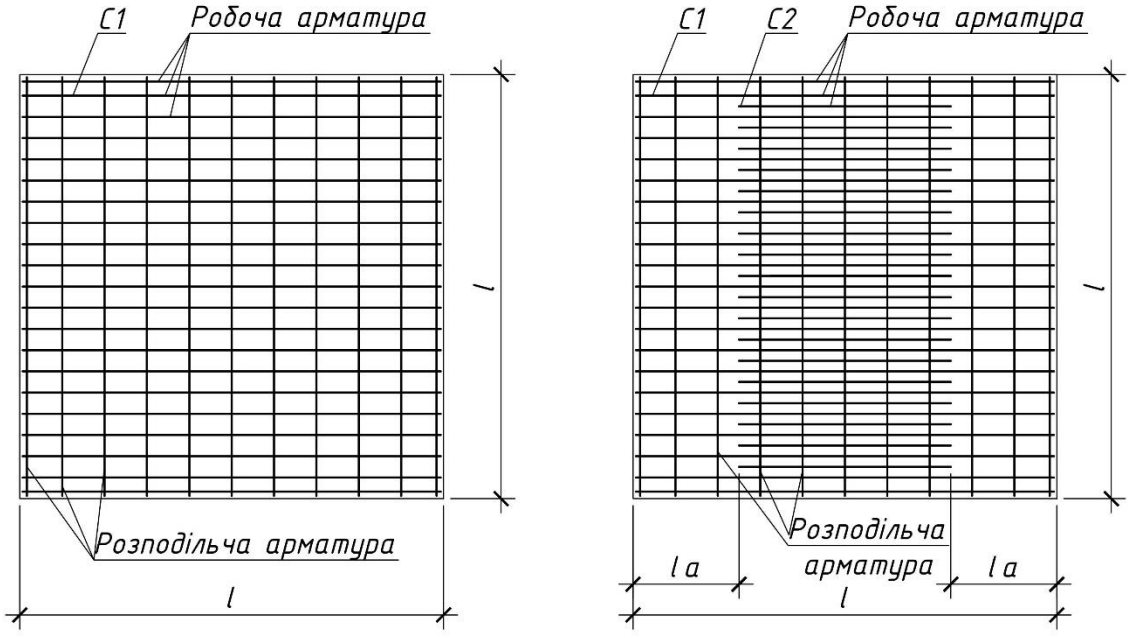
$$\bar{\alpha}_m=\frac{ql^2a\left(3-6a+4a^2\right)-12M_{\sup}}{12\left(1+a\left(k-2\right)\right)f_{cd}d^2}. \tag{3.39}$$

З використанням формули (3.27) обчислено, що розрахункове граничне навантаження, яке може сприйняти у складі збірного безкапітельно-безбалкового перекриття середня плита, виготовлена з бетону класу С20/25, армована в розтягнутій зоні (12Ø8+7Ø8)А400С (k = 0,63; a = 0,188), складає

q = 54,59 кН/м^2. Без урахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття, тобто при M_{sup} = 0, за (3.27) отримано q = 31,93 кН/м^2. Отже, врахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття шляхом введення в розрахунок згинального моменту M_{sup}, котрий сприймається петлевим стиком збірних плит, на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги, виявило резерв несучої здатності середньої плити, який у розглянутому випадку становить 42%.

3.3 Розрахунок міжколонної плити

Міжколонна плита являє собою квадратну плоску залізобетонну плиту армовану сіткою з робочою арматурою розташованою в одному напрямі (рис. 3.10, *а*). З метою економії арматури доцільно виконувати армування плити двома сітками, робочі стержні однієї з яких не доводяться до опор на деяку визначену відстань *la*, де *a* – частка ділянки плити з обривом арматури відносно загальної довжини плити (зазвичай *a* = 1/4) (рис. 3.10, *б*).



а) *б*)

Рисунок 3.10 – Схеми армування міжколонної плити: *а*) – без обриву арматури; *б*) – з обривом арматури

Міжколонна плита спирається з двох протилежних сторін на надколонні плити та завантажена рівномірно розподіленим навантаженням по її площі. На надколонну плиту спираються середні плити, тому вона також завантажена реакціями опор середньої плити, котрі являють собою трикутно розподілене лінійне навантаження вздовж протилежних граней міжколонної плити. Стики міжколонної плити з середньою та надколонною плитою характеризується сприйняттям визначеного значення згинального моменту. В розрахунку міжколонна плита розглядається як шарнірно оперта по двох сторонах. При цьому вздовж контуру міжколонної плити діє рівномірно розподілений за довжиною згинальний момент M_{sup}, що виникає в стику плит (рис. 3.11 – 3.12).

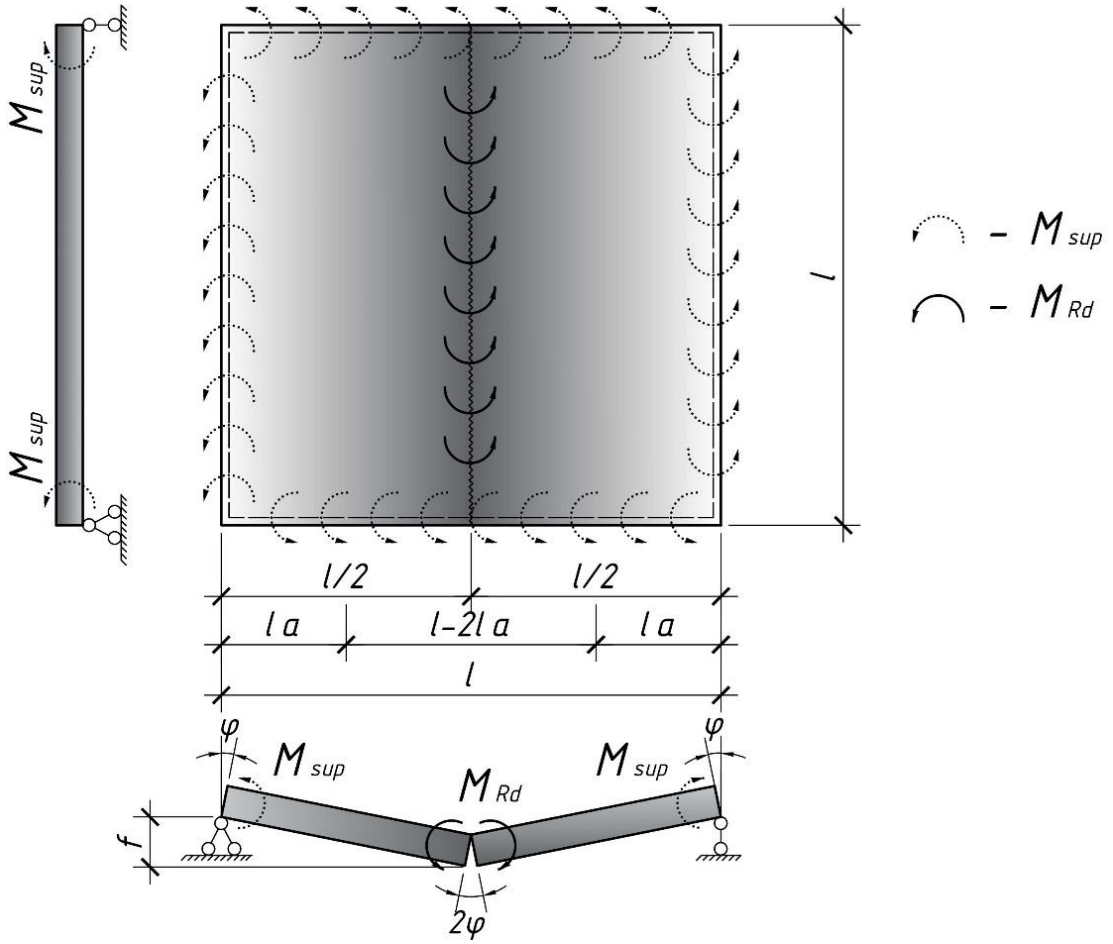


Рисунок 3.11 – Можлива схема 1 зламу міжколонної плити

Для міжколонної плити як без обриву арматури, так і з обривом арматури характерною та підтвердженою експериментально [284] є схема розламу на два

диски з утворенням лінійного пластичного шарніра по середині плити вздовж опорних шарнірів (рис. 3.11). В лінійному пластичному шарнірі в момент розламу діє внутрішній згинальний момент M_{Rd}, котрий залежить від площі робочої арматури плити, яка перетинається лінійним шарніром. У випадку обриву арматури на довжину la від опор розглядувана схема розламу не зміниться, оскільки лінійний пластичний шарнір перетинає всю робочу арматуру, тому згинальний момент в ньому не зміниться при обриві арматури, за умови, що $la < l / 2$.

У випадку обриву частини арматури в прольоті для міжколонної плити можливою стає також схема 2 розламу плити, якій лінійні пластичні шарніри утворюються вздовж ліній обриву арматури паралельно опорним шарнірам (рис. 3.12). В цьому випадку у всіх лінійних пластичних шарнірах діятимуть зменшені згинальні моменти kM_{Rd}.

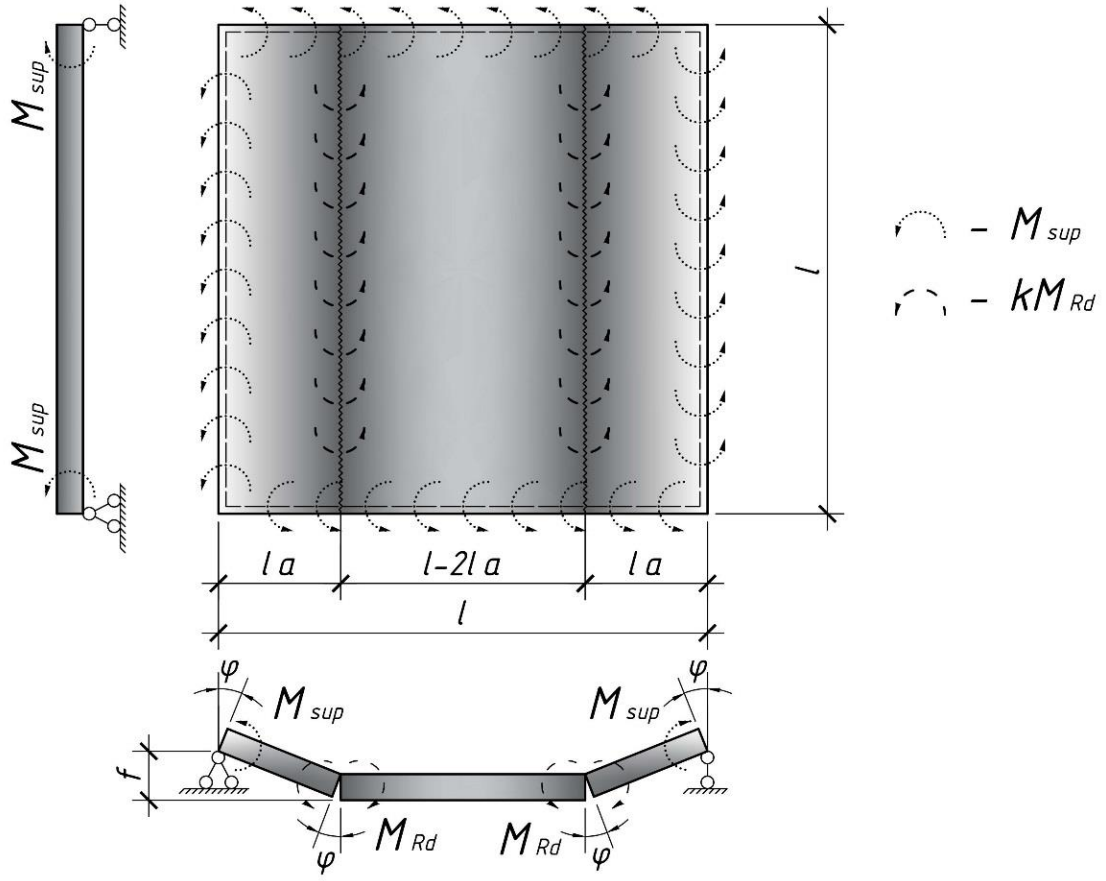


Рисунок 3.12 – Можлива схема 2 зламу міжколонної плити з обривом арматури

3.3.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті

Міжколонна плита безбалкового перекриття розміром $l \times l$ сприймає такі навантаження: рівномірно розподілене q по всьому перекриттю, а також навантаження $p(l)$ від реакції опор середніх плит розподіленого у вигляді трикутників по протилежним граням міжколонної плити. Це розподілене навантаження на міжколонну плиту передається від двох сусідніх середніх плит. Оскільки кожна середня плита спирається уздовж 4 сторін на міжколонні плити, то на одну міжколонну плиту передається навантаження з 1/4 площі середньої плити з кожної сторони. Ця площа за формою являє собою трикутник, тому приведене погоне навантаження на міжколонну плиту буде трикутноподібним із максимальним значенням ординати $ql/2$ по середині прольоту. Міжколонна плита фактично є ригелем за характером роботи та схемами обпирання.

Відповідно до застосованої кінематичної схеми (рис. 3.13), руйнування міжколонної плити відбувається в результаті утворення в ній лінійного пластичного шарніру знизу посередині плити.

Робота зовнішніх сил в міжколонній плиті в (3.1) визначається за формулою

$$W_{Ed} = 2\int_0^{\frac{l}{2}} q dx \int_0^{l} \frac{2fx}{l} dz + 4\int_0^{\frac{l}{2}} qx \frac{2fx}{l} dx = \frac{5qfl^2}{6} \qquad (3.40)$$

Робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = M_{12}\varphi_{12} l + 2M_{\sup}\varphi l\,, \qquad (3.41)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент, що виникає при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2;

M_{sup} = 8,5 кН·м/м – внутрішній згинальний момент, що виникає в петлевому стику на одиницю його довжини;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

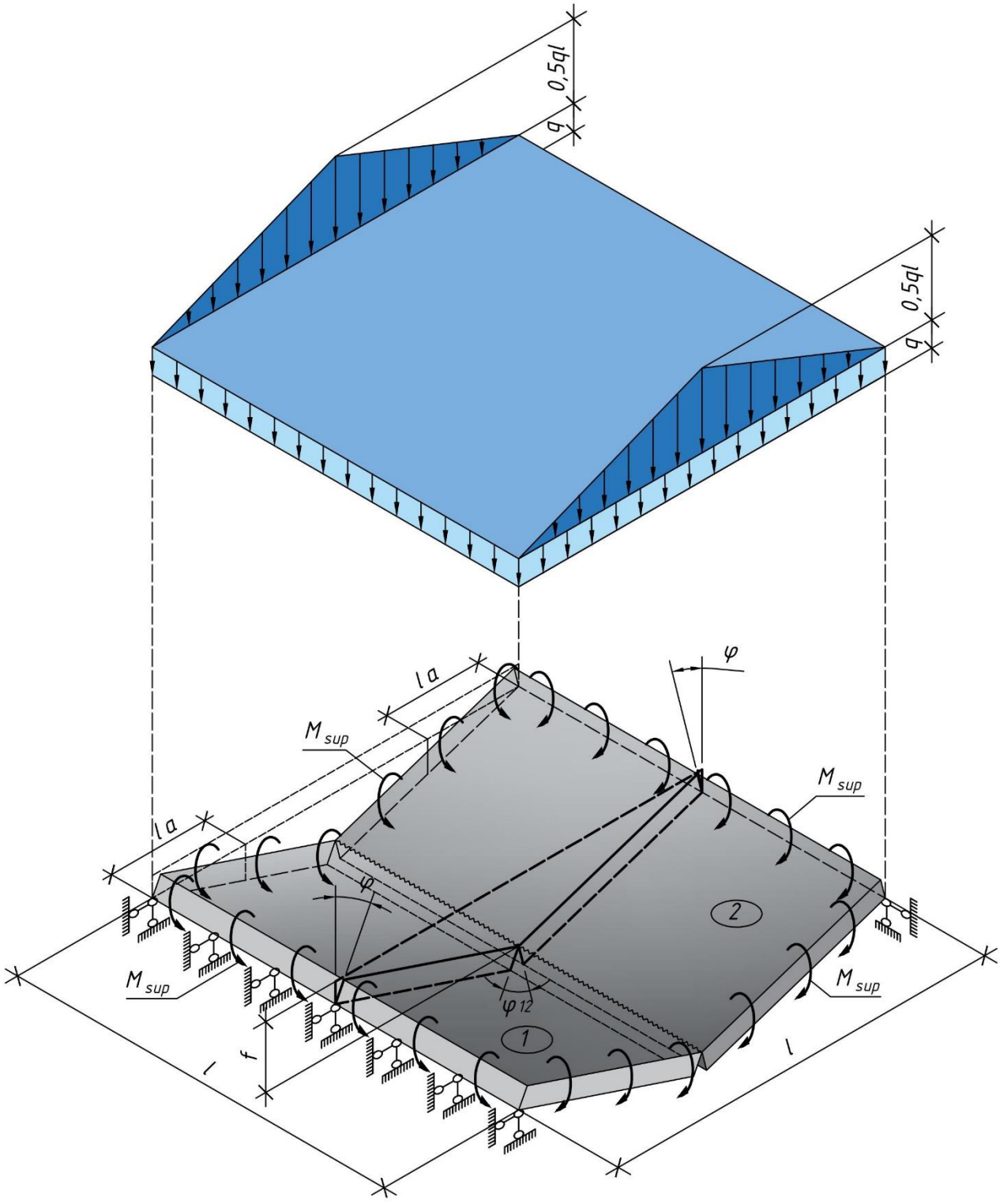


Рисунок 3.13 – Розрахункова кінематична схема 1 зламу міжколонної плити

У формулі (3.41) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \mathrm{tg}\varphi = \frac{2f}{l} \tag{3.42}$$

$$\varphi_{12} = 2\varphi \approx \frac{4f}{l} \tag{3.43}$$

Після підстановки виразів (3.42) – (3.43) у рівняння (3.41) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 4M_{12}f + 4M_{\sup}f \tag{3.44}$$

Рівняння (3.44) містить згинальний момент M_{12}, значення якого на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Розглядуваний шарнір перетинає всю робочу арматуру, яка розташована в одному напрямі, тому значення згинального моменту M_{12} визначається як

$$M_{12} = M_{Rd}, \tag{3.45}$$

де згинальний момент M_{Rd}, що сприймається міжколонною плитою в одному напрямі обчислюється за формулою (3.9).

Рівняння (3.1) з урахуванням (3.40), (3.44) та (3.45) набуває вигляду

$$\frac{5ql^2}{6} = 4\left(M_{Rd} + M_{\sup}\right) \tag{3.46}$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти міжколонна плита як без обриву арматури, так і з обривом арматури (при умові її відповідного анкерування) за розглядуваною кінематичною схемою руйнування (рис. 3.13) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.46) за формулою:

$$q = \frac{24\left(M_{Rd} + M_{\sup}\right)}{5l^2}, \tag{3.47}$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити, що обчислюється за формулою (3.12).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{5ql^2 - 24M_{\sup}}{24 f_{cd} d^2} \tag{3.48}$$

3.3.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті

При обриві частини арматури міжколонної плити в прольоті другою можливою схемою її руйнування буде утворення лінійних пластичних шарнірів в місцях обриву арматури, тобто на відстані *la* від опор (рис. 3.14). При цьому схема завантаження та спирання плити залишиться незміною.

Робота зовнішніх сил в міжколонній плиті відповідно до розрахункової схеми (рис. 3.14) в (3.1) визначається за формулою

$$W_{Ed} = 2\int_0^{la} q\frac{fx}{a}dx + qfl^2\left(1-2a\right) + 4\int_0^{la} qx\frac{fx}{la}dx + 4\int_{la}^{\frac{l}{2}} qxfdx = \frac{qfl^2}{6}\left(9-6a-4a^2\right). \tag{3.49}$$

Робота внутрішніх моментів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 2kM_{12}\varphi_{12}l + 2M_{\sup}\varphi l\,, \tag{3.50}$$

де kM_{12} – внутрішній згинальний момент, що виникає при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{12} = kM_{23}$;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частку загального згинального моменту M_{Rd}, котра може бути сприйнята тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки *la*;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi$;

M_{sup} = 8,5 кН·м/м – внутрішній згинальний момент, що виникає в петлевому стику на одиницю його довжини;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

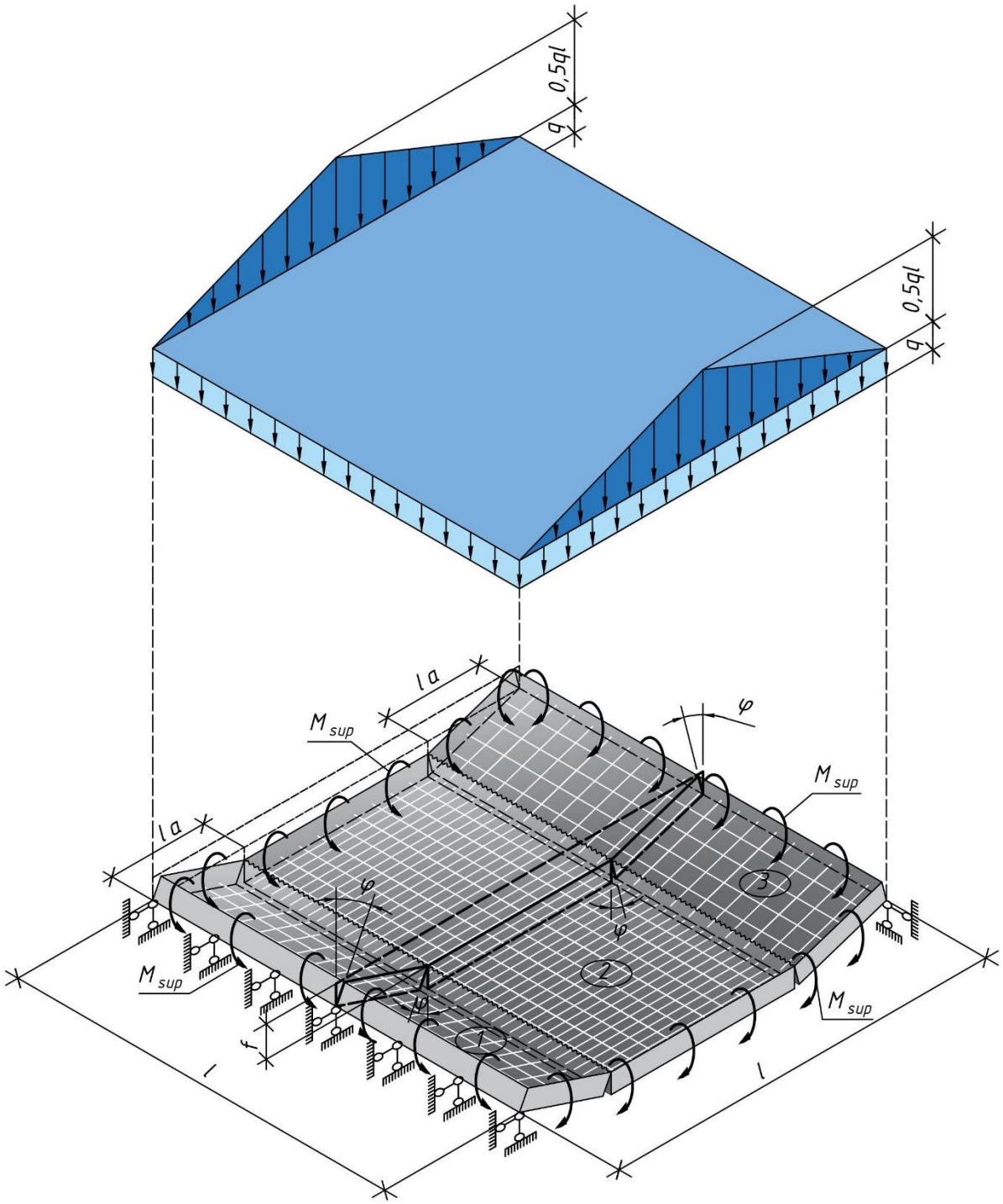


Рисунок 3.14 – Розрахункова кінематична схема 2 зламу міжколонної плити з обривом арматури

У формулі (3.50) кут повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \mathrm{tg}\varphi = \frac{f}{la}. \tag{3.51}$$

Після підстановки виразів (3.51) у рівняння (3.50) отримаємо, що

$$W_{Rd} = \frac{2f}{a}\left(kM_{12} + M_{\sup}\right). \tag{3.52}$$

Значення згинального моменту M_{12} визначається за рівністю (3.45).

У випадку, якщо арматура плити в прольоті обривається рівняння (3.1) з урахуванням(3.49), (3.52) та (3.45) набуває вигляду

$$\frac{qfl^2}{6}\left(9 - 6a - 4a^2\right) = \frac{2f}{a}\left(kM_{Rd} + M_{\sup}\right). \tag{3.53}$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.14) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.53) за формулою:

$$q = \frac{12\left(kM_{Rd} + M_{\sup}\right)}{l^2 a\left(9 - 6a - 4a^2\right)}, \tag{3.54}$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Якщо 50% арматури обривається на відстані 1/4 від грані опори, тобто $k = 0{,}5$, $a = 0{,}25$, то граничне навантаження, яке може сприйняти міжколонна плита кінематичною схемою руйнування (рис. 3.14) становить

$$q = \frac{6M_{Rd} + 12M_{\sup}}{1{,}8125l^2} \approx \frac{10{,}9M_{Rd} + 6{,}6M_{\sup}}{l^2}. \tag{3.55}$$

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 a\left(9 - 6a - 4a^2\right) - 12M_{\sup}}{12kf_{cd}d^2}. \qquad (3.56)$$

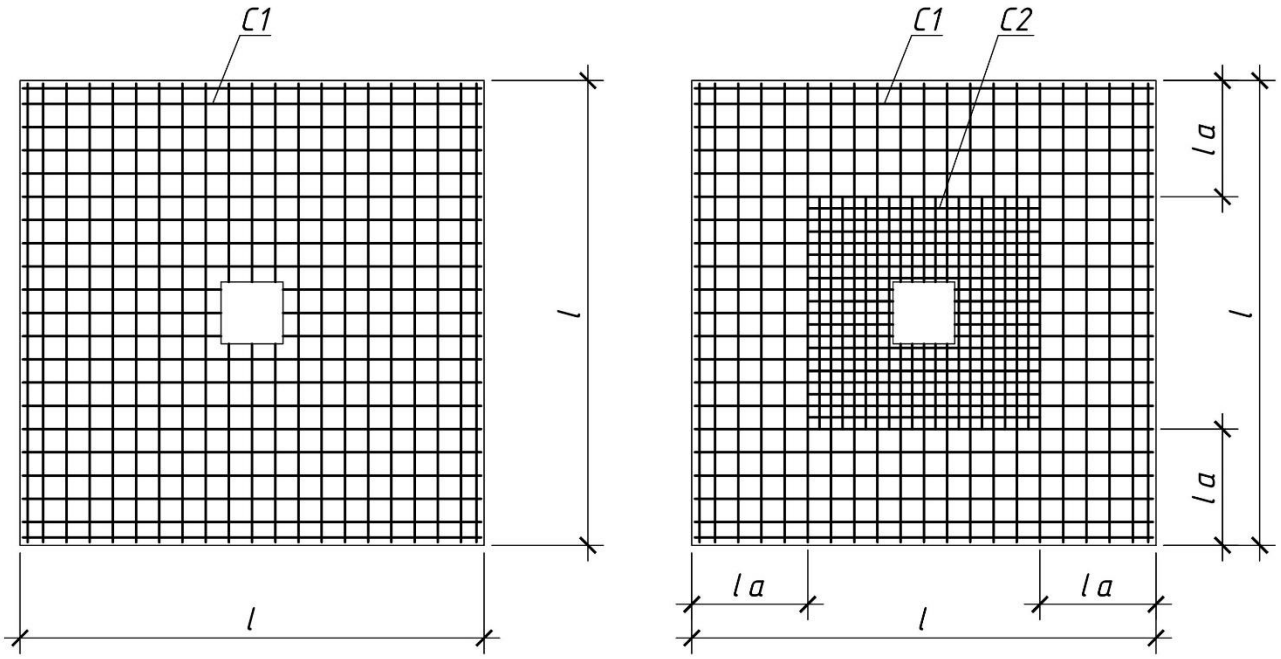
З використанням формули (3.47) обчислено, що розрахункове граничне навантаження, яке може сприйняти у складі збірного безкапітельно-безбалкового перекриття міжколонна плита, виготовлена з бетону класу С20/25, армована в розтягнутій зоні 21Ø10А400С, складає q = 16,99 кН/м^2. Без урахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття, тобто при M_{sup} = 0, за (3.47) отримано q = 12,45 кН/м^2. Отже, врахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття шляхом введення в розрахунок згинального моменту M_{sup}, котрий сприймається петлевим стиком збірних плит, на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги, виявило резерв несучої здатності міжколонної плити, який у розглянутому випадку становить 27%.

3.4 Розрахунок надколонної плити

Надколонна плита являє собою квадратну плоску залізобетонну плиту з отвором по центру для її монтажу на колоні. Ця плита армується сіткою з однаковою площею робочих арматурних стержнів в ортогональних напрямах (рис. 3.15, *а*). З метою економії арматури доцільно виконувати армування плити двома сітками, стержні однієї з яких не доводяться до опор на деяку визначену відстань *la*, де *а* – частка ділянки плити з обривом арматури відносно загальної довжини плити (зазвичай *а* = 1/4) (рис. 3.15, *б*).

Надколонна плита закріплена по контуру отвору на колоні і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням по її площі. На надколонну плиту спираються міжколонні плити, тому вона також завантажена реакціями опор

міжколонних плит, котрі являють собою рівномірно розподілене лінійне навантаження прикладене вздовж контуру надколонної плити. Стик надколонної плити з колоною в розрахунку приймається жорстким, отже розрахунковою схемою надколонної плити буде плита защемлена в межах контуру отвору. Стики надколонної плити з міжколонними плитами характеризується сприйняттям визначеного значення згинального моменту, тому в розрахунку вздовж зовнішнього контуру надколонної плити діє рівномірно розподілений за довжиною згинальний момент M_{sup}, що виникає в стику плит (рис. 3.16 – 3.18).



а) *б*)

Рисунок 3.15 – Схеми армування надколонної плити: *а*) – без обриву арматури; *б*) – з обривом арматури

Завдяки симетрії контуру та навантаження можливі схеми зламу надколонної плити також будуть симетричними. Для плити без обриву арматури характерною та підтвердженою експериментально [284] є схема розламу на чотири диски з утворенням лінійних пластичних шарнірів по діагоналям плити, а також вздовж контуру отвору (рис. 3.16). В лінійних шарнірах в момент

розламу діють внутрішні згинальні моменти M_{Rd}, котрі залежать від площі робочої арматури плити, котра перетинається лінійним шарніром. У випадку обриву арматури в розглядуваній схемі розламу на ділянках лінійних шарнірів довжиною la / cos45° діятимуть зменшені моменти kM_{Rd} (рис. 3.17), де k – частка площі робочої арматури, котра не обривається, відносно всієї площі робочої арматури, що перетинається лінійним шарніром.

У випадку обриву частини арматури в прольоті для надколонної плити можлива також схема 2 розламу плити, якій лінійні пластичні шарніри утворюються вздовж ліній обриву арматури та по діагоналям плити (рис. 3.18). В цьому випадку у всіх лінійних шарнірах діятимуть зменшені згинальні моменти kM_{Rd}.

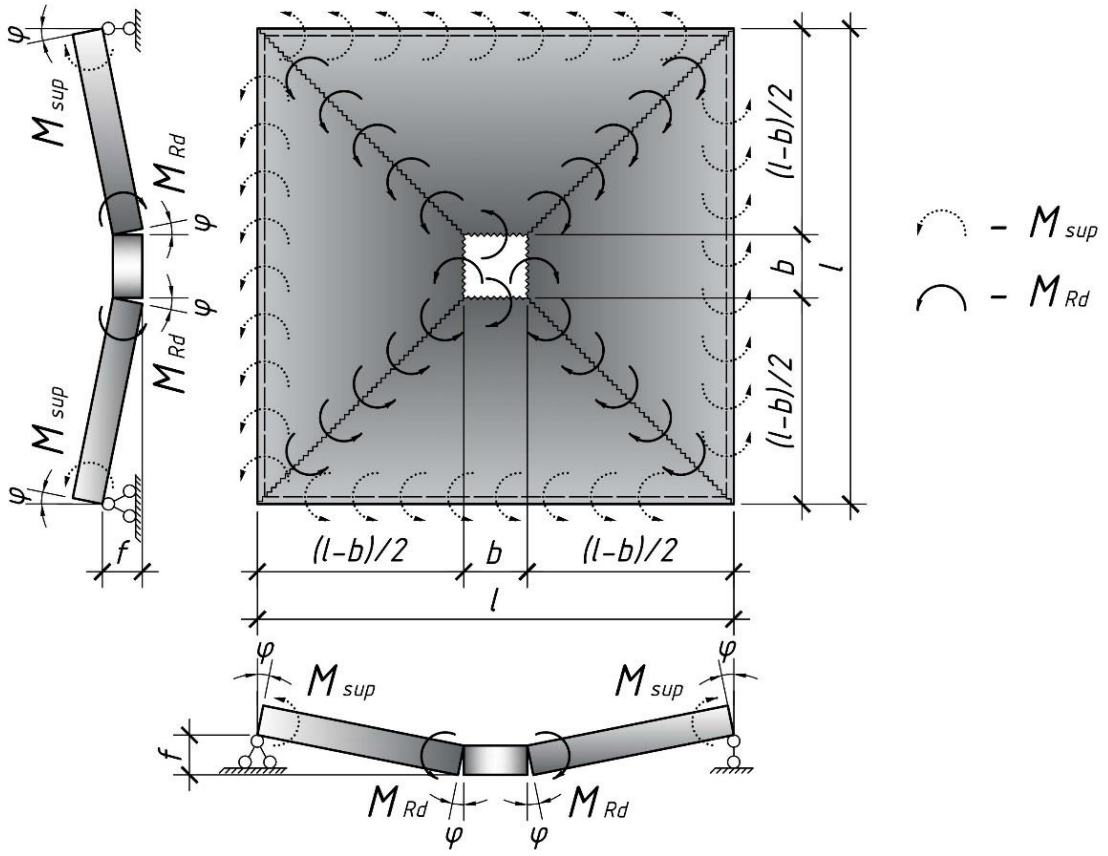


Рисунок 3.16 – Можлива схема зламу надколонної плити без обриву арматури

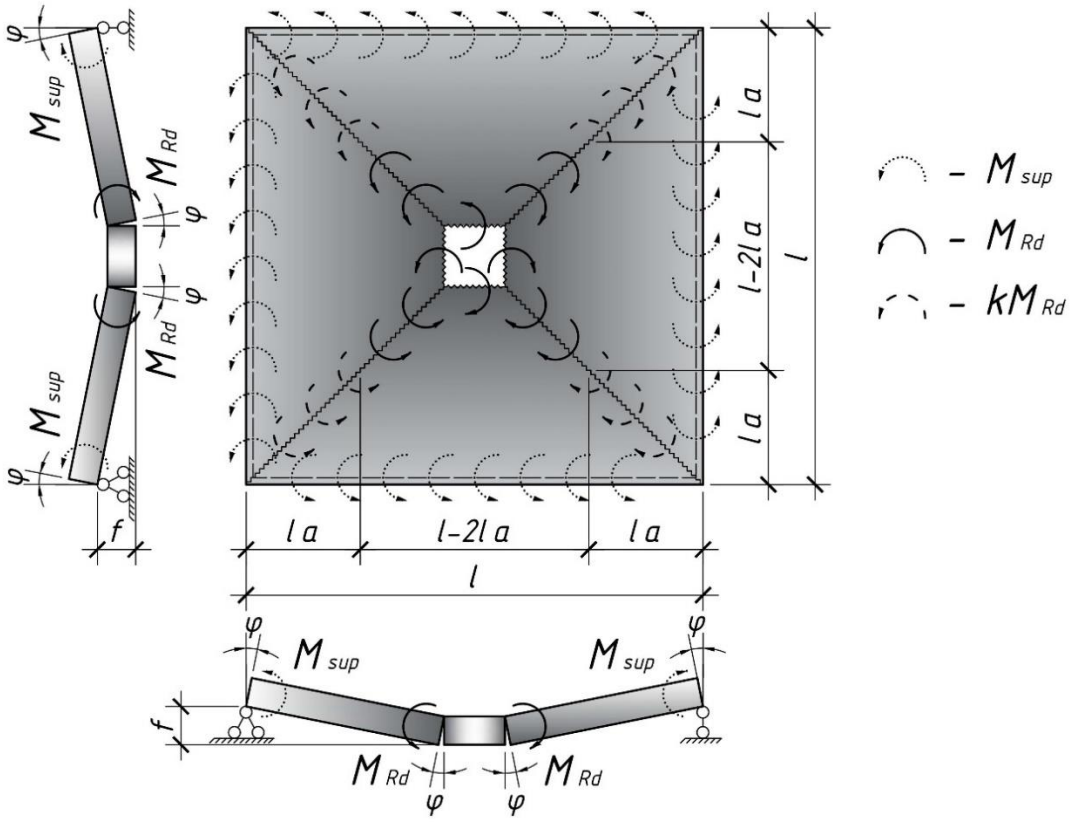


Рисунок 3.17 – Можлива схема 1 зламу надколонної плити з обривом арматури

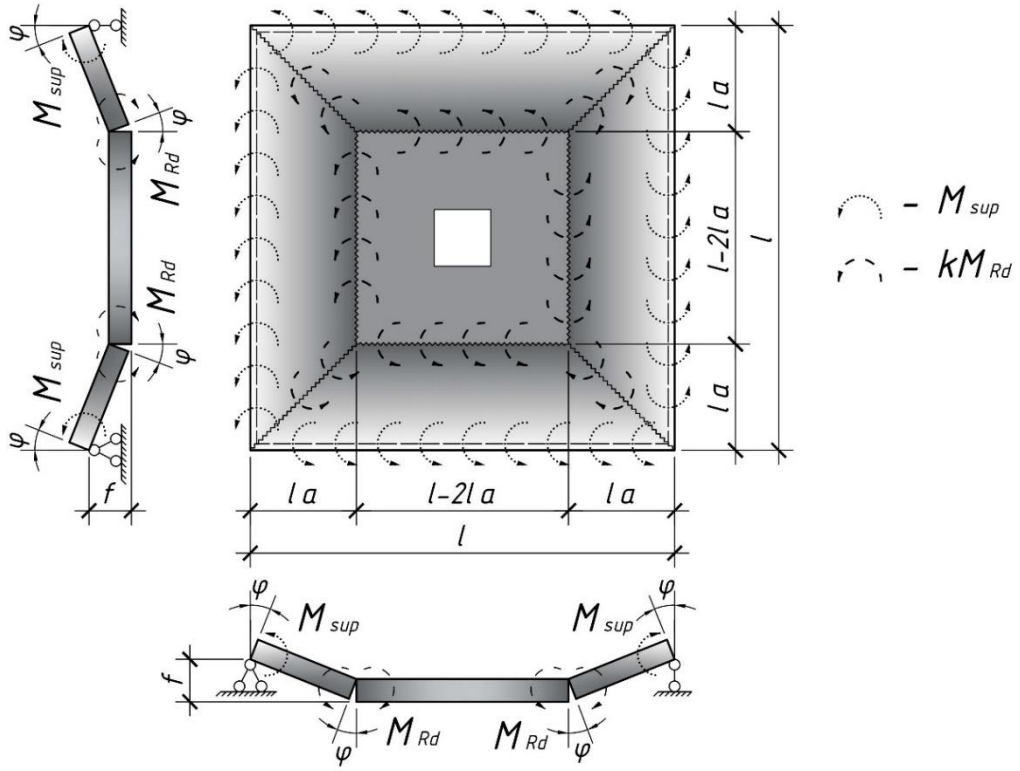


Рисунок 3.18 – Можлива схема 2 зламу надколонної плити з обривом арматури

3.4.1 Розрахунок без обриву арматури в прольоті

Надколонні плити безбалкового перекриття сприймають такі навантаження: рівномірно розподілене q по всьому перекриттю, а також навантаження p від реакції опор міжколонних плит, рівномірно розподілене вздовж зовнішнього контуру плити. Оскільки кожна міжколонна плита спирається по 2 сторонам на надколонні плити, то на одну надколонну плиту передається навантаження з 1/2 площі міжколонної плити з кожної сторони. Ця площа за формою являє собою прямокутник, тому приведене погоне навантаження на надколонну плиту буде рівномірно розподіленим із максимальним значенням ординати $0{,}75ql$. Надколонна плита жорстко закріплена в середній частині у межах отвору і працює як консоль у чотирьох напрямах.

Відповідно до можливої кінематичної схеми (рис. 3.19), руйнування надколонної плити без обриву арматури відбувається в результаті її розділення на чотири диски діагональними лінійними шарнірами з утворенням лінійних пластичних шарнірів у місцях закріплення по периметру отвору.

Робота зовнішніх сил в надколонній плиті в (3.1) визначається за формулою

$$W_{Ed} = 8\int_0^{\frac{l-b}{2}} qdx \int_0^{\frac{l}{2}-x} \left(f - \frac{2fx}{l-b} \right) dz + 0{,}75ql \cdot 4fl = \\ = \frac{qf\left(2l^2 - lb - b^2\right)}{3} + 3qfl^2 = \frac{qf\left(11l^2 - lb - b^2\right)}{3} \tag{3.57}$$

Робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}\left(l-b\right)\cos 45^0 + 4M_1\varphi b + 4M_{\sup}\varphi l \tag{3.58}$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент, що виникає при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{41}$;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2;

M_1 – внутрішній згинальний момент, що виникає при відламуванні диска 1 від опори вздовж грані отвору на одиницю довжини пластичного шарніра, що утворився по лінії відламування, $M_1 = M_2 = M_3 = M_4$;

M_{sup} = 8,5 кН·м/м – внутрішній згинальний момент, що виникає в петлевому стику;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення.

У формулі (3.58) кути повороту дисків можна виразити наступним чином:

$$\varphi \approx \text{tg}\varphi = \frac{2f}{l-b}, \tag{3.59}$$

$$\varphi_{12} \approx \text{tg}\varphi_{12} = \frac{2f}{(l-b)\cos 45^0}. \tag{3.60}$$

Після підстановки виразів (3.59) – (3.60) у рівняння (3.58) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 8M_{12}f + 8M_1 f\frac{b}{l-b} + 8M_{\text{sup}}\, f\frac{l}{l-b}. \tag{3.61}$$

В рівнянні (3.61) згинальний момент M_{12}, визначається за формулою (3.8). Рівняння (3.61) містить також згинальний момент M_1, значення якого на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром. Розглядуваний шарнір перетинає всю робочу арматуру, яка розташована в одному напрямі, тому значення згинального моменту M_1 визначається як

$$M_1 = M_{Rd}. \tag{3.62}$$

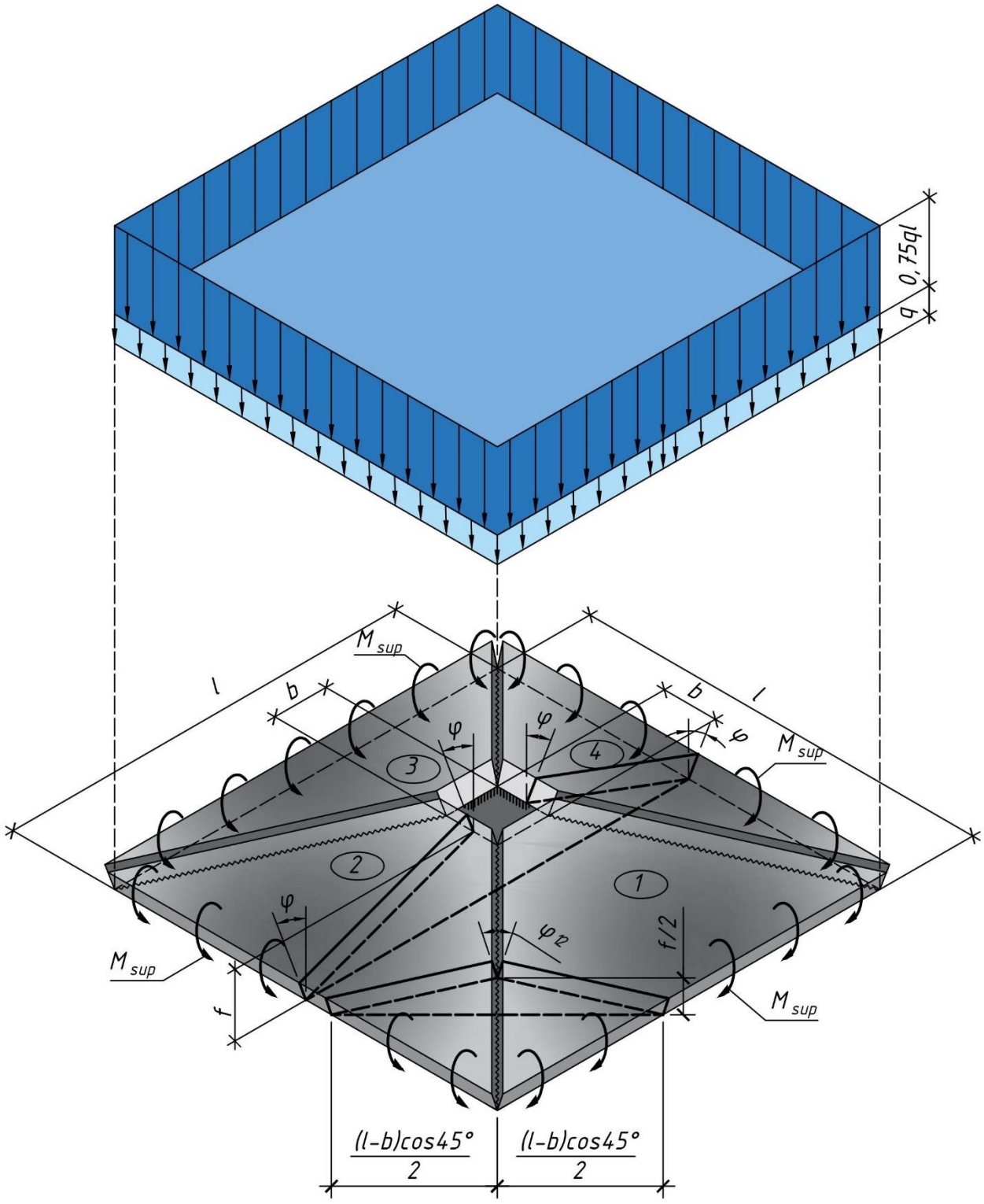


Рисунок 3.19 – Розрахункова кінематична схема зламу надколонної плити без обриву арматури

З урахуванням цього рівняння (3.1) з використанням (3.57), (3.61), (3.8) та (3.45) для випадку, якщо арматура плити в прольоті не обривається, набуває вигляду

$$\frac{q\left(11l^2 - lb - b^2\right)}{3} = 8\frac{l}{l-b}\left(M_{Rd} + M_{\sup}\right). \quad (3.63)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти надколонна плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.19) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.63) за формулою:

$$q = \frac{24l\left(M_{Rd} + M_{\sup}\right)}{11l^3 - 12l^2b + b^3}, \quad (3.64)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{q\left(11l^3 - 12l^2b + b^3\right) - 24lM_{\sup}}{24 f_{cd} l d^2}. \quad (3.65)$$

3.4.2 Розрахунок з обривом арматури в прольоті

При обриві частини арматурних стержнів на відстані *la* від опори можливими є дві схеми розламу (рис. 3.17 – 3.18) надколонної плити.

Для схеми 1 (рис. 3.20) віртуальна робота зовнішніх сил визначається за формулою (3.57). Розрахункова кінематична робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4M_{12}\varphi_{12}\left(l - b - 2la\right)\cos 45^0 + 4kM_{12}\varphi_{12}2la\cos 45^0 + 4M_1\varphi b + 4M_{\sup}\varphi l, \quad (3.66)$$

де M_{12} – внутрішній згинальний момент на одиницю довжини пластичного шарніра, який виникає на ділянці довжиною $(l - b - 2la)\cos 45°$, що перетинає всі арматурні стержні при розламі плити на суміжні диски 1 та 2, $M_{12} = M_{23} = M_{34} = M_{41}$;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2;

la – довжина/ширина частини плити, в межах якої частина робочої арматури обривається;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частину згинального моменту M_{12}, котрий може бути сприйнятий тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки 2*la*cos45°.

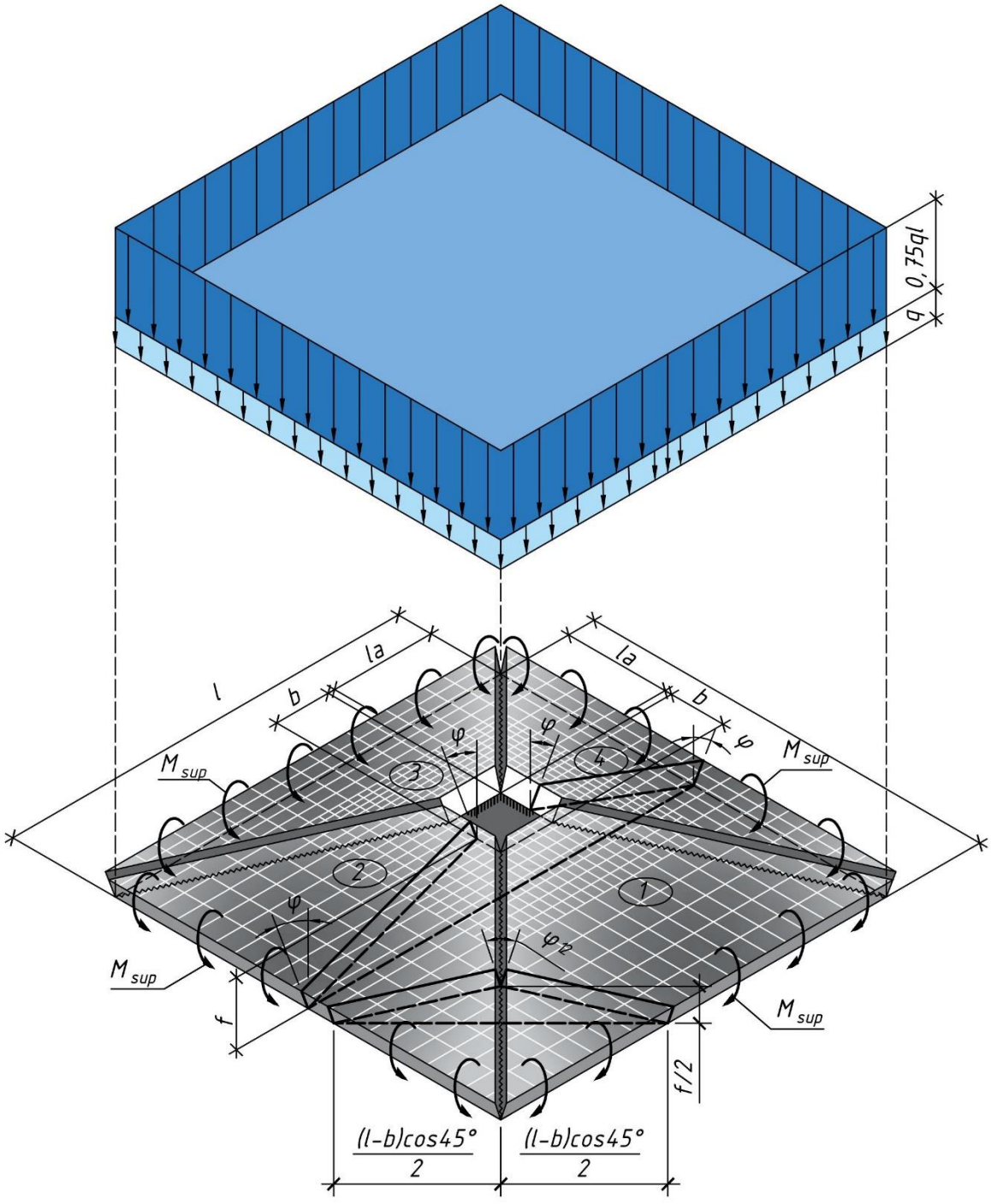


Рисунок 3.20 – Розрахункова кінематична схема 1 зламу надколонної плити з обривом арматури

Кути повороту у формулі (3.66) визначаються за залежностями (3.59) та (3.60). З урахуванням цього робота внутрішніх моментів визначається за залежністю

$$\frac{q\left(11l^2 - lb - b^2\right)}{3} = \frac{8l}{l-b}\left(M_{Rd}\left(1+2a\left(k-1\right)\right) + M_{\sup}\right). \qquad (3.67)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти надколонна плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.20) із заданим армуванням із обривом арматури, може бути визначене з рівняння (3.67) за формулою:

$$q = \frac{24l\left(M_{Rd}\left(1+2a\left(k-1\right)\right) + M_{\sup}\right)}{11l^3 - 12l^2b + b^3}, \qquad (3.68)$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Якщо 50% арматури обривається на відстані 1/4 від грані опори, тобто $k = 0{,}5$, $a = 0{,}25$, то граничне навантаження, яке може сприйняти надколонна плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.20)

$$q = \frac{18M_{Rd}l + 24M_{\sup}l}{11l^3 - 12l^2b + b^3}. \qquad (3.69)$$

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити при заданому навантаженні розв’язується за формулою (3.13), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{q\left(11l^3 - 12l^2b + b^3\right) - 24M_{\sup}l}{24f_{cd}ld^2\left(1+2a\left(k-1\right)\right)}. \qquad (3.70)$$

При розгляді надколонної плити з обривом арматури можлива реалізація іншої кінематичної схеми 2 її руйнування (рис. 3.21), при якій пластичні шарніри утворюються в місцях обриву арматури, тобто на відстані la від опор та вздовж діагоналей плити.

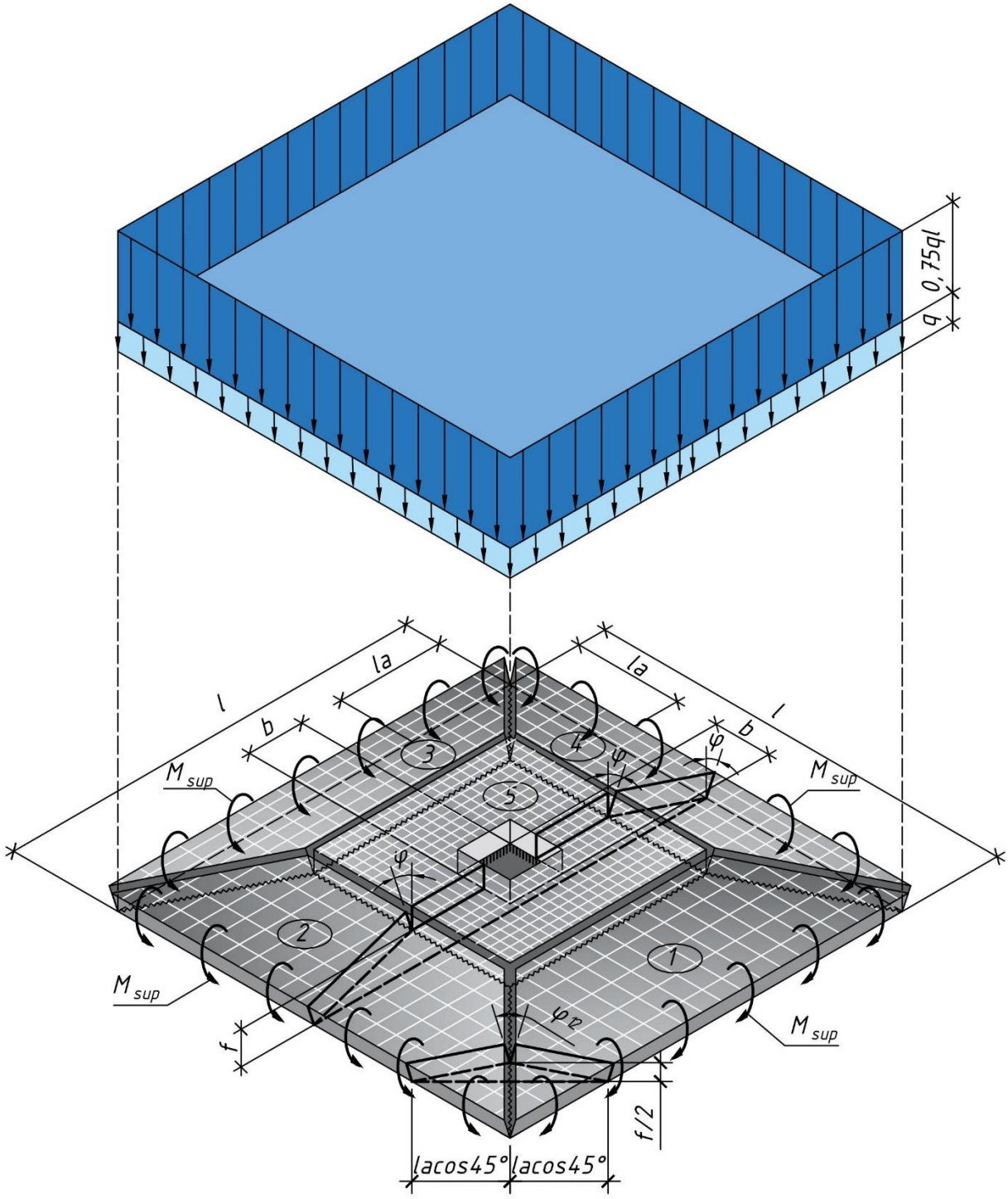


Рисунок 3.21 – Розрахункова кінематична схема 2 зламу надколонної плити з обривом арматури

Робота зовнішніх сил в надколонній плиті в (3.1) визначається за формулою

$$W_{Ed} = 8\int_0^{la} qdx \int_0^{\frac{l}{2}-x} f - \frac{fx}{la}dz = \frac{qfl^2}{3}\left(9 + 6a - 4a^2\right). \qquad (3.71)$$

Робота внутрішніх моментів на відповідних кутах поворотів визначається за виразом

$$W_{Rd} = 4kM_{12}\varphi_{12}\,2la\cos 45^0 + 4kM_{25}\varphi\left(l - 2la\right) + 4M_{\sup}\varphi l \qquad (3.72)$$

де kM_{12} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 1 та 2 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{12} = kM_{23} = kM_{34} = kM_{41}$;

k – коефіцієнт зменшення, що відображає частку загального згинального моменту M_{Rd}, котра може бути сприйнята тільки тією арматурою, яка не обривається та доводиться до опори, в межах ділянки la;

φ_{12} – взаємний кут повороту суміжних дисків 1 та 2, $\varphi_{12} = \varphi_{23} = \varphi_{34} = \varphi_{41}$;

kM_{25} – внутрішній згинальний момент, який діє при розламі плити на суміжні диски 2 та 5 на одиницю довжини пластичного шарніра між цими дисками, $kM_{15} = kM_{25} = kM_{35} = kM_{45}$;

φ_{25} – взаємний кут повороту суміжних дисків 2 та 5, $\varphi_{15} = \varphi_{25} = \varphi_{35} = \varphi_{45} = \varphi$;

φ – кут повороту дисків плити відносно проектного положення;

$M_{\sup} = 51 / 6 = 8{,}5$ кН·м/м – внутрішній згинальний момент, який виникає в петлевому стику.

У формулі (3.72) кути повороту дисків обчислюються за виразами (3.32) та (3.33). Після їх підстановки у рівняння (3.72) отримаємо, що

$$W_{Rd} = 4kM_{12}\,2f + 4kM_{25}f\,\frac{(1-2a)}{a} + 4M_{\sup}\,\frac{f}{a}. \qquad (3.73)$$

В рівнянні (3.73) згинальний момент M_{12}, визначається за формулою (3.8), згинальний момент M_1 визначається за рівністю (3.62).

З урахуванням цього рівняння (3.1), беручи до уваги (3.71), (3.73), (3.8) та (3.62) для випадку, якщо арматура плити в прольоті обривається, набуває вигляду

$$\frac{ql^2\left(9+6a-4a^2\right)}{3}=\frac{4}{a}\left(kM_{Rd}+M_{\sup}\right). \tag{3.74}$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти надколонна плита за кінематичною схемою руйнування (рис. 3.21) із заданим армуванням, може бути визначене з рівняння (3.74) за формулою:

$$q=\frac{12\left(kM_{Rd}+M_{\sup}\right)}{l^2a\left(9+6a-4a^2\right)} \tag{3.75}$$

в якій M_{Rd} – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити обчислюється за формулою (3.12).

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів за формулою (3.13), в якій

$$\overline{\alpha}_m=\frac{ql^2a\left(9+6a-4a^2\right)-12M_{\sup}}{12kf_{cd}d^2} \tag{3.76}$$

З використанням формули (3.68) обчислено, що розрахункове граничне навантаження, яке може сприйняти у складі збірного безкапітельно-безбалкового перекриття надколонна плита, виготовлена з бетону класу С20/25, армована в розтягнутій зоні (11Ø14+6Ø14)А400С (k = 0,65; a = 0,170), складає q = 11,32 кН/м^2. Без урахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття, тобто при M_{sup} = 0, за (3.68) отримано q = 8,91 кН/м^2. Отже, врахування сумісної роботи збірних плит у складі безбалкового перекриття шляхом введення в розрахунок згинального моменту M_{sup}, котрий сприймається петлевим стиком збірних плит, на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги, виявило резерв несучої здатності надколонної плити, який у розглянутому випадку становить 21%.

За розробленою в розділі методикою здійснено розрахунок необхідної кількості робочої арматури збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття (додаток В). Перекриття завантажене постійним навантаженням від власної маси g = 4 кПа та змінним навантаженням v = 5 кПа. При розрахунку використані такі матеріали: бетон класу С20/25 за [201] та арматура класу А500С за [443]. Розрахунок виконувався за залежностями, розробленими для плит без обриву арматури. Для порівняння розрахунок робочої арматури також був здійснений із використанням методу скінченних елементів за допомогою програмного комплексу RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів). Результати розрахунків наведені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Результати розрахунку необхідної площі робочої арматури збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття

Тип плити	Площа $A_{s,1}$ робочої арматури, обчислена за формулами розділу 3, мм^2	Середня площа $A_{s,2}$ робочої арматури, обчислена RFEM6.04.0008, мм^2	$\Delta = \frac{A_{s,2} - A_{s,1}}{A_{s,2}}$, %
Середня	–	101,30	–
Міжколонна	157,15	201,87	22,2
Надколонна	457,45	857,67	46,7

На основі даних таблиці 3.1 можна відмітити, що розрахунок за методом скінченних елементів суттєво завищує необхідну площу робочої арматури для безкапітельно-безбалкового перекриття порівняно з розробленим методом.

3.5 Визначення точок обриву арматури плит

Для кожного виду плит при обриві частини арматурних стержнів у прольоті характерними є дві схеми зламу (рис. 3.3 та 3.4, рис. 3.11 та 3.12, рис. 3.17 та 3.18). Згідно з передумовами розрахунку, несуча здатність плити визначається мінімальним навантаженням, котре буде сприйнято плитою при її

розламі. Тобто, з умови рівноміцності плити за двома розглядуваними схемами можна визначити раціональні точки обриву арматурних стержнів.

З умови рівності навантаження, що може бути сприйнято середньою плитою за схемою 1 розламу за формулою (3.27) з руйнівним навантаженням для схеми 2 за формулою (3.37), отримано залежність

$$k = \frac{\frac{M_{\sup}}{M_{Rd}} + 2a\left(3 - 6a + 4a^2\right)\left(2a - 1 - \frac{M_{\sup}}{M_{Rd}}\right)}{4a^2\left(3 - 6a + 4a^2\right) - 1}, \qquad (3.77)$$

за допомогою якої можна обчислити відносну кількість робочої арматури, що не обривається в прольоті і доводиться до опор, залежно від відносної довжини обриву a та співвідношення прольотного і опорного моментів M_{Rd} / M_{sup}. На практиці частіше доводиться вирішувати обернену задачу з визначення раціональної довжини ділянки обриву. Для цього побудовані графіки залежності $a - k$ для визначених значень M_{Rd} / M_{sup} (рис. 3.22).

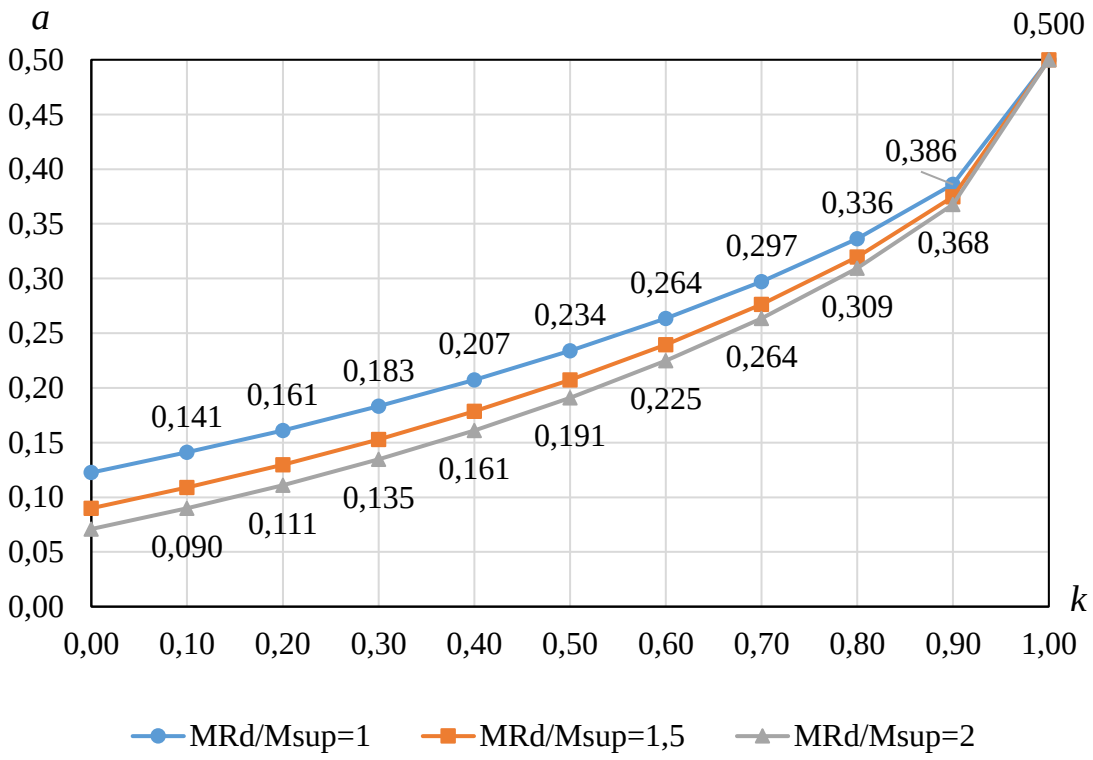


Рисунок 3.22 – Графіки залежності відносної довжини обриву арматури a від відносної кількості арматури, що не обривається, k для середньої плити

Застосувавши умову рівноміцності для міжколонної плити, тобто прирівнявши формули (3.47) та (3.54), отримано

$$k = \frac{18a - 12a^2 - 8a^3}{5} - \frac{M_{\text{sup}}}{M_{Rd}} \frac{\left(5 - 18a + 12a^2 + 8a^3\right)}{5}. \qquad (3.78)$$

Графічна ілюстрація залежності (3.78) для вирішення практичних задач представлена на рисунку 3.23.

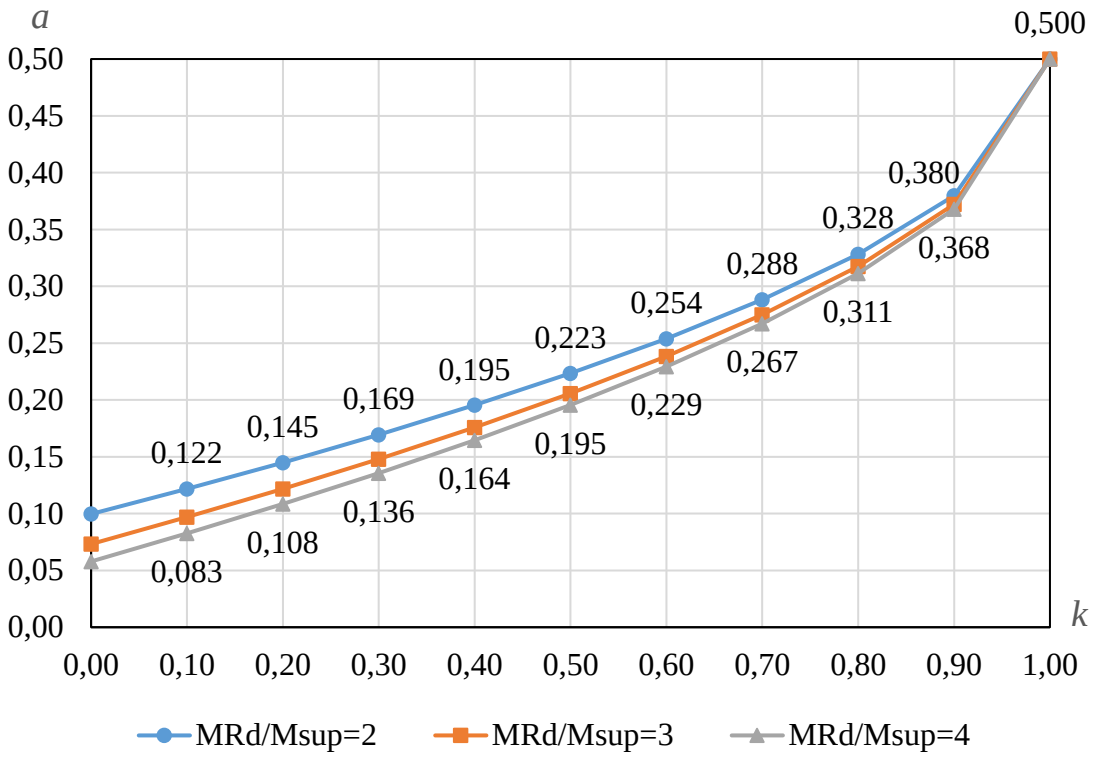


Рисунок 3.23 – Графіки залежності відносної довжини обриву арматури *a* від відносної кількості арматури, що не обривається, *k* для міжколонної плити

Для надколонної плити за умови рівності руйнівного навантаження за формулами (3.68) та (3.75) отримано залежність

$$k = \frac{\left(11l^3 - 12l^2b + b^3\right) - 2l^3a\left(9 + 6a - 4a^2\right)\left(1 + \frac{M_{Rd}}{M_{\text{sup}}}\left(1 - 2a\right)\right)}{\left(\frac{M_{Rd}}{M_{\text{sup}}}\left(4l^3a^3\left(9 + 6a - 4a^2\right) - \left(11l^3 - 12l^2b + b^3\right)\right)\right)}. \qquad (3.79)$$

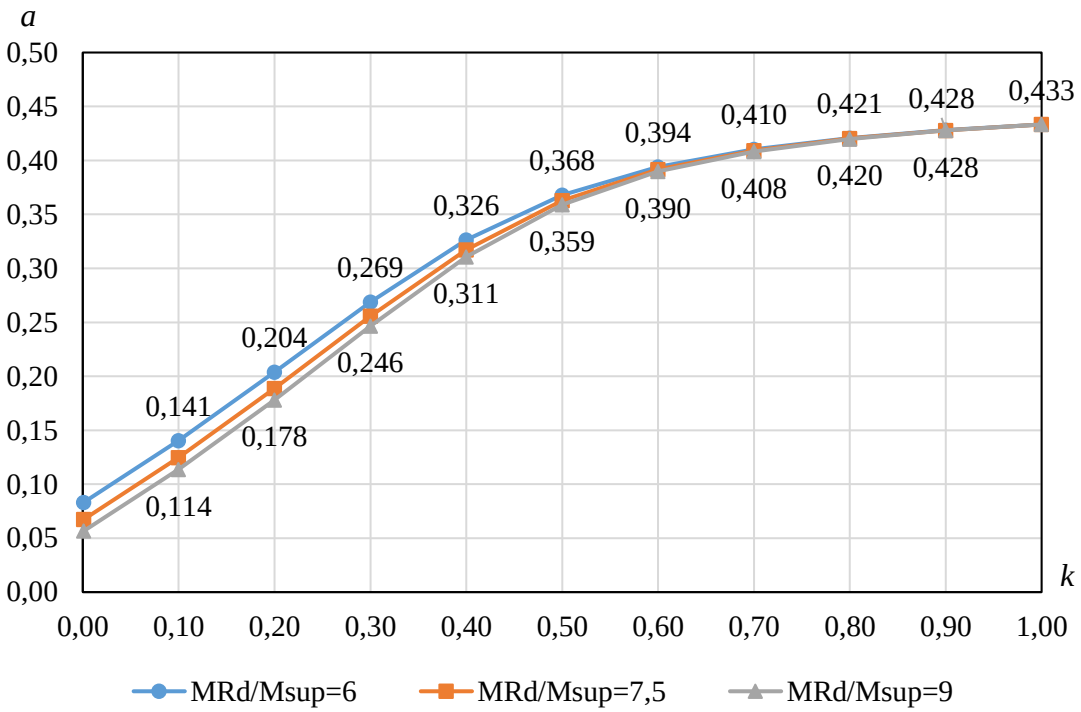


Рисунок 3.24 – Графіки залежності відносної довжини обриву арматури *a* від відносної кількості арматури, що не обривається, *k* для надколонної плити

Таким чином, з аналізу графіків на рисунках 3.22 – 3.24 виявлено, що ефективність обривів арматури стосовно зниження її витрат є неоднаковою для різних типів плит. В середніх плитах при обриві 50% арматури в прольоті зниження її витрат варіюється в межах 19,1% – 23,4%, в міжколонній плиті – від 19,5% до 22,3%, а в надколонній – від 35,9% до 36,8%.

3.6 Висновки за розділом 3

1. Із застосуванням кінематичного способу методу граничної рівноваги розроблена методика розв’язання задач визначення несучої здатності та площі робочої арматури всіх типів плит безкапітельно-безбалкового перекриття збірної каркасної конструктивної системи будівель: середньої, міжколонної та надколонної.

2. Запропоновані та теоретично обґрунтовані можливі кінематичні схеми руйнування кожної окремої плити, котрі реалізуються в загальних моделях деформування безкапітельно-безбалкового перекриття. При цьому розглянуті

теоретично виявлені кінематичні схеми руйнування плит, для яких навантаження, що перетворює плиту в кінематичний механізм буде мінімальним. З метою більш ефективного використання робочої арматури та її економії розроблені схеми руйнування плит з обривом арматури у прольоті.

3. Взаємодія плит між собою врахована шляхом моделювання стика плит у вигляді лінійного пружно-пластичного шарніра, який сприймає фіксоване значення згинального моменту в стані граничної рівноваги. Це дозволило виявити резерви несучої здатності збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття збірної каркасної конструктивної системи будівель, які в розглянутих випадках складають 42%, 27% та 21% для середньої, міжколонної та надколонної плит відповідно.

4. Отримані залежності для визначення граничного навантаження, а також для розрахунку необхідної площі арматури плит безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, котрі дозволяють здійснювати перевірку несучої здатності плит та виконувати їх оптимальне проектування.

5. Виявлено, що виконання практичних розрахунків несучої здатності плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття кінематичним способом методу граничної рівноваги дає підстави суттєво (від 22% у розглянутому випадку) зменшити кількість робочої арматури плит порівняно з розрахунком за методом скінченних елементів.

6. З умов рівноміцності плит за різними схемами руйнування визначені діапазони раціонального обриву арматури залежно від її кількості для кожного типу плит. Виявлено, що найбільш доцільним є обрив робочої арматури надколонних плит. Економія сталі при обриві 50% робочої арматури надколонної плити в прольоті може сягати 37%.

РОЗДІЛ 4
МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОЛОН ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ

4.1 Основні засади моделювання напружено-деформованого стану косо стиснутих колон

Як показано в п.2.5, колони збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям працюють в умовах косого стискання. Як найбільш загальний вид деформування стиснутих елементів, косий стиск включає в себе як часткові, випадки позацентрового стиску з великими та малими ексцентриситетами, а також центрального стиску. Всіх названих випадків деформування можуть зазнавати колони у складі безкапітельно-безбалкового каркасу залежно від схеми його завантаження. Тому, моделюючи напружено-деформований стан залізобетонних колон збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям, слід врахувати вказані випадки деформування та передбачити можливості отримання часткових моделей для розв'язання задач міцності колон.

При моделюванні напружено-деформованого стану залізобетонних колон на основі деформаційної моделі однією із ключових є проблема встановлення розрахункових граничних (конструкційних) значень деформацій бетону на рівні найбільш стиснутої фібри перерізу в момент утрати несучої здатності. На даний час при розв'язанні цієї задачі застосовуються різні підходи, найбільш широкого застосування з яких набули: визначення шуканих значень деформацій бетону з експериментів [296, 366, 368], розрахунок цих значень на основі екстремального критерію міцності $N_{Rd}(\varepsilon_{c(1)}) = \max N_{Rd}(\varepsilon_{cu})$ (де ε_{cu} – деформації бетону в найбільш стиснутій фібрі перерізу залізобетонного елемента в момент досягнення

максимального опору N_{Rd} дії зовнішнього поздовжнього зусилля) [403 – 405] та інші [366 – 371].

Застосування екстремального критерію в роботі [411] розглянуто для косо стиснутих залізобетонних елементів з великими ексцентриситетами прикладання зовнішнього навантаження, тобто таких, у котрих в момент їх руйнування напруження в арматурі розтягнутої зони досягають межі текучості $\sigma_s = f_{yd}$. На цій основі визначені аналітично розрахункові граничні деформації бетону стиснутої зони залізобетонних елементів при їх косому стисканні для різних форм стиснутої зони. Здобуті значення можуть бути використаними для визначення несучої здатності косо зігнутих та косо стиснутих у випадку прикладання навантаження з великими ексцентриситетами. Таким чином, проблема моделювання напружено-деформованого стану косо деформованих залізобетонних елементів за названих умов вирішена. На її основі розв'язані задачі визначення несучої здатності та розрахунку кількості арматури для цих елементів як за умов плоского, так і за умов складного деформування.

Для стиснутих залізобетонних елементів, у котрих за умов неоднорідного деформування в момент руйнування деформації розтягнутої арматури не досягають межі текучості, граничні фіброві деформації бетону будуть перевищувати значення, обчислені на основі екстремального критерію при $\sigma_s = f_{yd}$. В цьому випадку при досягненні граничного опору бетону стиску $\sigma_c = f_{cd}$ в найбільш стиснутій фібрі значення несучої здатності елемента може зростати до певного моменту. Таке зростання може бути обумовлено збільшенням значення рівнодійної зусиль в розтягнутій арматурі (відповідно і в стиснутому бетоні), котра в цей момент працює в пружній стадії, а також зростанням плеча внутрішньої пари сил при зміщенні рівнодійної зусиль стиску в бетоні в бік найбільш стиснутого ребра як результату збільшення повноти епюри напружень. Отже, в такому випадку деформування бетону залізобетонного елемента в інтервалі низхідної гілки буде більшим порівняно з елементами, в яких розтягнута арматура працює в межах ділянки текучості. Описане явище може бути притаманним як косо стиснутим елементам з малими ексцентриситетами

прикладання зовнішнього навантаження, так і переармованим згинальним елементам та елементам, армованим високоміцною арматурою.

При моделюванні напружено-деформованого стану названих елементів пошук розрахункових граничних значень фіброві деформацій бетону здійснюється ітераційним шляхом [297] за допомогою екстремального критерію $\partial N_{Rd} / \partial \varepsilon_{c(1)} = 0$ за умови, що $\sigma_s < f_{yd}$, оскільки на сьогодні немає пропозицій щодо аналітичного їх визначення.

Викладене вище говорить про те, що для використання на практиці деформаційної моделі напружено-деформованого стану залізобетонного елемента з упровадженням в неї повної діаграми стану бетону існує проблема аналітичного визначення граничних фіброві деформацій бетону в складі елементів, напруження в розтягнутій арматурі яких не є сталою величиною $\sigma_s < f_{yd}$. Особливо актуальним є її вирішення для широко розповсюджених залізобетонних колон, котрі працюють при косому стиску в складі каркасів будівель із безбалковим перекриттями.

4.1.1 Загальні передумови

Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних косо стиснутих колон при дії згинальних моментів і повздовжньої сили виконується на основі деформаційного методу з використанням передумов за чинними нормами [201, 296 – 297]:

− за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону й арматури по довжині блока між тріщинами за умови їх утворення;

− арматура з бетоном працюють сумісно, тобто деформації в арматурі та оточуючому її бетоні однакові;

− для розрахункового перерізу приймається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;

− зв’язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді дробово-раціональної діаграми, розглянутої в 4.1.2;

− зв’язок між напруженнями та деформаціями в звичайній арматурі та високоміцній арматурі приймається у вигляді діаграм, описаних у 4.1.3;

− робота бетону розтягнутої зони не враховується.

4.1.2 Діаграми стану бетону

При моделюванні напружено-деформованого стану залізобетонних косо стиснутих колон одним із головних чинників є точне відображення характеру деформування бетону під навантаженням. Для відображення процесу деформування важкого бетону при стиску нормативним документом [201] рекомендована криволінійна діаграма, котра описується дробово-раціональною залежністю. Доцільність її застосування для відтворення процесу деформування дрібнозернистого бетону на гранітному відсіві досліджувалась експериментально.

4.1.2.1 Експериментальні дані

В ході виконання досліджень вивчалась можливість застосування відходів каменедробильних заводів для виробництва залізобетонних каркасів будівель з безбалковим перекриттям. Зокрема, досліджувались перспективи використання гранітного відсіву при виготовленні залізобетонних колон. За своїми властивостями гранітний відсів не поступається щебню з того ж каменю, але його вартість за один кубічний метр відчутно нижча, тому гранітна крихта є поширеною сировиною, а її застосування при виробництві дрібнозернистого бетону для залізобетонних конструкцій є багатообіцяючим напрямом.

Перевагами дрібнозернистого бетону серед інших є висока якість поверхні готових конструкцій, що практично не потребує додаткового опорядження,

зручність виготовлення та укладання бетонної суміші, нижча вартість бетону. Використання гранітного відсіву в якості як крупного, так і дрібного заповнювачів додатково усуває необхідність видобутку піску, тим самим зберігаючи земельні ресурси.

До початку виготовлення дослідних зразків із дрібнозернистого бетону було попередньо здійснено бетонування бетонних кубиків розміром 150×150×150 мм з пробного складу бетонної суміші. В суміші використовувався гранвідсів фракцією 0 – 5 мм як крупний та дрібний заповнювачі. Застосовувася портландцемент ПЦ II/Б-К(Ш-В-П)-400Р-Н (CEM II/B-M(P-S-L) 32,5R) виготовлений ПрАТ «Івано-Франківськцемент». Було прийнято таке співвідношення компонентів: цемент : гранвідсів : вода – 1:3:0,7. При виборі складу суміші ключовим показником була кубикова міцність бетону на стиск, що визначалася випробуванням бетонних кубиків на стиск у пресі ПГ-125 (рис. 4.1).

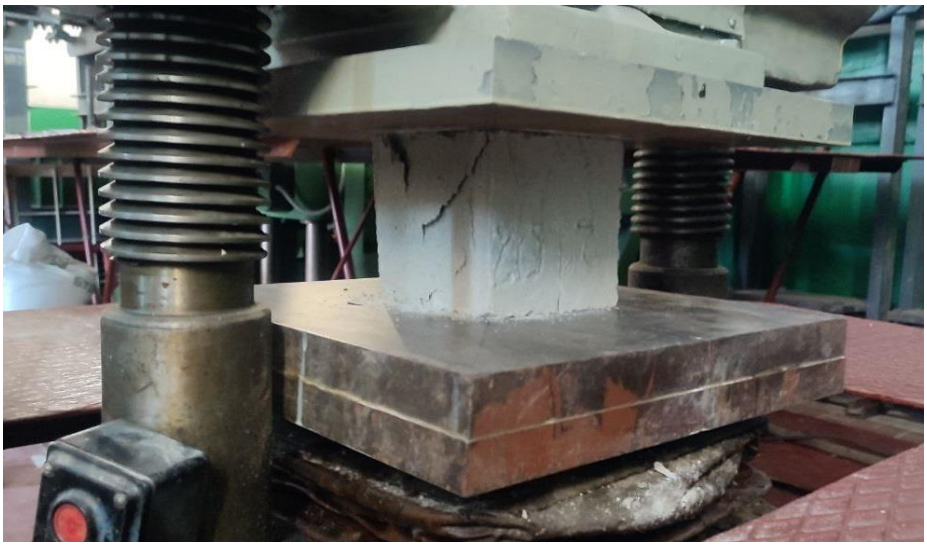


Рисунок 4.1 – Випробування кубика із дрібнозернистого бетону на стиск

За результатами випробувань 3 кубиків отримано середнє значення кубикової міцності бетону $f_{cm,cube}$ = 20,96 МПа, на основі чого зроблено висновок про можливість застосування гранвідсіву для виготовлення дослідних зразків колон.

В подальшому для виготовлення дослідних зразків колон та призм серії П-1 застосовувався наступний склад бетонної суміші із попередньо використаних матеріалів: цемент : гранвідсів : вода – 1:3:0,5. Водоцементне співвідношення було знижено за рахунок використання суперпластифікатора SikaPlast-520.

Бетонування призм серії П-1 здійснювалося вручну в лабораторії кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Приготування бетонної суміші виконувалось за допомогою бетонозмішувача. Після вкладання бетонної суміші в металеву опалубку її ущільнювали глибинним вібратором. Забетоновані зразки витримувалися по 28 діб у металевій опалубці у вологому стані.

Було виготовлено 3 дослідні зразки бетонних призм (серія П-1) розмірами 600×150×150 мм. Для визначення деформацій стиску бетону перед проведенням випробувань на його поверхню в середньому перерізі кожної грані призми наклеювались тензорезистори базою 50 мм з використанням клею БФ-2. Для зчитування показань тензорезисторів застосовувався прилад АИД-4. Крім того, по чотирьом граням призми закріплювались індикатори годинникового типу ИЧ-10 з подовжувачами. Для кріплення індикаторів використовувались сталеві рамки, що закріплювались на зразку за допомогою чотирьох опорних гвинтів. За допомогою індикаторів вимірювались деформації бетону на базі 455 мм з точністю вимірювань 0,01 мм (рис. 4.2).

Бетонні призми випробовувались на стиск (рис. 4.2) на гідравлічному пресі 2ПГ-125 згідно з [442]. Шкала силовимірювача – 490 кН. Для призм визначалися: відносні деформації бетону ε_c на різних ступенях завантаження, модуль пружності бетону E_{cm} та призмова міцність f_{cm}. Отримані дослідні дані відображені в таблиці 4.1. Навантаження на зразок передавалося ступенями 1/10…..1/15 від руйнівного. Швидкість завантаження підтримувалася постійною – по 5 хвилин на ступінь.



Рисунок 4.2 – Випробування призми (П-1-1) з дрібнозернистого бетону на стиск

Таблиця 4.1 – Характеристики дрібнозернистого бетону за результатами випробувань призм серії П-1

Марка призми	Руйнуюче наванта-ження, кН	Міцність бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону серії f_{cm}, МПа	Початковий модуль пружності, МПа	Середнє значення початкового модуля пружності бетону серії E_{cm}, МПа	Значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях	Середнє значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях, $\varepsilon_{c1,cm}$
П-1-1	381,1	16,83	15,70	11774	14917	0,00199	0,00165
П-1-2	328,1	14,58		19935		0,00150	
П-1-3	353,2	15,70		13042		0,00145	

Характеристики дрібнозернистого бетону на гранітному відсіві досліджувались також шляхом випробувань призм серії П-2. При їх виготовленні використовувався гранвідсів фракцією 0 – 5 мм як крупний та дрібний заповнювачі. Застосовувався портландцемент «CEMARK ШВИДКИЙ» ПЦ II/А-К(Ш-В)-500Р-Н виготовлений АТ «Подільський цемент». Склад бетонної суміші був прийнятий аналогічний попередньому: цемент : гранвідсів : вода – 1:3:0,5. Застосовувався пластифікатор «Master Therm».

Бетонування призм серії П-2 здійснювалося вручну в лабораторії кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Приготування бетонної суміші виконувалось за допомогою бетонозмішувача. Після вкладання бетонної суміші в металеву опалубку її ущільнювали глибинним вібратором. Забетоновані зразки витримувалися по 28 діб у металевій опалубці у вологому стані.

Було виготовлено 3 дослідні зразки бетонних призм (серія П-2) розмірами 600×150×150 мм. Для визначення деформацій стиску бетону перед проведенням випробувань по чотирьом граням призми закріплювались індикатори годинникового типу ИЧ-10 з подовжувачами. Для кріплення індикаторів використовувались сталеві рамки, що закріплювались на зразку за допомогою чотирьох опорних гвинтів. За допомогою індикаторів вимірювались деформації бетону на базі 300 мм з точністю вимірювань 0,01 мм (рис. 4.3, *а*).

Бетонні призми випробовувались на стиск (рис. 4.3) на гідравлічному пресі 2ПГ-125 згідно з [442]. Шкала силовимірювача – 1225 кН. Для призм визначалися: відносні деформації бетону ε_c на різних ступенях завантаження, модуль пружності бетону E_{cm} та призмова міцність f_{cm}. Отримані дослідні дані відображені в таблиці 4.2. Навантаження на зразок передавалося ступенями 1/15 від руйнівного. Швидкість завантаження підтримувалася постійною – по 5 хвилин на ступінь.



а)



б)

Рисунок 4.3 – Випробування призми (П-2-1) з дрібнозернистого бетону на стиск: *а*) – вигляд призми перед початком випробування;
б) – вигляд призми після руйнування

Таблиця 4.2 – Характеристики дрібнозернистого бетону за результатами випробувань призм серії П-2

Марка призми	Руйнуюче наванта-ження, кН	Міцність бетону, МПа	Середнє значення міцності бетону серії f_{cm}, МПа	Початковий модуль пружності, МПа	Середнє значення початкового модуля пружності бетону серії E_{cm}, МПа	Значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях	Середнє значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях, $\varepsilon_{c1,cm}$
П-2-1	592,5	25,64	24,94	20500	20919	0,00217	0,00209
П-2-2	553,3	24,26		19686		0,00195	
П-2-3	561,1	24,93		22573		0,00215	

4.1.2.2 Розрахункові діаграми деформування бетону

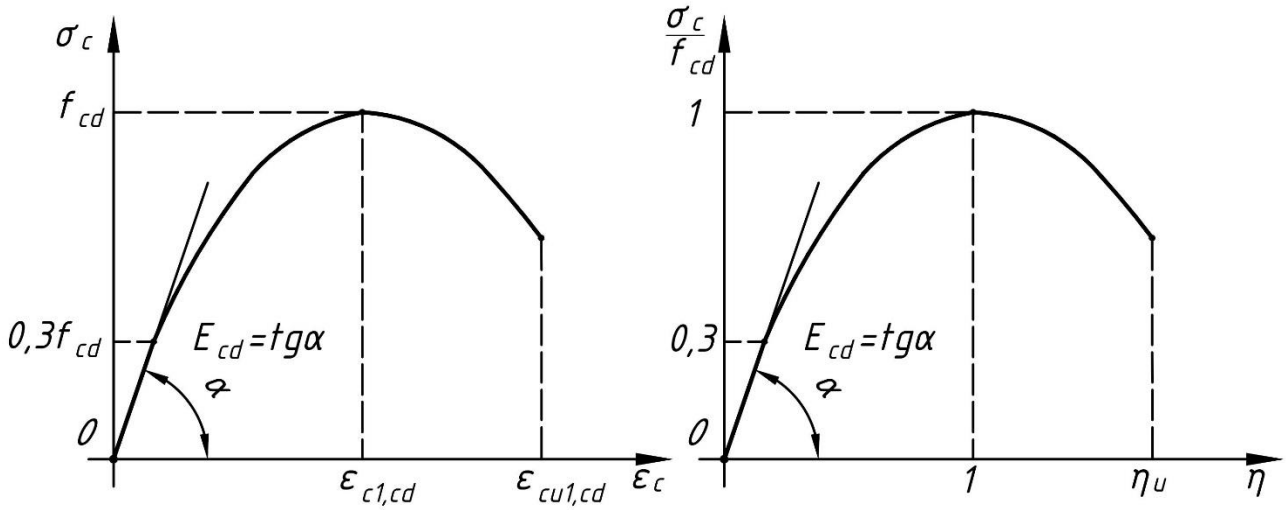
У загальному випадку процес деформування бетонних призм із важкого бетону при стиску моделюється на основі використання нелінійної діаграми напруження-деформації стиснутого бетону (рис. 4.4) відповідно до рекомендацій [201, 296].

Залежність $\sigma_c / f_{cd} - \eta$, показана на рисунку 4.4, *б*, описується рівнянням:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \tag{4.1}$$

де $k = 1{,}05E_{cd}\,\varepsilon_{c1,cd} / f_{cd}$; $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,cd}$;

$\varepsilon_{c1,cd}$ – значення відносних деформацій бетону при максимальних напруженнях.

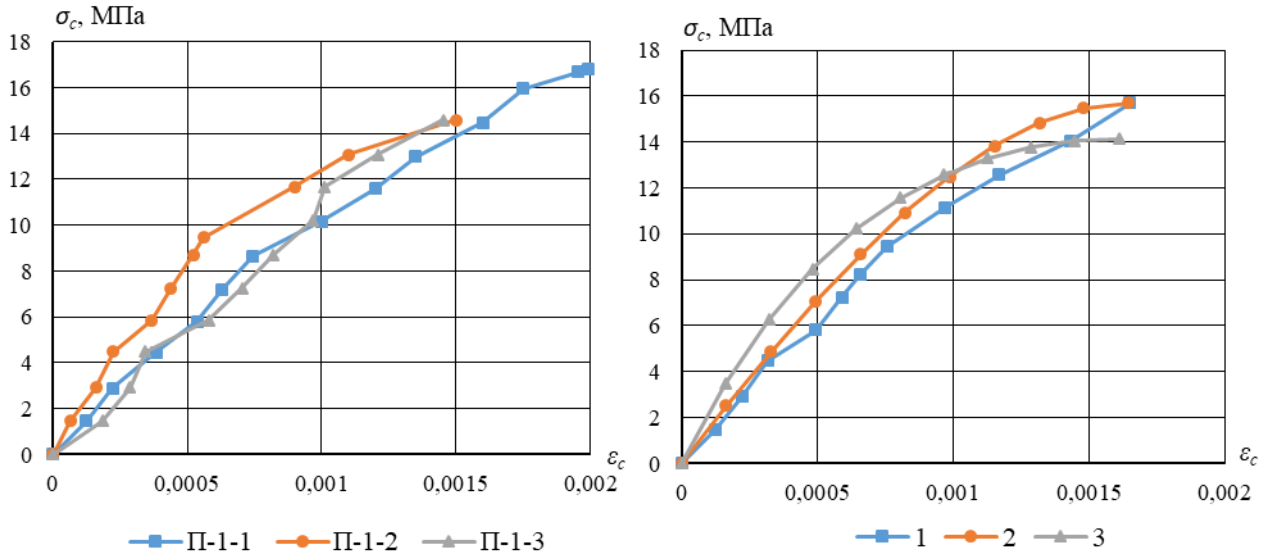


а) *б*)

Рисунок 4.4 – Діаграма напруження-деформації стиснутого бетону:
а) – в системі координат $\sigma_c O\varepsilon_c$; *б*) – в системі координат $\sigma_c / f_{cd} O\eta$

З метою аналізу можливості застосування діаграми (4.1) при моделюванні процесу деформування дрібнозернистого бетону на гранвідсіві було побудовано за результатами випробувань призм серії П-1 графіки залежності $\sigma_c - \varepsilon_c$ (рис. 4.5). Графіки побудовані за усередненими даними, отриманими з використанням

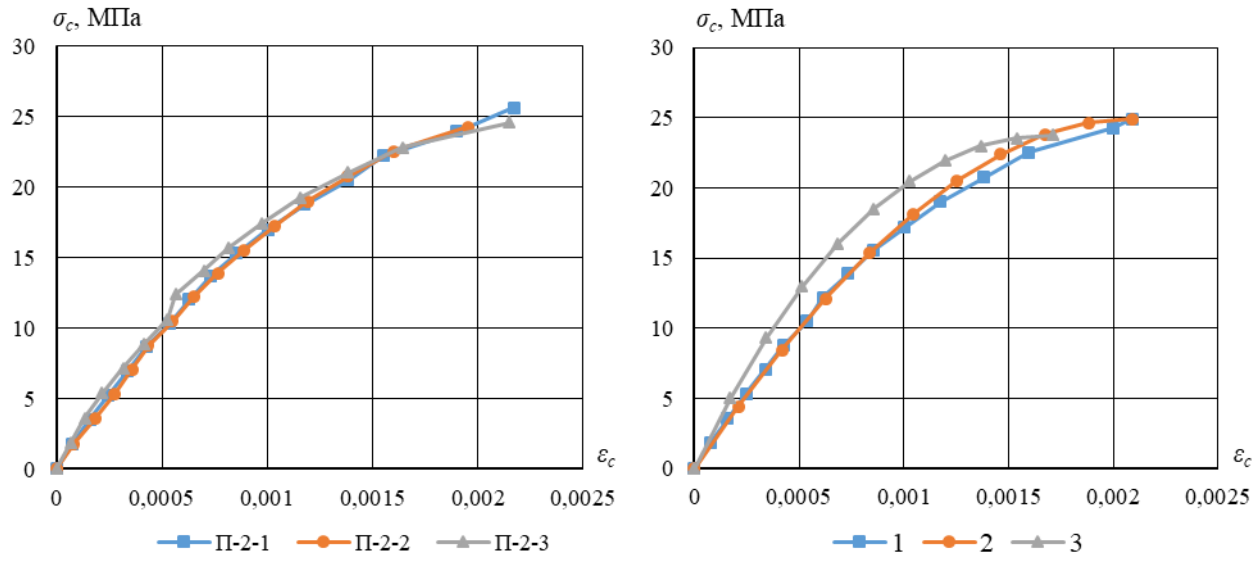
тензорезисторів та індикаторів ИЧ-1 для кожної призми (рис. 4.5, *а*). Дослідна діаграма $\sigma_c - \varepsilon_c$, побудована для дрібнозернистого бетону за усередненими результатами випробувань 3-х призм, співставлена з теоретичною діаграмою за (4.1) з використанням експериментальних значень із таблиці 4.1 та з діаграмою деформування найбільш близького за середнім значенням призмової міцності класом важкого бетону С12/15 (рис. 4.5, *б*).



а) *б*)

Рисунок 4.5 – Залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$: *а*) – за результатами випробувань дослідних призм; *б*) 1 – усереднена за результатами у випробувань трьох призм серії П-1; 2 – за (4.1) з використанням даних таблиці 4.1; 3 – за (4.1) для важкого бетону С12/15 з використанням середніх значень характеристик бетону

За аналогічним принципом оброблені дані випробувань призм серії П-2 (рис. 4.6). Результати порівнянь наглядно демонструють прийнятність використання дробово-раціональної залежності (4.1) для моделювання процесу деформування дрібнозернистого бетону на гранітному відсіві. При цьому основні характеристики такого бетону можуть бути визначені експериментально.



а) *б*)

Рисунок 4.6 – Залежність σ_c-ε_c: *а*) – за результатами випробувань дослідних призм; *б*) 1 – усереднена за результатами у випробувань трьох призм серії П-2; 2 – за (4.1) з використанням даних таблиці 4.2; 3 – за (4.1) для важкого бетону С20/25 з використанням середніх значень характеристик бетону

З метою надання методиці розрахунку несучої здатності колон при косому стиску інженерного рівня відповідно до [201] розглядається також рівномірний характер розподілу нормальних напружень у бетоні стиснутої зони за рисунком 4.7.

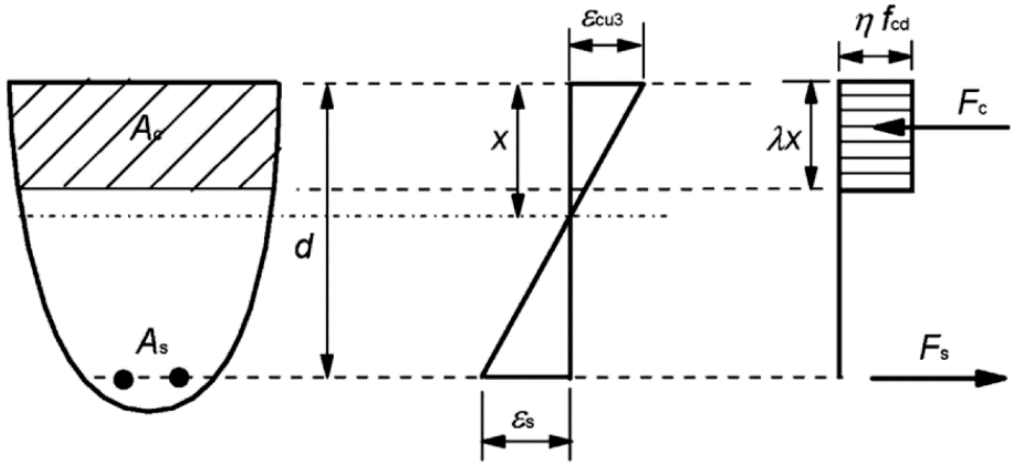


Рисунок 4.7 – Рівномірний розподіл напружень у бетоні стиснутої зони

Коефіцієнт $\lambda = 0{,}8$ (для бетонів класу не вище С50/60) визначає розрахункову висоту стиснутої зони, коефіцієнт $\eta = 1$ визначає фактичну міцність бетону. Якщо ширина стиснутої зони зменшується в напрямі найбільш стиснутого волокна, що є характерним при косому стиску, значення ηf_{cd} необхідно зменшувати на 10%.

4.1.3 Діаграми стану арматури

Для опису процесу деформування звичайної арматури чинними нормативними документами [201, 296] рекомендуються до застосування розрахункові дволінійні діаграми з похилою або горизонтальною верхньою гілкою. Вибір відповідної розрахункової діаграми для її використання при моделюванні напружено-деформованого стану косо стиснутих колон у цій роботі здійснено на основі експериментальних даних фізико-механічних властивостей арматурних стержнів класу А400С різних діаметрів. Дані отримані шляхом дослідних випробувань зразків, відібраних із металопрокату, виготовленого на діючих на території України металургійних комбінатах. Міцнісні та деформативні характеристики арматурних стержнів визначені на основі статистичної обробки результатів випробувань [425].

4.1.3.1 Експериментальні дані

Випробування проводились на зразках арматурних стержнів діаметром від 10 мм до 25 мм згідно з номенклатурою арматурного прокату [443]. Робоча довжина зразків визначена за [444] як для визначення тимчасового опору на розтяг та складала десять діаметрів: $L_0 = 10Ø$. Повна довжина зразків включала ділянки для закріплення їх у захватах розривної машини та складала на 70 мм більше від робочої довжини з кожної сторони, тобто $L = L_0 + 140$ мм. Для

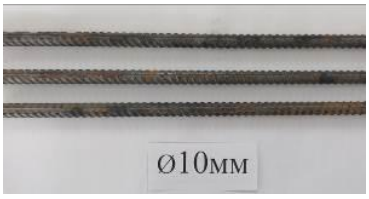
визначення видовження зразків арматури на їх поверхню наносилися маркером мітки з кроком 10 мм по всій робочій довжині.

Номінальний діаметр зразків, а також номінальну площу поперечного перерізу прийнято за даними [443]. Кількість зразків у кожній групі одного діаметру прийнята шість, що не менше вимог [444], згідно з якими під час випробування на розтяг має бути випробувано не менше трьох зразків сталевих прутків одного номінального діаметру. Було досліджено 8 груп по 6 зразків загальною кількістю 48 штук. Маркування випробуваних зразків, їх номінальний та розрахунковий діаметри, номінальна початкова площа поперечного перерізу, початкові робоча та загальна довжини зразків наведені у таблиці 4.3. На рисунку 4.8 показано загальний вигляд окремих зразків до випробування.

Таблиця 4.3 – Початкові геометричні характеристики дослідних зразків сталевої арматури класу А400С

№ групи	Кількість зразків у групі	Номінальний діаметр Ø, мм	Номінальна площа поперечного перерізу, мм^2	Початкова довжина, мм	
				робоча	загальна
1	6	10	78,5	100	240
2	6	12	113	120	260
3	6	14	154	140	280
4	6	16	201	160	300
5	6	18	254	180	320
6	6	20	314	200	340
7	6	22	380	220	360
8	6	25	491	250	390

Випробування зразків арматурних стержнів на розтяг до розриву проводились із постійно-зростаючим навантаженням на розривній машині МР- 500 лабораторії кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Машина для випробовування на розтяг була відкалібрована згідно з EN ISO 7500-1 і забезпечувала умову точності 1-го класу.



а)



б)



в)



г)

Рисунок 4.8 – Загальний вигляд деяких зразків арматури до проведення випробувань: *а*) Ø10; *б*) Ø14; *в*) Ø16; *г*) Ø18

Зразки у випробувальній машині закріплювалися відповідними пристроями – клиновими губками – так, щоб крайні мітки, котрі обмежують розрахункову робочу довжину, відступали від захватів машини на відстані не менше двох діаметрів досліджуваного зразка. Під час фіксування зразків у захватних пристроях забезпечувалось осьове прикладання навантаження до них. Захвати забезпечували відсутність проковзування зразків під час випробувань. Зразки на робочій довжині L_0 не піддавалися стисканню та місцевому зминанню клиновими губками під час випробувань згідно з вимогами [444].

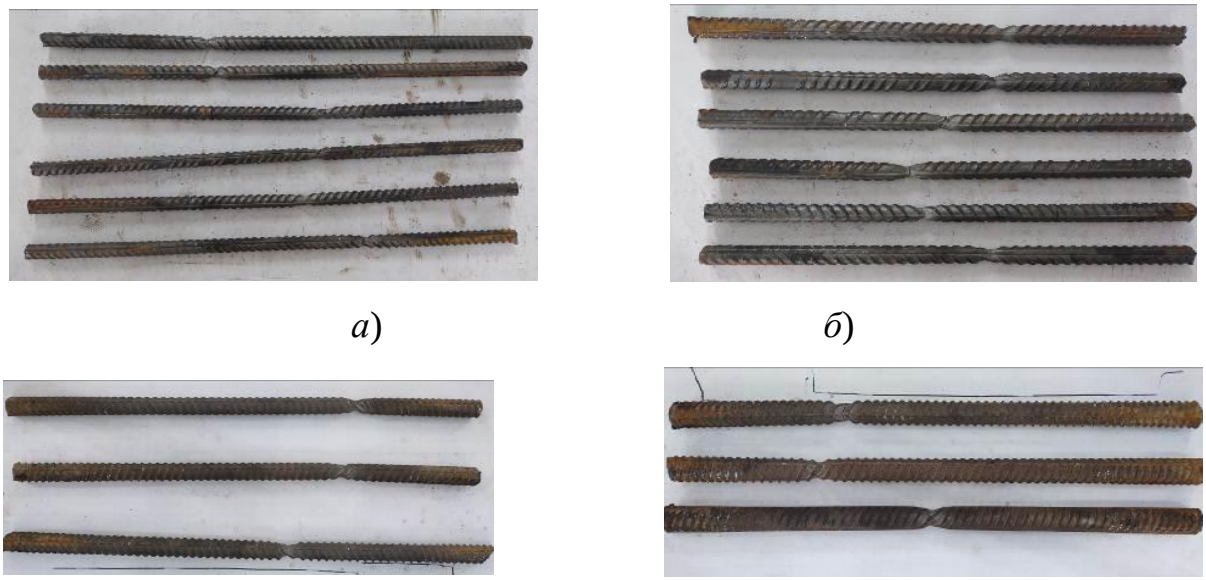
Швидкість розтягування зразків підтримувалася постійною. Під час визначення межі міцності середня швидкість деформації зразків становила 0,0005 $с^{-1}$, що не менше швидкості деформації 0,008 $с^{-1}$ згідно з [444]. Загальний вигляд зразків сталевої арматури під час випробувань на розтяг представлений на рисунку 4.9.

Руйнування (розрив) зразків арматурних стержнів відбувався на робочій довжині з утворенням шийок (рис. 4.9 – 4.10). Результати визначення величин фізико-механічних характеристик 48-ми зразків сталевих арматурних стержнів наведені у таблицях 4.4 – 4.6.



а) *б*)

Рисунок 4.9 – Зразки арматури під час випробувань: *а*) – видовження стержня Ø12 з утворенням «шийки» ; *б*) – розрив стержня Ø25



а) *б*)

в) *г*)

Рисунок 4.10 – Загальний вигляд типового руйнування зразків з утворенням шийки у місці розриву: *а*) Ø10; *б*) Ø14; *в*) Ø22; *г*) Ø25

Таблиця 4.4 – Результати визначення та статистичної обробки значень міцності на границі текучості зразків сталевої арматури класу А400С

№ групи зразків	Номін. діаметр Ø, мм	Середнє значення напруж. в групі f_y, МПа	Середнє квадратичне відхил., МПа		Коефіцієнт варіації, V		Характеристичне значення напруження, МПа	
			експ. S	допус. S_0	експ. S/f_y	макс. S_0/f_y	експер. $\sigma_{т0,95}$	норм. $\sigma_т$
1	10	520	14,7	20	0,028	0,05	496	400
2	12	465	1,8		0,004		462	
3	14	481	**36,8**		**0,076**		420	
4	16	514	17,0		0,033		487	
5	18	506	6,2		0,012		495	
6	20	498	8,2		0,016		484	
7	22	454	7,6		0,017		442	
8	25	439	1,2		0,003		437	

Таблиця 4.5 – Результати визначення та статистичної обробки значень міцності на розтяг зразків сталевої арматури класу А400С

№ групи зразків	Номін. діаметр Ø, мм	Середнє значення напруж. в групі f_t, МПа	Середнє квадрат. експер. відхил S, МПа	Коефіцієнт варіації, V		Характеристич. значення напруж., МПа		Відношення	
				експ. S/f_t	макс. S_0/f_t	експер. $\sigma_{в0,95}$	норм. $\sigma_в$	експ $\sigma_{в0,95}/\sigma_{т0,95}$	мін. $\sigma_в/\sigma_т$
1	10	619	9,1	0,015	0,03	604	500	1,21	1,1
2	12	601	1,8	0,003		598		1,29	
3	14	594	22,0	**0,037**		558		1,30	
4	16	627	14,8	0,024		602		1,23	
5	18	620	5,4	0,009		611		1,23	
6	20	605	6,2	0,010		595		1,23	
7	22	613	2,6	0,004		609		1,37	
8	25	637	25,9	**0,041**		595		1,38	

Таблиця 4.6 – Результати визначення та статистичної обробки значення відносного видовження після розриву зразків сталевої арматури класу А400С

№ групи зразків	Номінальний діаметр Ø, мм	Середнє значення видовж. в групі δ_p, %	Середнє квадрат. експер. відхил. S, %	Коефіцієнт варіації, V	Характеристичне значення видовження, %	
					експ. $\delta_{p0,95}$	норм. $\delta_{p\ min}$
1	10	14,5	2,16	0,150	**10,4**	16
2	12	19,9	0,82	0,041	18,5	
3	14	17,1	2,26	0,132	**13,4**	
4	16	15,7	1,82	0,116	**12,7**	
5	18	16,0	2,72	0,170	**11,5**	
6	20	16,7	2,35	0,141	**12,8**	
7	22	19,1	0,52	0,027	18,5	
8	25	21,6	1,44	0,067	19,2	

До таблиць 4.4 – 4.6 згідно з вимогами [445] внесено визначені під час випробувань значення величин, котрі відповідають величинам за [201], а саме: міцність арматури на границі текучості f_y, міцність арматури на розтяг f_t та відношення f_t / f_y, відносне видовження після розриву δ_p. Величини f_y та f_t розраховані з використанням номінальної площі поперечного перерізу зразка.

У таблицях 4.4 – 4.6 значення максимально допустимих середніх квадратичних відхилень, коефіцієнтів варіації, характеристичні значення характеристик міцності та мінімального відносного видовження після розриву прийняті згідно з [443]. Жирним шрифтом виділено значення, які виходять за межі відхилень, визначених нормами [443].

Визначені із забезпеченістю $p = 0,95$ у результаті експериментальних випробувань на розтяг до розриву фізико-механічні властивості зразків сталевої арматури класу А400С діаметром від 10 мм до 25 мм з кроком згідно з номенклатурою арматурного прокату міцність арматури на границі текучості f_y та міцність арматури на розтяг f_t більше мінімальних характеристичних значень за [442] на 8,5…19,4% і 10,4…18,2% відповідно. Перевищення нормативного значення стандарту для третьої групи стержнів Ø14 свідчить про те, що зразки взяті із різних партій прокату, які мають дещо відмінні характеристики.

За результатами випробувань 48 зразків арматури побудована усереднена дволінійна діаграма деформування арматури А400С із забезпеченістю 0,95 (рис. 4.11). Для наглядного порівняння на рисунку 4.9 побудовані також розрахункові дволінійні діаграми деформування арматури А400С за [296].

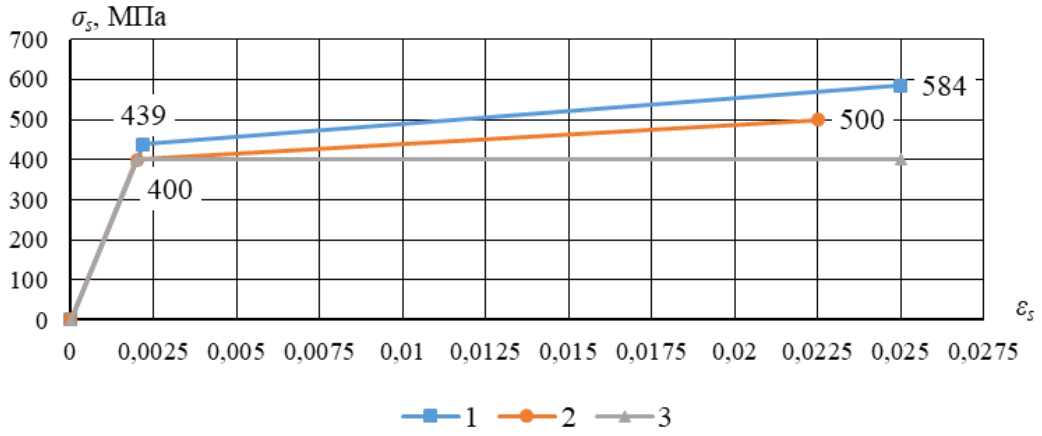


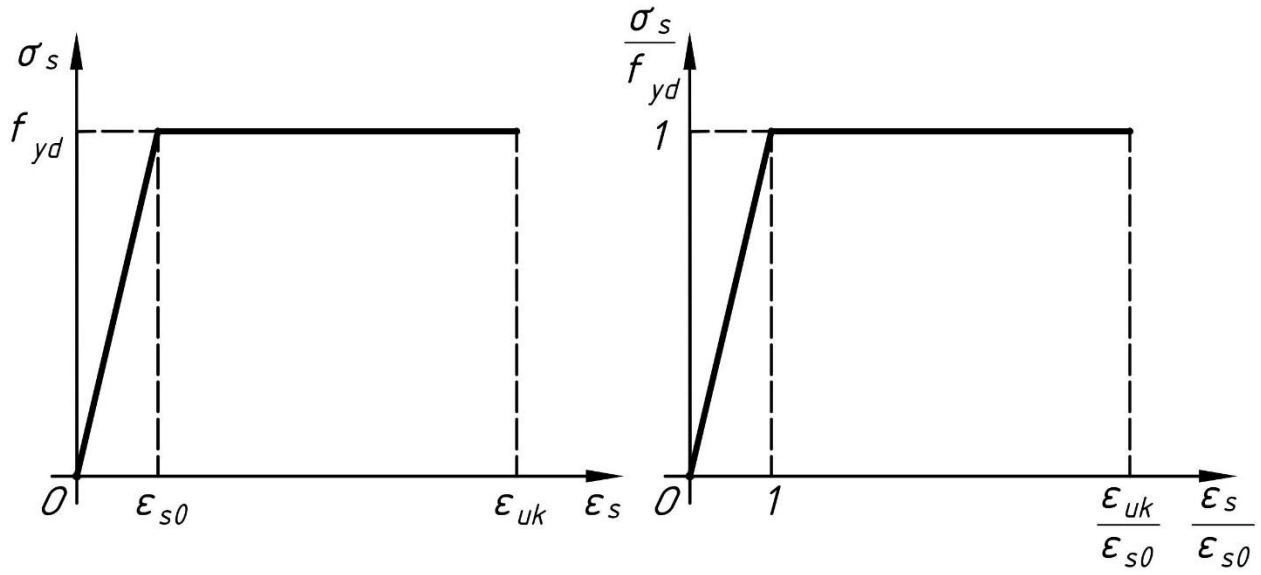
Рисунок 4.11 – Залежність $\sigma_s - \varepsilon_s$ для арматури А400С: 1 – усереднена дволінійна за результатами випробувань 48 зразків арматури із забезпеченістю 0,95; 2 – дволінійна за [296] з похилою верхньою гілкою з використанням характеристичних значень характеристик арматури; 3 – дволінійна за [296] з горизонтальною верхньою гілкою з використанням характеристичних значень характеристик арматури

З аналізу графіка 1 на рисунку 4.9 виявлено, що зміцнення сталі відносно границі текучості в момент руйнування (тобто відношення f_t / f_y із забезпеченістю 0,95) складало для всіх 48 зразків – 33%, що незначно перевищує це значення за нормами [296] – 25% (графік 2). Для різних діаметрів арматури це значення варіювалось в межах 21 …38% (табл. 4.5).

В складі косо стиснутих залізобетонних колон при різних випадках їх деформування деформації як у стиснутій, так і в розтягнутій звичайній арматурі не перевищуватимуть значення 0,005, що підтверджується даними експериментів, викладеними у розділі 6, та теоретичними розрахунками [390, 394]. При значеннях деформацій ε_s = 0,005 зміцнення сталі складає лише 5% за даними експерименту (3,7% за нормами [296]) (рис. 4.9).

4.1.3.2 Розрахункові діаграми деформування арматури

З огляду на експериментально підтверджене несуттєве збільшення міцності звичайної арматури в діапазоні її деформування у складі косо стиснутих залізобетонних колон прийнято до застосування при моделюванні їх напружено-деформованого стану розрахункову дволінійну діаграму деформування арматури з горизонтальною верхньою гілкою (рис. 4.12) за [305].



а) *б*)

Рисунок 4.12 – Розрахункова діаграма напруження-деформації звичайної арматури: *а*) – в системі координат $\sigma_s O\varepsilon_s$; *б*) – в системі координат $\sigma_s / f_{yd} O\varepsilon_s / \varepsilon_{s0}$

Значення напружень σ_s в арматурі визначаються залежно від відносних деформацій ε_s згідно з діаграмою стану арматури (рис. 4.10, *а*) за залежностями:

при $0 \le \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}$, $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$; (4.2)

при $\varepsilon_{s0} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{ud}$, $\sigma_s = f_{yd}$ (4.3)

де $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$ – відносні деформації видовження арматури при досягненні напружень розрахункового опору f_{yd};

ε_{uk} – характеристичні значення граничних відносних деформацій видовження арматури.

Для описання процесу деформування високоміцної арматури застосовується дволінійна діаграма з похилою верхньою гілкою (рис. 4.13) за [296]. Значення напружень σ_p у високоміцній арматурі визначаються залежно від відносних деформацій ε_p згідно з діаграмою стану арматури за залежностями:

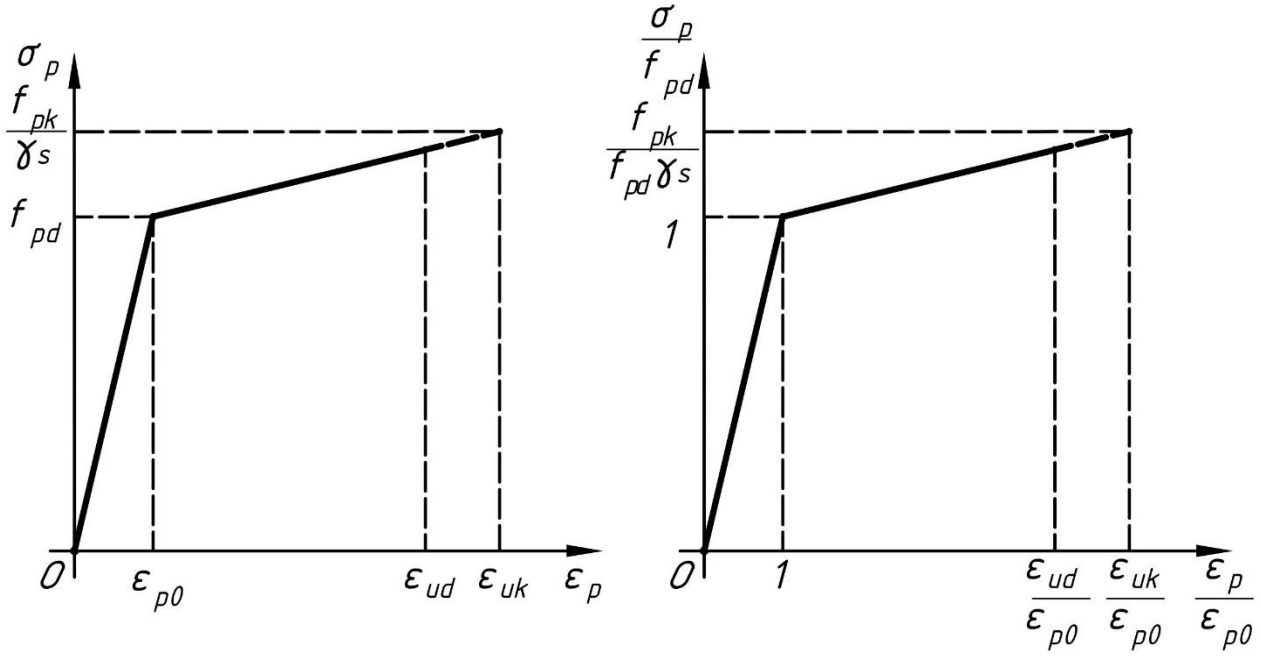
при $0 \le \varepsilon_p < \varepsilon_{p0}$, $\sigma_p = E_p \varepsilon_p$; (4.4)

при $\varepsilon_{p0} \le \varepsilon_p \le \varepsilon_{ud}$, $\sigma_p = f_{pd} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}}$, (4.5)

де $\varepsilon_{p0} = f_{pd} / E_p$ – відносні деформації видовження арматури при досягненні напружень розрахункового опору f_{pd};

ε_{ud} – розрахункові значення граничних відносних деформацій видовження арматури, $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\ \varepsilon_{uk}$;

γ_s – коефіцієнт надійності для арматури.



а) *б*)

Рисунок 4.13 – Розрахункова діаграма стану високоміцної арматури:

а) – в системі координат $\sigma_p O \varepsilon_p$; *б*) – в системі координат $\sigma_p / f_{pd} O \varepsilon_p / \varepsilon_{p0}$

4.2 Загальна модель неоднорідного напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон

Теоретична модель напружено-деформованого стану створюється для косо стиснутих колон прямокутного профілю, що зазнають неоднорідного напруженого стану, тобто в розрахунковому перерізі яких у граничному стані наявна зона розтягу (рис. 4.14). При цьому створення моделі базується на передумовах і допущеннях, викладених в п. 4.1.

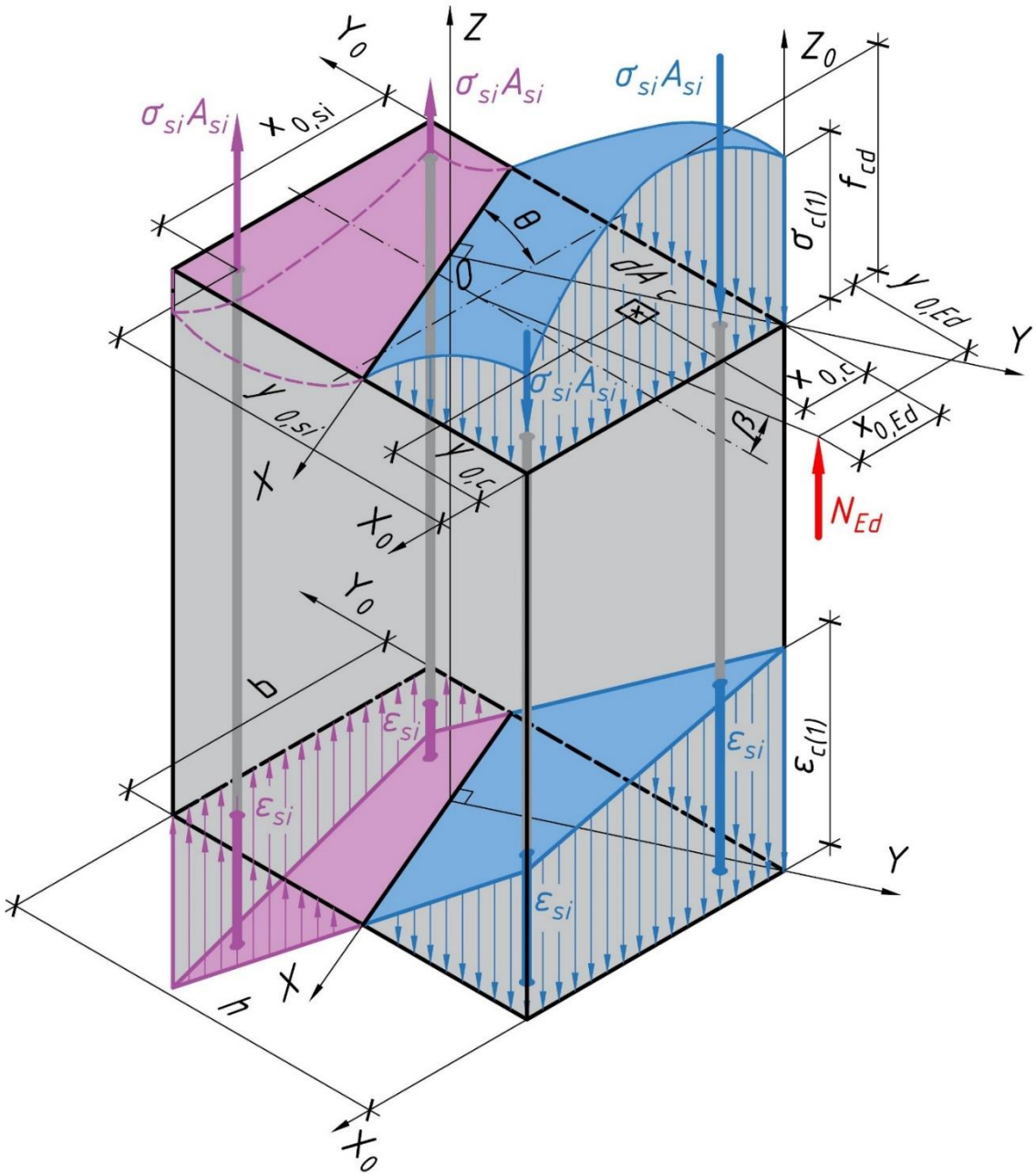


Рисунок 4.14 – Загальна модель неоднорідного напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони

Прийнята система координат розташовується так, що її початок співпадає з найбільш віддаленою від нейтральної лінії стиснутою точкою перерізу. Вісь Z_0 перпендикулярна до площини поперечного перерізу і має напрямок в сторону точки спостереження, а осі X_0 і Y_0 направлені від початку координат вздовж ребер перерізу так, що кут між віссю Y_0 і висотою стиснутої зони дорівнює кутові θ нахилу нейтральної лінії до осі X_0.

Поверхні розподілення напружень і деформацій по перерізу утворюються твірними, котрі паралельні нейтральній лінії.

У прийнятій системі координат $X_0Y_0Z_0$ відповідно до застосованої моделі (рис. 4.14) загальна система рівнянь рівноваги зусиль у перерізі косо стиснутої колони записана у вигляді:

$$\sum Z_0 = N_{Ed} - \iint\limits_{A_c} \sigma_c dx_{0,c} dy_{0,c} + \sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si} = 0; \tag{4.6}$$

$$\sum M_{Y_0} = N_{Ed} x_{0,Ed} + \iint\limits_{A_c} \sigma_c x_{0,c} dx_{0,c} dy_{0,c} + \sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si} x_{0,si} = 0; \tag{4.7}$$

$$\sum M_{X_0} = N_{Ed} y_{0,Ed} + \iint\limits_{A_c} \sigma_c y_{0,c} dx_{0,c} dy_{0,c} + \sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si} y_{0,si} = 0, \tag{4.8}$$

де N_{Ed} – розрахункове значення поздовжньої сили від зовнішнього навантаження;

$\sigma_c = f(x_0, y_0)$ – закон розподілення напружень по перерізу стиснутої зони бетону в системі координат $X_0Y_0Z_0$;

$dx_{0,c}dy_{0,c} = dA_c$ – елементарне значення площі стиснутої A_c зони перерізу колони;

σ_{si} – напруження у i-тому арматурному стержні залежно від його розташування в поперечному перерізі косо стиснутої колони;

A_{si} – площа перерізу i-того арматурного стержня;

n – кількість арматурних стержнів у перерізі;

$x_{0,Ed}$, $y_{0,Ed}$ – координати прикладання сили N_{Ed} в системі координат $X_0Y_0Z_0$;

$x_{0,c}$, $y_{0,c}$ – координати точки прикладання елементарних значень рівнодійної зусиль на ділянці dA_c в бетоні стиснутої зони в системі координат $X_0Y_0Z_0$;

$x_{0,si}$, $y_{0,si}$ – координати точки прикладання рівнодійної зусиль у i-тому арматурному стержні в системі координат $X_0Y_0Z_0$.

При виведенні функціональної залежності розподілення напружень $\sigma_c = f(x_0,\ y_0)$ по перерізу в системі координат $X_0Y_0Z_0$ використано закон розподілення напружень в площині YOZ системи координат XYZ, котра проходить ортогонально до нейтральної лінії через найбільш віддалену від нейтральної лінії точку в стиснутій зоні, у вигляді залежності [401]

$$\sigma_c = \frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kX - \eta_{(1)}y\right)}{X\left(X + \left(k-2\right)\eta_{(1)}y\right)}, \tag{4.9}$$

в якій $\eta_{(1)} = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1}$ – рівень деформацій стиску бетону в точці перерізу з відносною деформацією $\varepsilon_{c(1)}$, найвіддаленішій від нейтральної лінії (рис. 4.14);

y – поточне значення координати в системі координат XYZ;

X – висота стиснутої зони бетону.

Функцію розподілення напружень по перерізу в системі координат $X_0Y_0Z_0$ з (4.9) отримано в [353] шляхом переходу в цю систему координат із системи координат XYZ у вигляді

$$\sigma_c = \frac{f_{cd}\eta_{(1)}\left(X - x_0\sin\theta - y_0\cos\theta\right)\left(kX - \eta_{(1)}\left(X - x_0\sin\theta - y_0\cos\theta\right)\right)}{X\left(X + \left(k-2\right)\eta_{(1)}\left(X - x_0\sin\theta - y_0\cos\theta\right)\right)}, \tag{4.10}$$

де θ – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної вісі інерції перерізу;

x_0, y_0 – поточні значення координат в системі координат $X_0Y_0Z_0$.

Напруження σ_{si} у i-тому арматурному стержні визначається за (4.2) – (4.3) для звичайної арматури та за (4.4) – (4.5) для високоміцної залежно від її деформацій у перерізі косо стиснутої колони

$$\varepsilon_{si} = \frac{\varepsilon_{c(1)}y_{si}}{X}, \tag{4.11}$$

де координата

$$y_{si} = X - x_{0,si}\sin\theta - y_{0,si}\cos\theta. \tag{4.12}$$

З аналізу виразів (4.9) – (4.12) з’ясовано, що для моделювання напружено-деформованого стану косо стиснутих колон необхідним є встановлення

залежності між кутом θ нахилу нетральної лінії та ексцентриситетами прикладання зовнішньої поздовжньої сили відносно геометричного центра перерізу, котрі в розглядуваній схемі (рис. 4.14) представлені через координати $x_{0,Ed}$ та $y_{0,Ed}$ таким чином, що

$$x_{0,Ed} = 0,5b - e_b, \tag{4.13}$$

$$y_{0,Ed} = 0,5h - e_h, \tag{4.14}$$

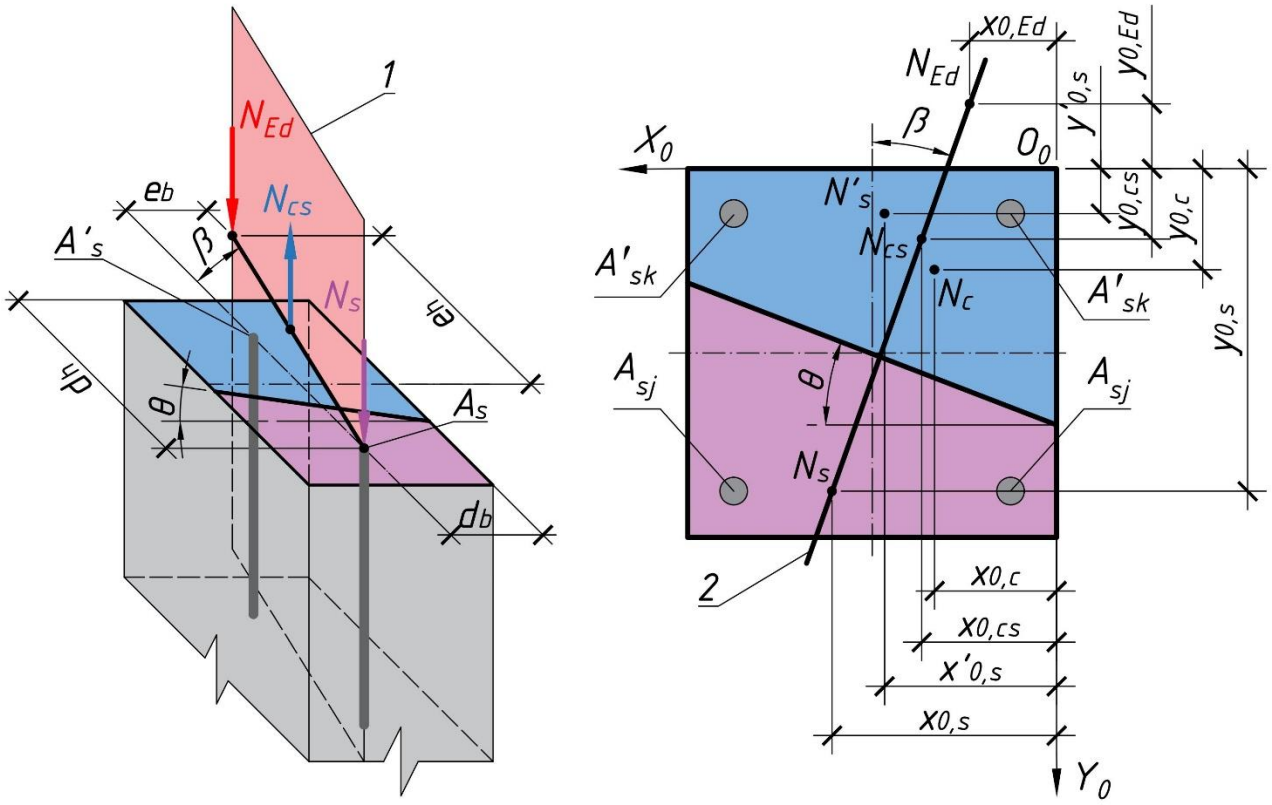
де e_b – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} відносно геометричного центра перерізу колони в напрямку b;

e_h – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} відносно геометричного центра перерізу колони в напрямку h.

4.2.1 Положення площин дії зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі

Кут θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної вісі інерції перерізу при моделюванні напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон за (4.6) – (4.12) визначається залежно від ексцентриситетів (e_b, e_h) прикладання зовнішньої поздовжньої сили відносно центра інерції перерізу колони. Для визначення кута θ застосовується умова про розташування поздовжньої сили N_{Ed} від зовнішніх навантажень та рівнодійних внутрішніх зусиль в стиснутій (N_{cs}) і розтягнутій (N_s) зонах перерізу в одній – силовій площині. Лінія перетину цієї силової площини з площиною поперечного перерізу колони утворює кут β з вертикальною віссю інерції перерізу (рис. 4.15, *а*) [294, 295].

Наведене твердження випливає з того, що відповідно до умов рівноваги зусиль в перерізі косо стиснутого залізобетонного елемента, зовнішній момент від позацентрового прикладання поздовжньої сили N_{Ed} урівноважується відповідними внутрішніми моментами від рівнодійних внутрішніх зусиль в стиснутій N_{cs} та розтягнутій N_s зонах перерізу відносно осей X_0 та Y_0 відповідно (рис. 4.15, *б*).



а) *б*)

Рисунок 4.15 – Розташування зовнішніх та внутрішніх зусиль: *а*) – у косо стиснутому елементі, армованому одним стержнем в розтягнутій зоні; *б*) – у поперечному перерізі косо стиснутої колони; 1 – площина дії зовнішніх та внутрішніх зусиль; 2 – лінія перетину площини 1 із площиною поперечного перерізу колони

Оскільки робота розтягнутого бетону майже не впливає на міцність косо стиснутого елемента в граничному стані, в якості рівнодійної внутрішніх зусиль в розтягнутій зоні перерізу прийнята рівнодійна N_s зусиль в розтягнутій арматурі. При цьому в стиснутій зоні перерізу при визначенні рівнодійної N_{cs} беруться до уваги як зусилля у бетоні, так і в стиснутій арматурі.

З метою спрощення доведення наведеного твердження про розташування всіх сил і зусиль, котрі діють у перерізі косо стиснутої колони, в одній площині припустимо, що в розтягнутій зоні перерізу знаходиться один арматурний стержень (рис. 4.15, *а*). Лінія дії рівнодійної зусиль N_s буде співпадати з віссю цього стержня. Тоді площина $N_s – N_{Ed}$, в якій лежатимуть лінія дії поздовжньої

сили N_{Ed} та лінія дії внутрішнього зусилля N_s, буде чітко зафіксованою у просторі відносно поперечного перерізу колони ексцентриситетами (e_b та e_h) прикладання сили N_{Ed} та відстанями (d_b та d_h) від найбільш стиснутого ребра до розтягнутого арматурного стержня перерізу в напрямах b та h відповідно.

Момент рівнодійної N_{cs} внутрішніх зусиль стиснутої зони відносно будь-якої точки лінії (рис. 4.15, *а*, поз. 2) перетину площини $N_s - N_{Ed}$ з площиною поперечного перерізу колони повинен дорівнювати нулю, оскільки відносно цієї лінії зусилля N_s і N_{Ed} моментів не створюють, бо проходять через неї. Таким чином, лінія дії внутрішнього зусилля N_{cs} також лежить у площині $N_s - N_{Ed}$.

Враховуючи вищенаведене доведення, в моделюванні загального виду напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони приймається умова про співпадіння площин дії зовнішніх і внутрішніх зусиль.

4.2.2 Критерії міцності косо стиснутих колон

Моделювання роботи залізобетонних елементів у граничному стані опирається на поняття критерію їх міцності. Під поняттям міцності конструкції або конструкційної міцності мається на увазі здатність конструкції чинити опір руйнуванню, котра не залежить від способу прикладання навантаження і є характеристикою конструкції. На відміну від несучої здатності, котра являє собою навантаження на конструкцію, перевищення якого приводить до необмежених пластичних деформацій.

На сьогодні загально прийнятим в нормативних документах багатьох країн [201 – 204] є деформаційний критерій міцності. Цей критерій певною мірою усунув недоліки попереднього так званого «силового критерію», котрий визначав момент руйнування досягненням граничного значення напруження стиску в бетоні і не повною мірою враховував як особливості пружно-пластичного деформування бетону в складі залізобетонного елемента, так і

фізичні характеристики високоміцної арматури, що особливо було відчутним при застосуванні її в стиснутій зоні елементів.

Деформаційним критерієм регламентується руйнування залізобетонного елемента в момент, коли не напруження, а деформації в бетоні в найвіддаленішій від нейтральної лінії точці (рис. 4.14) досягають граничного значення на стиск або відбувається розрив всіх розтягнутих арматурних стержнів при досягненні в них граничних значень деформацій на розтяг:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu}, \tag{4.15}$$

або

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{ud}, \tag{4.16}$$

де $\varepsilon_{c(1)}$ – поточне значення відносних фіброві деформацій бетону найбільш стиснутої фібри перерізу залізобетонного елемента;

ε_{cu} – граничні значення відносних деформацій стиску бетону за діаграмою $\sigma_c - \varepsilon_c$ (рис. 4.4, *а*) $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu1,cd}$;

ε_s – поточне значення відносних деформацій розтягнутих арматурних стержнів залізобетонного елемента;

ε_{ud} – розрахункові значення відносних деформацій арматури при максимальному навантаженні (рис. 4.11, *а*).

Критерієм (4.15) значення граничних відносних деформацій бетону ε_{cu} запропоновано визначати експериментально на рівні найбільш стиснутої грані залізобетонного елемента, тобто в його складі. За результатами випробувань [373 – 375] було виявлено, що значення граничних фіброві деформацій бетону ε_{cu} стиснутої зони зменшуються при підвищенні класу бетону, що відображено в нормативних документах [201 – 204] шляхом встановлення значень ε_{cu} залежно від класу бетону.

Між тим, багатьма дослідженнями виявлено залежність ε_{cu} від деяких інших факторів. Зокрема відмічено [376], що в елементах з низьким відсотком армування відносні деформації бетону в момент руйнування мали суттєво менші значення порівняно з переармованими елементами. Це явище пояснюється тим, що в переармованих елементах арматура в момент руйнування елемента працює

пружно, тобто не вичерпує свій міцнісний ресурс, і це сприяє значному збільшенню граничних значень фіброві деформацій стиснутого бетону.

Також відмічено [376, 354], що у балках та колонах, стиснута зона яких в момент їх руйнування мала вигляд трикутника, відповідні значення фіброві деформацій ε_{cu} були більші ніж в балках і колонах з прямокутною формою стиснутої зони при всіх інших однакових умовах. Таким чином, виявлена залежність значень ε_{cu} і від форми стиснутої зони (форми перерізу).

Отже, ретельний аналіз критерію (4.15) [354], показав, що поряд з його позитивними сторонами все ж таки він не враховує достатньою мірою прояв фізико-механічних властивостей бетону залежно від виду завантаження, форми стиснутої зони, коефіцієнта армування та інших факторів. Критерієм (4.15) також не враховується явище розміцнення бетону на рівні і поблизу найбільш стиснутої грані залізобетонного елемента, котрий зазнає неоднорідного напружено-деформованого стану, що характеризується зменшенням напружень в межах найбільш деформованих ділянок при рості деформацій і збільшенням напружень в менш деформованих ділянках.

Тобто, впровадження деформаційного критерію може бути доцільним при застосуванні спрощеного рівномірного розподілення напружень у стиснутій зоні бетону (рис. 4.7) при розробці інженерних методів розрахунку міцності залізобетонних елементів.

При нелінійному моделюванні роботи залізобетонних елементів на основі повної діаграми деформування бетону за (4.1) в роботах [353, 354, 403 – 405] доведено можливість застосування екстремального критерію міцності.

Під екстремальним критерієм міцності залізобетонного елемента пропонується приймати значення фіброві деформацій бетону на рівні найвіддаленішої від нейтральної лінії точки стиснутої зони при досягненні ним максимального значення зусилля опору руйнуванню.

Відповідно до запропонованого визначення, екстремальний критерій міцності для косо деформованих елементів буде мати такий аналітичний вигляд [354]

$$F_{Rd}\left(\varepsilon_{cu},\theta_u\right)=\max F_{Rd}\left(\varepsilon_{c(1)},\theta\right) \tag{4.17}$$

де F_{Rd} – внутрішнє зусилля, що виникає від косого деформування;

$\varepsilon_{c(1)}$ – фіброві деформації бетону в складі залізобетонного елемента, які залежать від виду завантаження, коефіцієнта армування, фізико-механічних характеристик бетону, форми стиснутої зони бетону тощо;

θ – кут нахилу нейтральної лінії.

Екстремальний критерій (4.17) міцності залізобетонних елементів усуває відмічені недоліки деформаційного критерію (4.15), дає можливість ефективного впровадження повної діаграми стану бетону в деформаційну модель напружено-деформованого стану косо стиснутого залізобетонного елемента і ґрунтується на рівняннях механіки деформівного твердого тіла. Застосування такого критерію дозволяє проектувати залізобетонні елементи із точним та всебічним урахуванням впливу на несучу здатність різних факторів.

Для згинальних та позацентрово стиснутих елементів, у яких в граничному стані руйнування починається із досягнення межі текучості в розтягнутій арматурі, тобто значення $\sigma_s = f_{yd}$ є постійним, застосування екстремального критерію дозволяє отримати аналітично розрахункові граничні значення деформацій бетону найбільш стиснутої фібри залізобетонного елемента. Такі значення вперше отримані в [404] залежно від коефіцієнта фізико-механічних властивостей бетону для різних форм стиснутої зони бетону.

Для стиснутих залізобетонних елементів при їх неоднорідному деформуванні за умови прикладання навантаження з малими ексцентриситетами, тобто таких, у яких в момент руйнування напруження в арматурі розтягнутої зони не досягають межі текучості, розрахункові граничні значення деформацій бетону в найбільш стиснутій фібрі перерізу будуть перевищувати значення, визначені за умови $\sigma_s = f_{yd}$. Оскільки в граничному стані елемента напруження в розтягнутій арматурі зростають при її роботі пружній стадії, відповідно рівнодійна зусиль в арматурі також збільшується, тому для її врівноважування рівнодійна в стиснутій зоні перерізу також буде зростати за рахунок наповнення епюри напружень та більш інтенсивного деформування

найбільш стиснутих волокон бетону. В певний момент це наповнення досягне свого максимуму, що буде відповідати найбільшому значенню рівнодійної зусиль в бетоні стиснутої зони. В цей момент відбудеться руйнування елемента як такого, в якому вичерпані міцнісні та деформативні якості стиснутої зони бетону.

Це явище може бути також реалізоване в елементах, армованих високоміцною арматурою, в розрахунку міцності яких застосовується дволінійна діаграма фізичного стану арматури з похилою верхньою ділянкою. В них напруження в арматурі після досягнення значення $\sigma_p = f_{pd}$ є величиною змінною залежно від положення нейтральної лінії. У цьому випадку граничні значення деформацій бетону можуть досягати більших значень порівняно з розрахованими при встановленому сталому значенні напружень в арматурі.

Застосування для такого випадку екстремального критерію не дозволяє отримати аналітичного розв'язку. При деформуванні залізобетонного елемента за умови, що в граничному випадку розтягнута арматура не досягає межі текучості, функція внутрішнього поздовжнього зусилля є функцією двох змінних

$$N_{Rd} = f(\eta_{c(1)}; \eta_s), \tag{4.18}$$

де $\eta_{(1)} = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1,cd}$; $\varepsilon_{c(1)}$ – відносні деформації найбільш стиснутої фібри бетону в складі залізобетонного елемента;

$\eta_s = \varepsilon_s / \varepsilon_{c1,cd}$; ε_s – відносні деформації розтягнутої арматури у складі залізобетонного елемента.

В цьому випадку критерієм руйнування залізобетонного елемента може бути досягнення напружень в розтягнутій зоні, котрі відповідають межі текучості звичайної розтягнутої арматури, тобто

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0}. \tag{4.19}$$

Застосування критерію (4.19) є можливим тільки за умови, що відповідні деформації $\varepsilon_{c(1)}$ (або їх рівень $\eta_{(1)}$) найбільш стиснутої фібри бетону в перерізі залізобетонного елемента знаходяться на визначеному проміжку деформацій бетону $\varepsilon_{cu} < \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{co}$ ($\eta_u < \eta_{(1)} \leq \eta_o$), в межах котрого деформування бетону є

фізично можливим. Нижня межа розглядуваного діапазону відповідає значенням граничних деформацій $\varepsilon_{cu}(\eta_u)$ бетону найбільш стиснутої фібри залізобетонного елемента, визначених в [410] за екстремальним критерієм при умові, що $\sigma_s = f_{yd}$. Верхня межа $\varepsilon_{co}(\eta_o)$ являє собою критерій максимальної міцності бетону стиснутої зони залізобетонного елемента і є за своєю фізичною сутністю критерієм руйнування бетону стиснутої зони.

Для його реалізації розглянемо випадок плоского позацентрового завантаження залізобетонної колони прямокутного профілю (рис. 4.16).

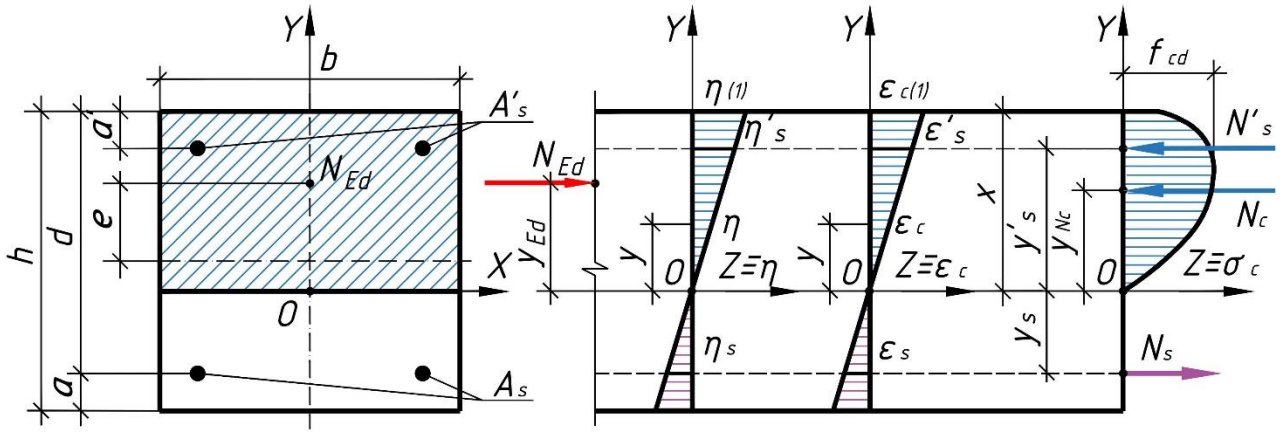


Рисунок 4.16 – Розрахункова схема перерізу позацентрово стиснутої залізобетонної колони при неоднорідному деформуванні

Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних позацентрово стиснутих колон виконується на основі деформаційного методу з використанням передумов, запроваджених чинними нормами [201, 297]. При цьому для описання процесу деформування стиснутого бетону прийнято дробово-раціональну функцію σ_c–ε_c за (4.1). Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою за (4.2) та (4.3).

Розрахункові рівняння рівноваги у площині координатної осі Y, перпендикулярної до нейтральної лінії (рис. 4.16), записані у такому вигляді:

$$\sum Z = 0 : N_{Ed} - N_c - N'_s - N_s = 0; \tag{4.20}$$

$$\sum M_B = 0 : \; N_c(y_{Ed} - y_{Nc}) + N'_s\left(y_{Ed} - y'_s\right) + N_s\left(y_{Ed} - y_s\right) = 0, \tag{4.21}$$

де N_{Ed} – поздовжня сила від зовнішнього навантаження;

N_c – рівнодійна напружень в бетоні стиснутої зони;

N'_s, N_s – рівнодійні зусиль в стиснутій та розтягнутій арматурі відповідно;

y_{Nc} – координата точки прикладання зусилля N_c,;

y'_s – координата точки прикладання зусилля N'_s, $y'_s = x - a'$;

y_s – координата прикладання зусилля N_s, $y_s = x - d$;

y_{Ed} – координата точки прикладання сили N_{Ed}, $y_{Ed} = x - 0{,}5h + e$;

x – висота стиснутої зони бетону;

e – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} відносно центра інерції перерізу колони.

Закон розподілення напружень в системі координат XOY отримано з використанням функції σ_c–ε_c за (4.1) в [353, 354] у вигляді залежності

$$\sigma_c = \frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx - \eta_{(1)}y\right)}{x\left(x + \left(k-2\right)\eta_{(1)}y\right)} \tag{4.22}$$

в якій $\eta_{(1)} = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1}$ – рівень деформацій стиску бетону в точці перерізу з відносною деформацією $\varepsilon_{c(1)}$, найвіддаленішій від нейтральної лінії (рис. 4.14);

y – поточне значення координати в системі координат XOY;

x – висота стиснутої зони бетону.

Рівнодійна зусиль в бетоні стиснутої зони з урахуванням (4.22) визначається за залежністю [353, 354]:

$$N_c = b\int_0^x \frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx - \eta_{(1)}y\right)}{x\left(x + \left(k-2\right)\eta_{(1)}y\right)}dy = f_{cd}bx\omega\,, \tag{4.23}$$

в якій

$$\left.\begin{array}{l}\omega=\dfrac{(k-1)^2(c-\ln c-1)}{(k-2)^3\eta_{(1)}}-\dfrac{\eta_{(1)}}{2(k-2)}\ \text{при}\ k\neq 2,\\ \omega=\eta_{(1)}\left(1-\dfrac{\eta_{(1)}}{3}\right)\ \text{при}\ k=2,\end{array}\right\}, \tag{4.24}$$

де ω – коефіцієнт повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони;

$c = 1 + (k - 2)\,\eta_{(1)}$.

Координата прикладання зусилля N_c визначається за залежністю, отриманою в [353, 354]

$$y_{Nc}=\frac{S_c}{N_c}=x\frac{\varphi}{\omega}, \tag{4.25}$$

$$S_c=b\int_0^x\frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx-\eta_{(1)}y\right)}{x\left(x+(k-2)\eta_{(1)}y\right)}ydy=f_{cd}bx\varphi, \tag{4.26}$$

де

$$\left.\begin{array}{l}\varphi=\dfrac{(k-1)^2}{(k-2)^3}\left(\dfrac{k-2}{2}-\dfrac{1}{\eta_{(1)}}\left(1-\dfrac{\ln c}{(k-2)\eta_{(1)}}\right)\right)-\dfrac{\eta_m}{3(k-2)}\ \text{при}\ k\neq 2\\ \varphi=\eta_{(1)}\left(\dfrac{2}{3}-\dfrac{\eta_{(1)}}{4}\right)\ \text{при}\ k=2\end{array}\right\}. \tag{4.27}$$

Рівнодійні зусиль в стиснутій та розтягнутій арматурі обчислюються залежно від напружень

$$N'_s=\sigma'_s A'_s, \tag{4.28}$$

$$N_s=\sigma_s A_s. \tag{4.29}$$

Напруження в арматурі визначається за дволінійним законом її деформування (4.2) та (4.3) залежно від її деформацій у перерізі колони (рис. 4.16):

$$\sigma'_s=E'_s\varepsilon'_s\le f'_{yd}, \tag{4.30}$$

$$\sigma_s=E_s\varepsilon_s\le f_{yd}, \tag{4.31}$$

де деформації арматури:

$$\varepsilon'_s=\frac{\varepsilon_{c(1)}y'_s}{x}, \tag{4.32}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{c(1)} y_s}{x} \tag{4.33}$$

Критерієм міцності у розрахунках може слугувати критерій повного використання опору бетону стиснутої зони залізобетонного елемента. Він за своєю фізичною сутністю є критерієм руйнування бетону стиснутої зони при максимальному значенні зусилля N_c, тобто при максимальному наповненні епюри напружень стиску. Визначення критерію реалізується шляхом дослідження функції $N_c = f(\varepsilon_{c(1)})$, на екстремум, що також може бути еквівалентно дослідженню функції коефіцієнта ω повноти епюри напружень стиску в бетоні стиснутої зони у вигляді умов:

$$\omega(\varepsilon_{co}) = \max \omega(\varepsilon_{c(1)}) \tag{4.34}$$

або

$$\omega(\eta_o) = \max \omega(\eta_{(1)}), \tag{4.35}$$

де розрахункове граничне значення деформації бетону на стиск (або її рівень) ε_{co} ($\eta_o = \varepsilon_{co} / \varepsilon_{c1,cd}$) перевищує значення деформацій ε_{cu} ($\eta_u = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c1,cd}$), що відповідають екстремальному критерію міцності даного перерізу при сталому значенні напружень текучості в арматурі [410].

Застосування критерію (4.34) є прийнятним за умови, що відповідні деформації ε_s розтягнутої арматури в перерізі залізобетонного елемента знаходяться на визначеному проміжку її деформацій $0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{so}$, що відповідає пружній роботі арматури.

Із викладеного випливає, що, використовуючи критерій (4.35), залежність для визначення невідомої величини ε_{co} (η_o), можна отримати шляхом диференціювання функції $\omega = f(\eta_{c(1)},\ldots)$, поклавши в основу шуканої залежності – критерій повного використання опору стиснутої зони бетону при умові, що напруження в розташованій у перерізі розтягнутій арматурі зростають, а також ураховуючи той факт, що висота x стиснутої зони бетону прийматиме цілком обумовлені значення.

Опираючись на запропонований критерій, для визначення значень ε_{co} (η_o) залежність (4.24) досліджена на екстремум за умовою:

$$\frac{\partial \omega}{\partial \eta_{(1)}} = 0. \tag{4.36}$$

Розв'язком рівняння (4.36) є залежність, котра подібно до роботи [354] дозволяє визначати граничні деформації бетону залежно від коефіцієнта k фізико-механічних властивостей бетону

$$\eta_o = \frac{e^{\lambda} - 1}{k - 2},\ k \neq 2, \tag{4.37}$$

де λ – корінь характеристичного рівняння

$$e^{\lambda}\left(2k\left(k-2\right)\left(\lambda-1\right)+2\lambda-3\right)-e^{3\lambda}+2e^{2\lambda}+2k(k-2)+2=0. \tag{4.38}$$

Для значення $k = 2$

$$\frac{\partial \omega}{\partial \eta_{(1)}} = 1 - \frac{2\eta_{(1)}}{3}. \tag{4.39}$$

Представивши (4.39) у вигляді рівняння за (4.36), отримуємо $\eta_o = 1{,}5$.

Графічно результати дослідження виразу (4.24) у вигляді функції $\omega = f(\eta_{c(1)},\ldots)$ на екстремум являють собою діаграму граничних значень рівнів фіброві деформацій бетону прямокутної стиснутої зони залізобетонних елементів у момент досягнення епюрою напружень в бетоні стиснутої зони максимального наповнення (рис. 4.17). Отриману діаграму можна використовувати у розрахунках.

На рисунку 4.17 наведена також діаграма граничних значень бетону залізобетонних елементів, отриманих в [405] на основі екстремального критерію міцності. Різниця між наведеними значеннями при однакових значеннях k демонструє резерви міцності бетону в складі залізобетонного елемента, арматура в якому працює в пружній стадії. Цей резерв може також бути ефективно реалізований при застосуванні високоміцної арматури.

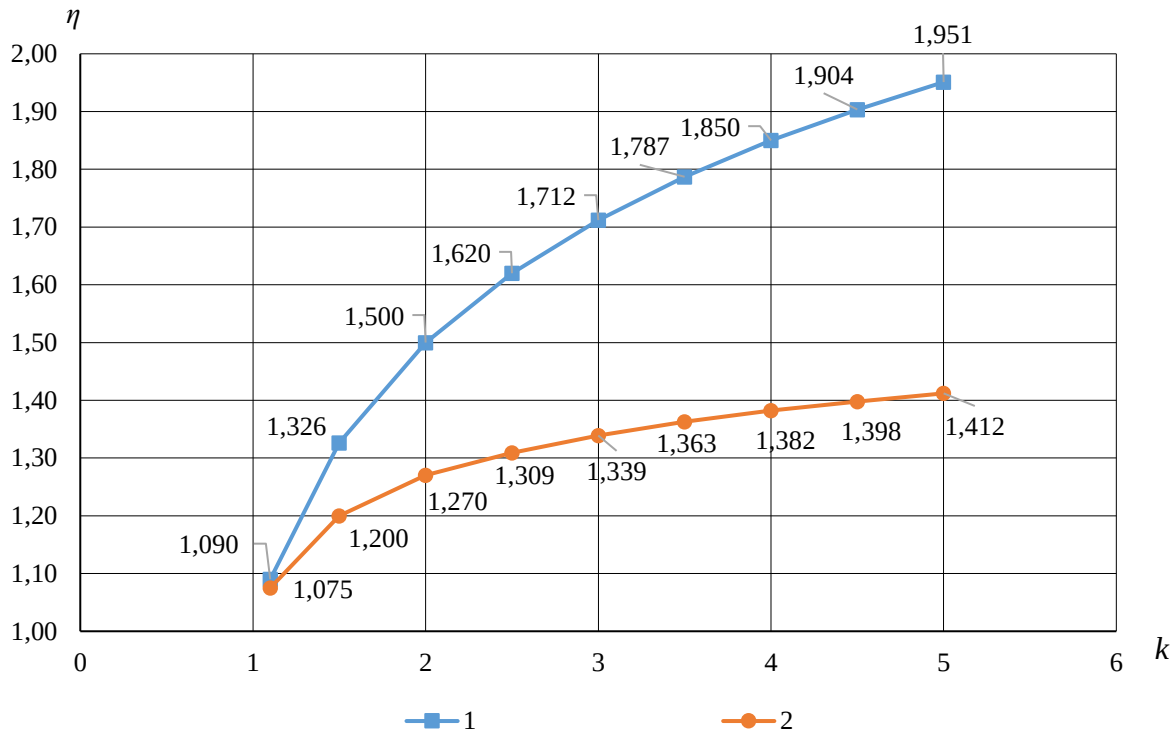


Рисунок 4.17 – Діаграми граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону прямокутної стиснутої зони поперечного перерізу позацентрово стиснутої колони: 1 – η_o за (4.35) при $\sigma_s < f_{yd}$ та 2 – η_u за екстремальним критерієм [405] при $\sigma_s = f_{yd}$ залежно від параметра k

Для практичного застосування параметрів ω та φ, котрі залежать від $\eta_{(1)}$, в розрахунках міцності позацентрово стиснутих залізобетонних колон їх значення, обчислені за умовою (4.35) з урахуванням даних графіка 1 на рисунку 4.17, зведені у таблицю 4.7 залежно від класу бетону С.

Таблиця 4.7 – Значення параметрів η_o, ω та φ для позацентрово стиснутих колон при $\sigma_s < f_{yd}$ залежно від класу бетону С

Клас бетону	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
η_o	1,741	1,705	1,669	1,642	1,620	1,598	1,578	1,564	1,543	1,518
ω	0,820	0,811	0,801	0,794	0,788	0,781	0,775	0,771	0,764	0,756
φ	0,456	0,454	0,416	0,449	0,448	0,446	0,444	0,443	0,441	0,439
φ/ω	0,557	0,560	0,519	0,565	0,569	0,571	0,573	0,575	0,577	0,581

Розглянемо застосування розробленої методики при визначенні несучої здатності колони з поперечним перерізом квадратного профілю розмірами $b = 400$ мм, $h = 400$ мм (рис. 4.16), виготовленої із бетону класу С30/35 ($f_{cd} = 19{,}5$ МПа, $E_{cd} = 27$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1{,}72‰$) із арматурою класу А400С ($f_{yd} = 364$ МПа, $E_s = 210$ ГПа, $\varepsilon_{s0} = 0{,}0017$) площею $A'_s = A_s = 628$ мм^2, котра розташована на відстані від граней перерізу на відстані $a' = a = 50$ мм. Ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} складає $e = 70$ мм. Робоча висота перерізу $d = h - a = 400 - 50 = 350$ мм.

Для розглядуваної колони за методикою [411] встановлено, що в момент руйнування розтягнута арматура не досягає межі текучості.

Визначаємо висоту x стиснутої зони бетону з рівняння (4.21), виразивши його складові через x, при таких значеннях величин: $\omega = 0{,}787$, $\varphi = 0{,}448$, $\varphi/\omega = 0{,}569$ (табл. 4.7). Для спрощення приймаємо, що напруження в стиснутій арматурі досягають межі текучості, тобто $\sigma'_s = f_{yd} = 364$ МПа.

Після розв’язання рівняння з одним невідомим, отримано $x = 328{,}82$ мм. При цьому отримано такі значення складових рівняння (4.21): $N_c = 2018{,}50$ кН; $y_{Nc} = 187{,}18$ мм; $y_{Ed} = 198{,}82$ мм; $y'_s = 278{,}82$ мм; $\varepsilon'_s = 0{,}0024 > \varepsilon_{s0} = 0{,}0017$; $\sigma'_s = 364$ МПа; $N'_s = 228{,}59$ кН; $y_s = -21{,}18$ мм; $|\varepsilon_s| = |-0{,}00018| < \varepsilon_{s0} = 0{,}0017$; $\sigma_s = -37{,}69$ МПа; $N_s = -23{,}67$ кН.

Поздовжню силу визначаємо, прийнявши $N_{Rd} = N_{Ed}$, з рівняння (4.20) $N_{Rd} = 2223{,}42$ кН.

Значення поздовжньої сили, обчислене ітераційним методом за [296] з використанням апроксимації діаграми стану бетону поліномом 5-го ступеня, складає $N_{Rd} = 2282{,}95$ кНм.

Таким чином, сумісне застосування екстремального критерію (4.17) та критерію повного використання опору бетону стиснутої зони (4.35) при моделюванні напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон дозволяє реалізувати розрахунок їх несучої здатності. Тобто, дає можливість аналітично розв’язувати задачі міцності стиснутих залізобетонних елементів при їх неоднорідному деформуванні для всіх випадків прикладання

зовнішнього навантаження.

Аналіз виведених формул (4.24), (4.34) та (4.35) показує, що числові значення фібрових деформацій бетону функціонально залежать безпосередньо від форми стиснутої зони, що на практиці означає їх залежність від форми поперечного перерізу залізобетонного елемента. Отримані і наведені розрахункові значення фібрових деформацій (рис. 4.17) є прийнятними для бетону в складі стиснутої зони прямокутної форми залізобетонного елемента.

Як свідчать результати роботи багатьох дослідників, зокрема роботи [353, 354, 405], при перетворені прямокутної форми стиснутої зони в трикутну чи трапецієподібну при повороті поперечного перерізу (за умов косого стискання чи згинання), значення граничних фібрових деформацій концентруються на рівні найбільш стиснутого ребра елемента, тобто вони зростають. Такі значення деформацій для умов складного деформування отримані аналітично на основі екстремального критерію міцності для випадку досягнення розтягнутою арматурою межі текучості в [405].

Використання ж запропонованого критерію повного використання опору стиснутої зони бетону (4.34) – (4.35) для випадку форм стиснутої зони (поперечних перерізів) відмінних від прямокутної, за умови, що деформації розтягнутої арматури реалізуються в межах пружної ділянки її роботи, здійснено в розділі 5 при розробці практичних методів розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон. Це дає можливість отримати повний діапазон змін граничних значень фібрових деформацій бетону як для прямокутної, так і інших форм стиснутої зони бетону (поперечних перерізів). Тобто, в кінцевому підсумку здобуто діаграми граничних значень фібрових деформацій бетону залежно від форми поперечного перерізу, для елементів, в яких розтягнута арматура в граничному стані працює в пружній стадії .

Таким чином, сукупність застосованих передумов та виведених залежностей дозволяє моделювати напружено-деформований стан косо стиснутих залізобетонних колон при їх неоднорідному їх деформуванні за умови роботи арматури в пружній стадії.

4.3 Загальна модель однорідного напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон

Теоретична модель розглядається для косо стиснутих колон прямокутного профілю, що зазнають однорідного напруженого стану, тобто в розрахунковому перерізі яких у граничному стані наявна лише зона стиску (рис. 4.18). При цьому створення моделі базується на передумовах і допущеннях, викладених в 4.1.

Для проведення теоретичних досліджень загальна система рівнянь рівноваги відповідно до розрахункової схеми (рис. 4.18) записується в прямокутній декартовій системі координат $X_0Y_0Z_0$. Прийнята система координат розташовується так, що її початок співпадає з найбільш віддаленою від нейтральної лінії стиснутою точкою перерізу. Вісь Z_0 перпендикулярна до площини поперечного перерізу і має напрямок в сторону точки спостереження, а осі X_0 і Y_0 направлені від початку координат вздовж ребер перерізу так, що кут між віссю Y_0 і висотою стиснутої зони дорівнює кутові θ нахилу нейтральної лінії до осі X_0. Поверхні розподілення напружень і деформацій по перерізу утворюються твірними, котрі паралельні нейтральній лінії.

Для прийнятої системи координат $X_0Y_0Z_0$ загальний вигляд системи рівнянь рівноваги зусиль у перерізі косо стиснутої колони відповідно до застосованої моделі (рис. 4.18) записано у вигляді рівнянь (4.6) – (4.8).

При інтегруванні функціональної залежності розподілення напружень $\sigma_c = f(x_0, y_0)$ по перерізу в системі координат $X_0Y_0Z_0$ застосовується залежність (4.10), а в площині YOZ системи координат XYZ – (4.9).

Напруження σ_{si} у i-тому арматурному стержні визначається за (4.2) – (4.3) для звичайної арматури та за (4.4) – (4.5) для високоміцної залежно від її деформацій за (4.11) у перерізі косо стиснутої колони

З аналізу виразів (4.9) – (4.12) з’ясовано, що для моделювання напружено-деформованого стану косо стиснутих колон необхідним є встановлення залежності між кутом θ нахилу нетральної лінії та ексцентриситетами

прикладання зовнішньої поздовжньої сили відносно центра інерції перерізу, котрі в розглядуваній схемі (рис. 4.18) представлені залежностями (4.13) та (4.14).

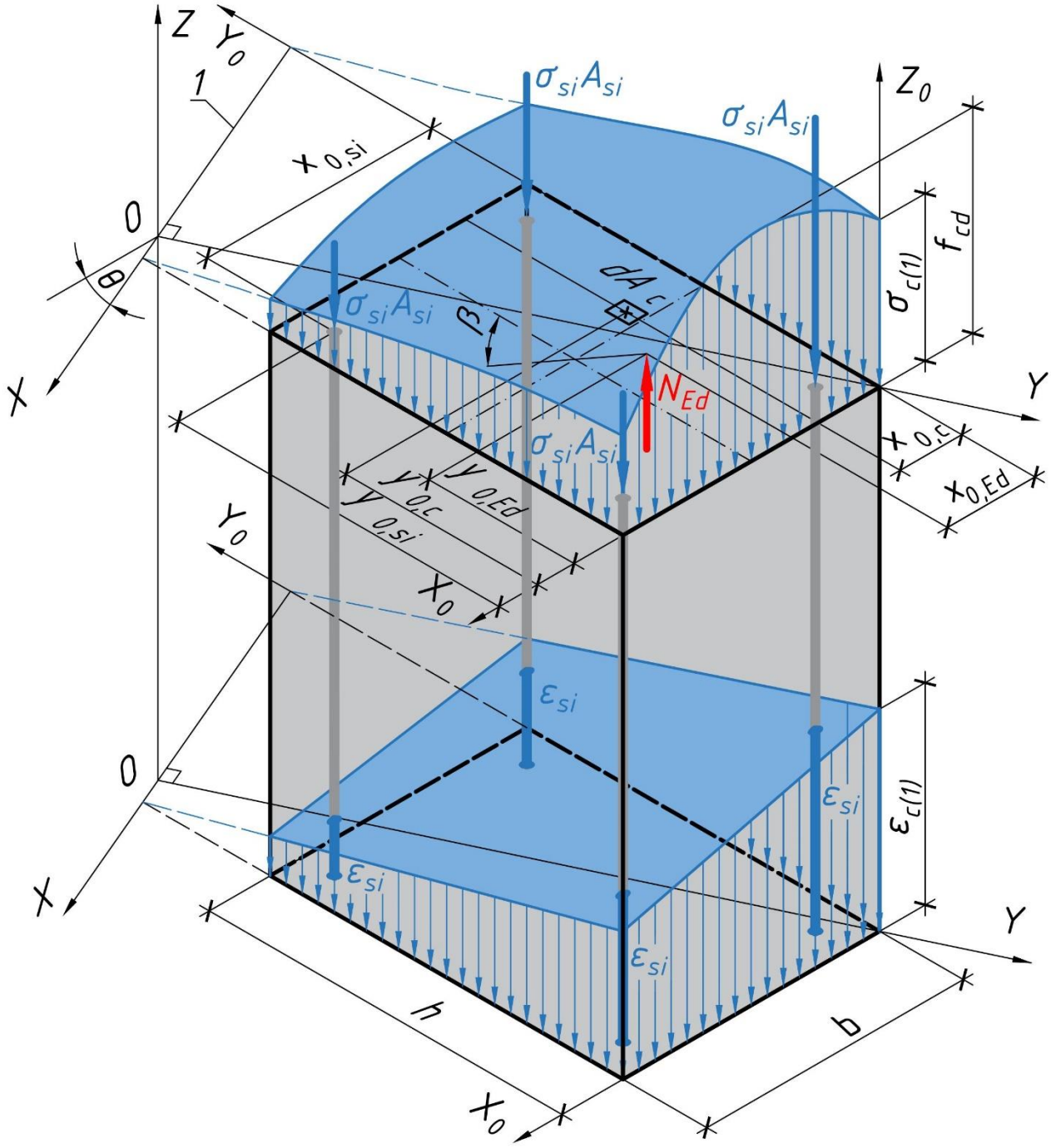


Рисунок 4.18 – Загальна схема розподілу зусиль, напружень та деформацій косо стиснутої залізобетонної колони при її однорідному стисканні:

1 – умовна нейтральна лінія

4.3.1 Положення площин дії зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі

Кут θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної вісі інерції перерізу при моделюванні напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон за (4.6) – (4.12) при однорідному стиску визначається залежно від ексцентриситетів прикладання зовнішньої поздовжньої сили відносно геометричного центра перерізу. Для отримання шуканої залежності розглядається взаємне прикладання поздовжньої сили N_{Ed} від зовнішніх навантажень та рівнодійної N_{cs} внутрішніх зусиль стиску в перерізі, котра є рівнодійною зусиль в бетоні й арматурі (рис. 4.19). Оскільки в граничному стані в перерізі діють лише дві рівнодійні сили N_{Ed} та N_{cs}, то їх рівність та розташування в одній точці випливає з умов рівноваги.

Враховуючи вищенаведене, при моделюванні загального виду напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони приймається умова про співпадіння точок прикладання рівнодійних зовнішніх і внутрішніх зусиль. На основі прийнятої умови координати розташування цих сил (рис. 4.19) можна прирівняти таким чином:

$$x_{0,Ed} = x_{0,cs}, \tag{4.40}$$

$$y_{0,Ed} = y_{0,cs}, \tag{4.41}$$

де $x_{0,Ed}$, $y_{0,Ed}$ – координати точки прикладання поздовжньої сили N_{Ed} від зовнішніх навантажень в системі координат $X_0O_0Y_0$.

$x_{0,cs}$, $y_{0,cs}$ – координати точки прикладання рівнодійної зусиль N_{cs} в стиснутому перерізі в системі координат $X_0O_0Y_0$, котрі обчислюються за залежностями

$$x_{0,cs} = \frac{N_c x_{0,c} + N_s x_{0,s}}{N_c + N_s}, \tag{4.42}$$

$$y_{0,cs} = \frac{N_c y_{0,c} + N_s y_{0,s}}{N_c + N_s}, \tag{4.43}$$

де N_c, N_s – рівнодійні зусиль у стиснутому бетоні та стиснутих арматурних стержнях відповідно;

$x_{0,c}$, $y_{0,c}$ – координати точки прикладання рівнодійної N_c в стиснутій зоні бетону в системі координат $X_0O_0Y_0$, котрі визначаються залежно від її форми;

$x_{0,s}$, $y_{0,s}$ – координати точки прикладання рівнодійної N_s в стиснутих арматурних стержнях в системі координат $X_0O_0Y_0$, що визначаються за виразами

$$x_{0,s} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si} x_{0,si}}{\sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si}}, \tag{4.44}$$

$$y_{0,s} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si} y_{0,si}}{\sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si}}, \tag{4.45}$$

в яких σ_{si} – напруження в i-тому стиснутому арматурному стержні;

A_{si} – площа перерізу i-того стиснутого арматурного стержня;

$x_{0,si}$, $y_{0,si}$ – координати розташування i-того стиснутого арматурного стержня в системі координат $X_0O_0Y_0$;

n – кількість стиснутих арматурних стержнів у перерізі.

Кут β нахилу лінії перетину площини, що проходить через точку прикладання зусиль в перерізі та його геометричний центр, із площиною поперечного перерізу колони (рис. 4.19), до вертикальної осі інерції перерізу можна виразити через наведені координати таким чином:

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{0,5b - x_{0,cs}}{0,5h - y_{0,cs}}. \tag{4.46}$$

Оскільки координати ($x_{0,cs}$, $y_{0,cs}$) точки прикладання рівнодійної N_{cs} в стиснутому перерізі залежать від кута θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу (рис. 4.19), то рівність (4.46) за своєю суттю є залежністю, яка неявно відображає функцію $\theta = f(\beta)$. Її використання дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії при однорідному напруженому стані.

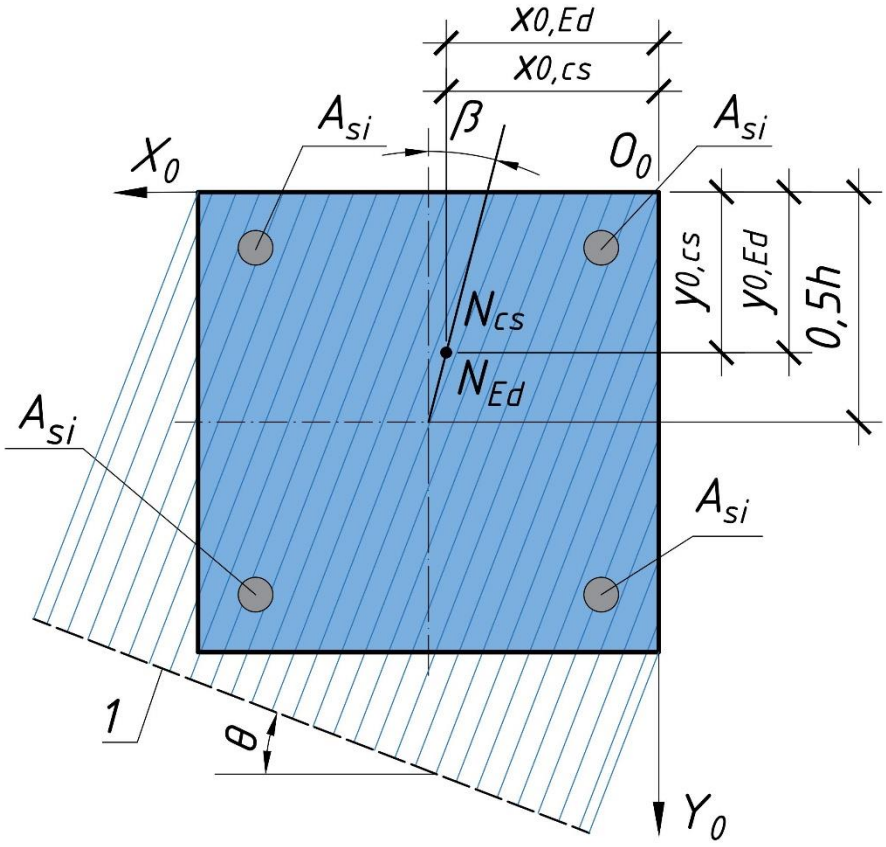


Рисунок 4.19 – Схема розташування зовнішніх та внутрішніх зусиль в перерізі косо стиснутої колони при її однорідному деформуванні:
1 – умовна нейтральна лінія

4.3.2 Критерії міцності косо стиснутих колон

В 4.2.2 розглянуто застосування критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони для стиснутих залізобетонних колон при їх неоднорідному деформуванні за умови прикладання навантаження з малими ексцентриситетами, тобто таких, у яких в момент руйнування напруження в арматурі розтягнутої зони не досягають межі текучості $\sigma_s < f_{yd}$. При цьому для стиснутих колон за їх однорідного деформування, тобто за наявності в перерізі тільки стиснутої зони, цей критерій також є актуальним. Оскільки руйнування таких елементів, як правило, починається із роздроблення бетону найбільш

стиснутого ребра за умови $\eta = \eta_o$, отже критерієм втрати несучої здатності може бути досягнення максимуму рівнодійною зусиль стиску в бетонному перерізі.

В граничному стані симетрично армованої колони, весь переріз котрої є стиснутим, напруження в більш стиснутій арматурі досягають межі текучості, як наслідок, зусилля в ній є постійним. При цьому в менш стиснутій арматурі зусилля, як правило зростає, тобто вона працює в пружній стадії. Це зростання є лінійним і буде відбуватися до моменту, коли вичерпаються міцнісні та деформативні якості бетону. Таким чином, максимальної несучої здатності елемент досягає тоді, коли досягатиме найбільшого значення рівнодійна N_c зусиль в бетоні, що відбуватиметься за рахунок наповнення епюри напружень стиску та більш інтенсивного деформування найбільш стиснутих волокон бетону. В певний момент це наповнення досягне свого максимуму, що буде відповідати найбільшому значенню N_c. В цей момент відбудеться руйнування елемента як такого, в якому вичерпані міцнісні та деформативні якості стиснутого бетону.

Спираючись на вищевикладене, за критерій руйнування в цьому випадку раціонально прийняти досягнення максимальної міцності стиснутого бетону в перерізі елемента у вигляді умов (4.34) або (4.35).

Із цього випливає, що залежність для визначення невідомої величини ε_{co}, можна отримати шляхом диференціювання функції $N_c = f\,(x,\, \eta_{c(1)},\ldots)$, поклавши в основу шуканої залежності – критерій максимальної міцності бетону стиснутого перерізу.

Для його реалізації у випадку однорідного деформування перерізу залізобетонної колони прямокутного профілю розглянемо випадок її плоского позацентрового завантаження (рис. 4.20). Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних позацентрово стиснутих колон виконано на основі деформаційного методу з використанням передумов, запроваджених чинними нормами [201, 296, 297]. При цьому для описання процесу деформування стиснутого бетону прийнято дробово-раціональну функцію σ_c–ε_c

за (4.1). Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою за (4.2) та (4.3).

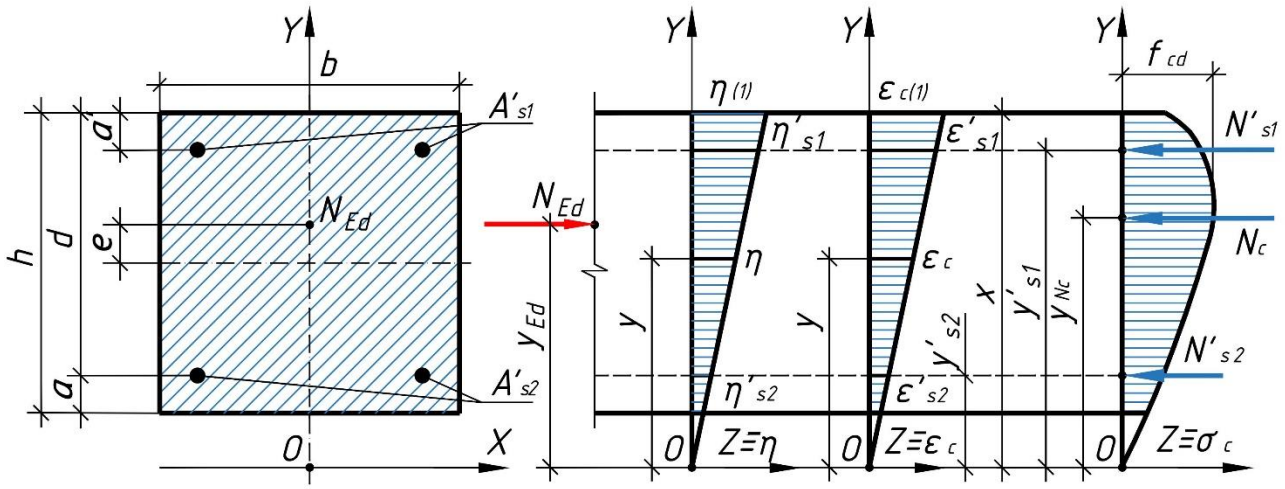


Рисунок 4.20 – Розрахункова схема перерізу позацентрово стиснутої залізобетонної колони при однорідному деформуванні

Розрахункові рівняння рівноваги у площині координатної осі *Y*, перпендикулярної до нейтральної лінії (рис. 4.20), записані у такому вигляді:

$$\sum Z = 0 : N_{Ed} - N_c - N'_{s1} - N'_{s2} = 0; \qquad (4.47)$$

$$\sum M_B = 0 : \; N_c(y_{Ed} - y_{Nc}) + N'_{s1}\left(y_{Ed} - y'_{s1}\right) + N'_{s2}\left(y_{Ed} - y'_{s2}\right) = 0, \qquad (4.48)$$

де N_{Ed} – поздовжня сила від зовнішнього навантаження;

N_c – рівнодійна напружень в бетоні стиснутої зони;

N'_{s1}, N'_{s2} – рівнодійні зусиль в стиснутій арматурі;

y_{Nc} – координата точки прикладання зусилля N_c,;

y'_{s1} – координата точки прикладання зусилля N'_{s1}, $y'_{s1} = x - a'_1$;

y'_{s2} – координата прикладання зусилля N'_{s2}, $y'_{s2} = x - a'_2$;

y_{Ed} – координата точки прикладання сили N_{Ed}, $y_{Ed} = x - 0{,}5h + e$;

x – висота стиснутої зони бетону;

e – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} відносно центра інерції перерізу колони.

Закон розподілення напружень в системі координат *XOY* отримано з використанням функції σ_c–ε_c за (4.1) в [353] у вигляді залежності (4.22).

Для позацентрово стиснутих залізобетонних колон, переріз яких має форму прямокутника (рис. 4.20), за умови $x \ge h$ рівнодійна зусиль в бетоні стиснутого перерізу зони з урахуванням (4.1) визначається за залежністю:

$$N_c = b\int\limits_{x-h}^{x} \frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx-\eta_{(1)}y\right)}{x\left(x+\left(k-2\right)\eta_{(1)}y\right)}dy = f_{cd}bh\omega, \qquad (4.49)$$

в якій ω – коефіцієнт повноти епюри напружень у бетоні стиснутого перерізу колони

$$\left.\begin{aligned} \omega &= \frac{\left(k-1\right)^2}{\left(k-2\right)^2} - \frac{\eta_{(1)}\left(2\gamma-1\right)}{2\gamma\left(k-2\right)} - \frac{\gamma\left(k-1\right)^2\ln B}{\eta_{c(1)}\left(k-2\right)^3} \text{ при } k \ne 2, \\ \omega &= \eta_{(1)}\left(2-\eta_{(1)}+\frac{\eta_{(1)}-1}{\gamma}-\frac{\eta_{(1)}}{3\gamma^2}\right) \text{ при } k = 2, \end{aligned}\right\}, \qquad (4.50)$$

де $B = \dfrac{\gamma\left(1+\left(k-2\right)\eta_{(1)}\right)}{\left(k-2\right)\left(\gamma-1\right)\eta_{(1)}+\gamma}$;

$\gamma = \dfrac{x}{h}$ – відносна висота епюри напружень стиску.

Характер зміни параметра ω залежно від k для різних γ, проілюстрований на рисунку 4.21, свідчить, що для найбільш розповсюджених класів бетону, котрі відповідають діапазону зміни k від 2 до 4, коефіцієнт ω повноти епюри напружень від середнього значення 0,8 збільшується зі зростанням відносної висоти γ цієї епюри і прямує до 1 при $\gamma \to \infty$.

Зважаючи на безпосередню залежність відносної висоти γ епюри напружень стиску від ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження, відмічена закономірність відображає наповнення епюри напружень в бетоні у межах висоти стиснутого перерізу та її перетворення з криволінійної на прямокутну при наближенні точки прикладання зовнішнього навантаження до центру перерізу ($e \to 0$).

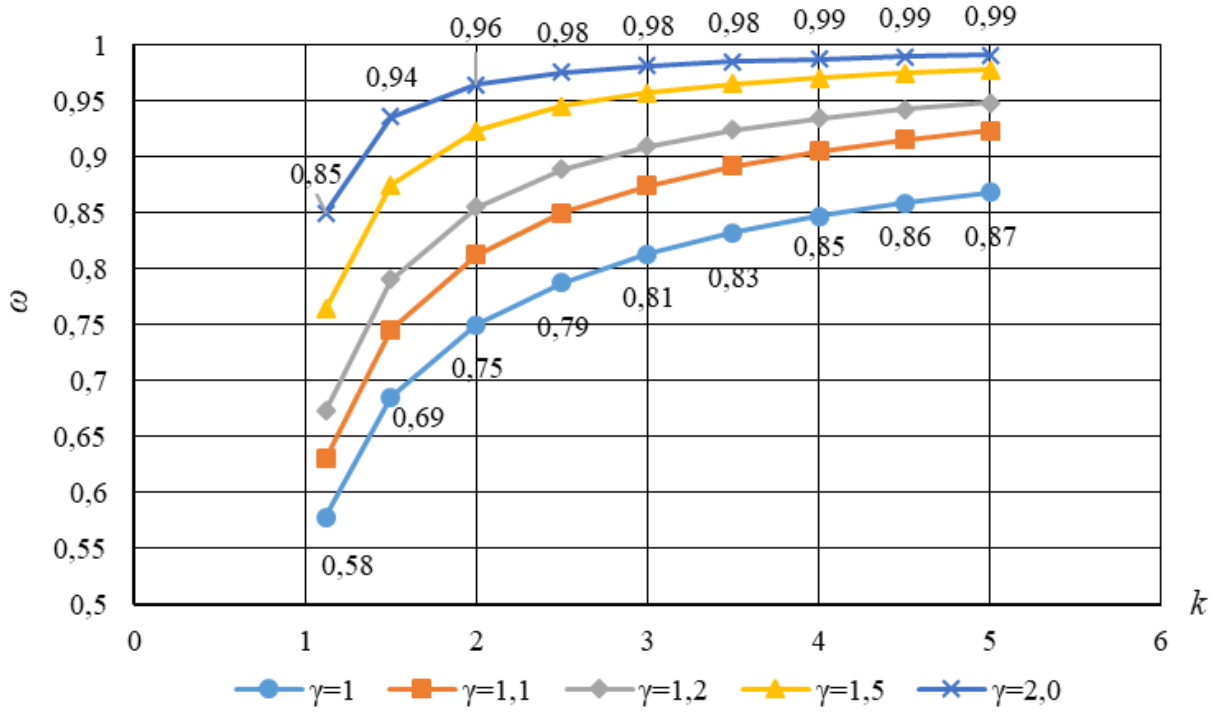


Рисунок 4.21 – Графіки зміни коефіцієнта ω повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони за (4.50) залежно від k при різних значеннях γ

Координата прикладання зусилля N_c визначається за залежністю

$$y_{Nc} = \frac{S_c}{N_c} = \frac{\varphi}{\omega}, \tag{4.51}$$

$$S_c = b\int_{x-h}^{x} \frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx-\eta_{(1)}y\right)}{x\left(x+(k-2)\eta_{(1)}y\right)}ydy = f_{cd}bh\varphi, \tag{4.52}$$

в якій

$$\left.\begin{aligned}\varphi&=\frac{\gamma^2(k-1)^2\ln C}{\eta_{(1)}^2(k-2)^4}-\frac{\gamma(k-1)^2}{\eta_{(1)}(k-2)^3}+\frac{(k-1)^2(2\gamma-1)}{2(k-2)^2}-\frac{\eta_{(1)}\left(3\gamma^2-3\gamma+1\right)}{3\gamma(k-2)}\ \text{при}\ k\neq 2,\\ \varphi&=\eta_{(1)}\left(\frac{2}{3\gamma}+\frac{\eta_{(1)}(2\gamma-3)}{4\gamma}+2(\gamma-1)\right)\text{при}\ k=2,\end{aligned}\right\}, \tag{4.53}$$

де $C=\dfrac{\gamma\left(1+(k-2)\eta_{(1)}\right)}{\gamma-(\gamma-1)(k-2)\eta_{(1)}}$.

Виведені залежності є справедливими за умови $\gamma \geq 1$, тобто при $x \geq h$. При цьому варто зауважити, що при $\gamma = 1$, залежності (4.50) та (4.53) перетворюються в (4.24) та (4.27) відповідно, що вказує на єдність створеної моделі.

Рівнодійні зусиль N'_{s1}, N'_{s2} в стиснутій арматурі обчислюються залежно від напружень за залежністю (4.28).

Напруження в арматурі σ'_{s1}, σ'_{s2} визначається за дволінійним законом її деформування (4.2) та (4.3) залежно від її деформацій ε'_{s1}, ε'_{s2} у перерізі колони (рис. 4.14) за формулою (4.30), в якій деформації арматури обчислюються за (4.32).

Критерієм вичерпання несучої здатності у розрахунках може слугувати критерій повного використання опору стиснутої зони бетону залізобетонного елемента (4.35). Використовуючи цей критерій, залежність для визначення невідомої величини $\varepsilon_{co}(\eta_o)$ при однорідному деформуванні перерізу залізобетонної колони, можна отримати шляхом диференціювання функції $\omega = f\,(\eta_{c(1)},\ldots)$. Опираючись на запропонований критерій, для визначення значень $\varepsilon_{co}\,(\eta_o)$ залежність (4.50) досліджена на екстремум за умовою (4.36).

Наприклад, для значення $k = 2$ похідна функції (4.50) матиме вигляд

$$\frac{d\omega}{d\eta_{(1)}} = f_{cd}bh\left(2\left(1-\eta_{(1)}\right)+\frac{2\eta_{(1)}-1}{\gamma}-\frac{2\eta_{(1)}}{3\gamma^2}\right). \tag{4.54}$$

Прирівнявши вираз (4.54) до нуля, отримуємо

$$\eta_o = \frac{3\gamma\left(2\gamma-1\right)}{2\left(1-3\gamma+3\gamma^2\right)}. \tag{4.55}$$

При умові, що $\gamma = 1$ (тобто $x = h$) отримуємо значення η_u = 1,5, що відповідає значенню η_o за (4.39).

Графічно результати дослідження функції (4.50) на екстремум являють собою діаграми граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону позацентрово стиснутих залізобетонних колон при їх однорідному деформуванні в момент досягнення бетоном максимального опору дії зовнішньому навантаженню за різних значень відносної висоти епюри напружень стиску,

котрі обумовлюються значенням ексцентриситету прикладання зовнішньої поздовжньої сили (рис. 4.22). Її можна використовувати у розрахунках.

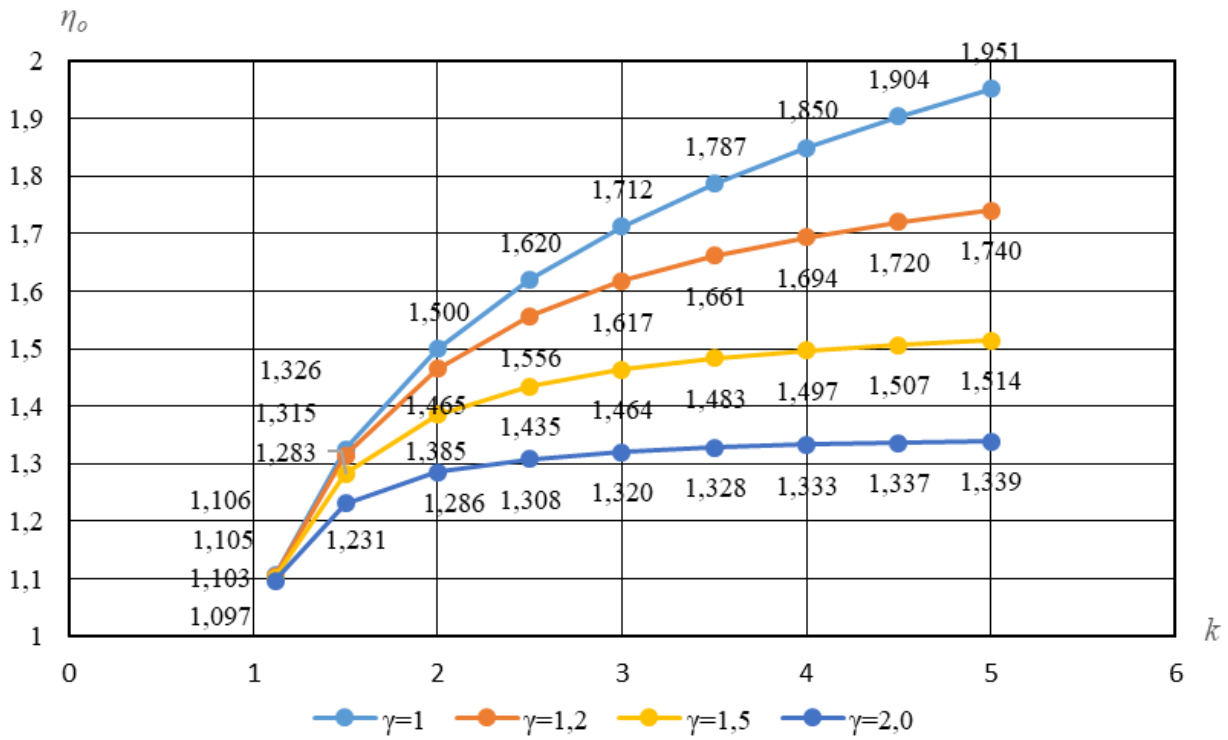


Рисунок 4.22 – Діаграми граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону η_o в стиснутому поперечному перерізі позацентрово стиснутої колони прямокутного профілю при її однорідному деформуванні залежно від параметрів k та γ

Слід відмітити, що при умові $\gamma = 1$, граничні значення відносних деформацій η_o бетону стиснутого прямокутного перерізу співпадають зі значеннями, отриманими для залізобетонних елементів з прямокутною формою стиснутої зони бетону за їх неоднорідного деформування (рис. 4.17).

Аналізуючи наведені графіки (рис. 4.22), можна констатувати характерну особливість деформування бетону, а саме: зі збільшенням відносної висоти γ епюри напружень стиску зменшуються граничні фіброві деформації бетону в складі перерізу залізобетонних колон, тобто зменшується протяжність реалізації низхідної гілки діаграми деформування бетону. Це пояснюється тим, що волокна перерізу більш рівномірно включаються в роботу, а отже концентрація напружень на певній ділянці, на котрій ініціюється явище розміцнення, поволі

згасає. Іншими словами, при переході до рівномірного деформування (центрального стиску) залізобетонного елемента реалізація низхідної гілки діаграми деформування бетону поступово нівелюється. В кінцевому рахунку $\eta_o \to 1$ за умови, що $\gamma \to \infty$, тобто позацентровий стиск перетворюється в центральний. При цьому коефіцієнт ω повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони також прямує до 1, тобто епюра напружень в стиснутому бетоні перетворюється на прямолінійну, котра є характерною при центральному стисканні елемента.

У випадку, коли ексцентриситет прикладання зовнішньої сили прямує до нуля, роль стиснутої арматури може бути недоврахована, оскільки при $\eta = 1$ за такого поєднання класів бетону й арматури в колоні, що $\varepsilon_{c1,cd} < \varepsilon_{s0}$, стиснута арматура не досягає межі текучості, а отже її опір буде недовикористаним у в розрахунковій моделі. Те саме буде характерним при застосуванні високоміцної арматури. Критерієм руйнування в цьому випадку доцільно врахувати потенційну можливість стиснутої арматури до повного використання її міцнісних властивостей (п. 4.4).

Аналіз виведених формул (4.49), (4.55) показує, що числові значення фібрових деформацій бетону в складі позацентрово стиснутого елемента при його однорідному деформуванні функціонально залежать безпосередньо від форми перерізу та від відносної висоти γ епюри напружень стиску. Отримані і наведені розрахункові значення фібрових деформацій (рис. 4.22) є прийнятними для бетону в складі прямокутного перерізу при позацентровому стиску.

За умов косого стискання, коли нейтральна лінія займатиме похиле положення відносно горизонтальної осі перерізу, граничні фіброві деформації бетону в складі прямокутного перерізу матимуть значення, відмінні від значень, наведених на рисунку 4.22. Це обумовлено з фізичної точки зору зосередженням максимальних напружень на більш стиснутому куті перерізу, що й спровокує більш інтенсивне розміцнення бетону в місці їх концентрації. З математичної точки зору рівнодійна в бетоні стиснутого перерізу в цьому випадку, а отже і її похідна, визначатиметься через два параметри, а саме: відносну висоту γ епюри

напружень в бетоні (висоту x стиснутої зони) та кут θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної вісі інерції перерізу, оскільки її визначення здійснюється шляхом інтегрування функції розподілу напружень вздовж осі перпендикулярної нейтральній лінії в межах стиснутого перерізу. Отже, використання запропонованого критерію (4.34) – (4.35) при однорідному деформуванні для косо стиснутих колон може бути реалізовано з урахуванням вказаних особливостей при розробці практичних методів розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон.

Це дасть можливість отримати повний діапазон змін граничних значень фібрових деформацій бетону в складі прямокутного перерізу при однорідному косому стисканні (за відсутності зони розтягу) залізобетонних елементів. Таким чином, сукупність застосованих передумов та виведених залежностей дозволить моделювати напружено-деформований стан косо стиснутих залізобетонних колон при їх однорідному їх деформуванні.

4.5 Висновки за розділом 4

1. Удосконалені та аналітично описані моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель за умов їх неоднорідного (за наявності зони розтягу в перерізі), так і за умов та однорідного (за відсутності зони розтягу в перерізі) їх деформування в граничному стані втрати несучої здатності. У вдосконалених моделях виявлені та враховані особливості положення нейтральної лінії, котре виступає ключовою ланкою між із силовими характеристиками та деформативними характеристиками перерізу колони.

2. Удосконалені об’ємні розрахункові моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих колон дозволяють отримувати часткові моделі для розв’язання задач міцності залізобетонних колон при косому стиску, позацентровому та центральному стиску.

3. Сформульовано критерій для обчислення розрахункових граничних значень деформацій бетону стиснутої зони у складі косо стиснутих залізобетонних колон при їх неоднорідному деформуванні, в котрих напруження розтягнутої арматури в момент руйнування не досягають межі текучості. Цей критерій повного використання опору стиснутої зони бетону залізобетонного елемента за своєю фізичною сутністю є критерієм руйнування бетону стиснутої зони при максимальному значенні внутрішнього зусилля в ній, тобто при максимальному наповненні епюри напружень стиску.

4. Сформульований критерій у сукупності з екстремальним критерієм міцності залізобетонного елемента може бути покладено в основу методики розрахунку міцності (несучої здатності) залізобетонних конструкцій. Його застосування є можливим як для косо стиснутих елементів, так і для косо зігнутих елементів з переармованим перерізом, елементів з високоміцною арматурою.

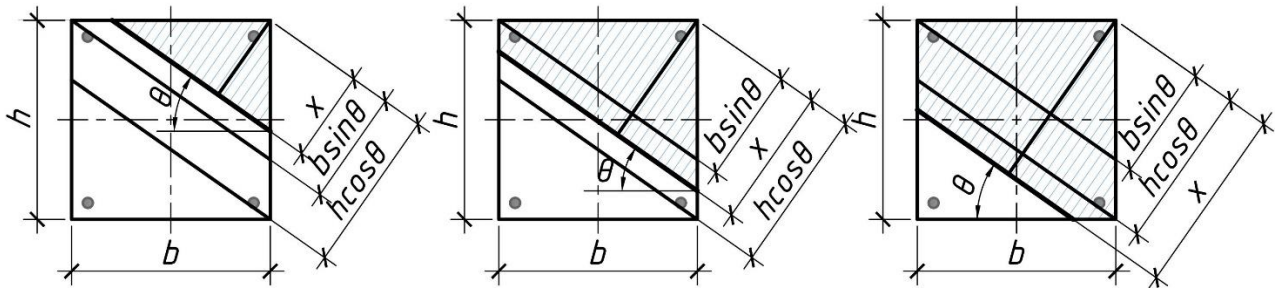
5. На основі розробленого критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони виведені залежності, що дозволяють розрахувати граничні значення фіброві деформацій бетону в складі залізобетонного елемента прямокутного профілю при повному вичерпанні його міцнісних та деформативних характеристик за умови роботи розтягнутої арматури в пружній стадії. Отримана діаграма значень деформацій може бути використана для систематизації граничних значень деформацій бетону залежно від різних класів бетону.

6. Застосування виведеного критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони дозволило визначити розрахункові граничні значення деформацій бетону в складі залізобетонних колон при їх однорідному деформуванні. За результатами обчислень побудовані діаграми розрахункових граничних значень деформацій для різних класів бетону, котрі можуть бути застосовані для практичних розрахунків несучої здатності залізобетонних колон.

РОЗДІЛ 5
УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОСО СТИСНУТИХ КОЛОН ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ

5.1 Розрахунок несучої здатності косо стиснутих колон на основі нелінійної залежності «напруження-деформації» в бетоні стиснутої зони

У прямокутному перерізі косо стиснутих колон при їх неоднорідному деформуванні можливе утворення трьох форм стиснутої зони бетону, а саме: трикутної, трапецієподібної та п’ятикутної (рис. 5.1).



а) *б*) *в*)

Рисунок 5.1 – Форми стиснутої зони в перерізі косо стиснутої колони прямокутного профілю: *а*) трикутна; *б*) трапецієподібна; *в*) п’ятикутна

Умови для розмежування названих форм наступні:

$$\left.\begin{array}{l} X \le b\sin\theta \\ X \le h\cos\theta \end{array}\right\} \text{ – трикутна форма;} \qquad (5.1)$$

$$\left.\begin{array}{l} X > b\sin\theta \\ X \le h\cos\theta \end{array}\right\} \text{ або } \left.\begin{array}{l} X \le b\sin\theta \\ X > h\cos\theta \end{array}\right\} \text{ – трапецієподібна форма;} \qquad (5.2)$$

$$\left.\begin{array}{l} X > b\sin\theta \\ X > h\cos\theta \end{array}\right\} \text{ – п’ятикутна форма,} \qquad (5.3)$$

де X – висота стиснутої зони;

θ – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу.

5.1.1 Колони з трикутною формою стиснутої зони бетону

На основі створеної в розділі 4 моделі напружено-деформованого стану косо стиснутих колон за їх неоднорідного деформування розроблено розрахункову схему зусиль напружень та деформацій в перерізі косо стиснутої колони з трикутною формою стиснутої зони бетону (рис. 5.2).

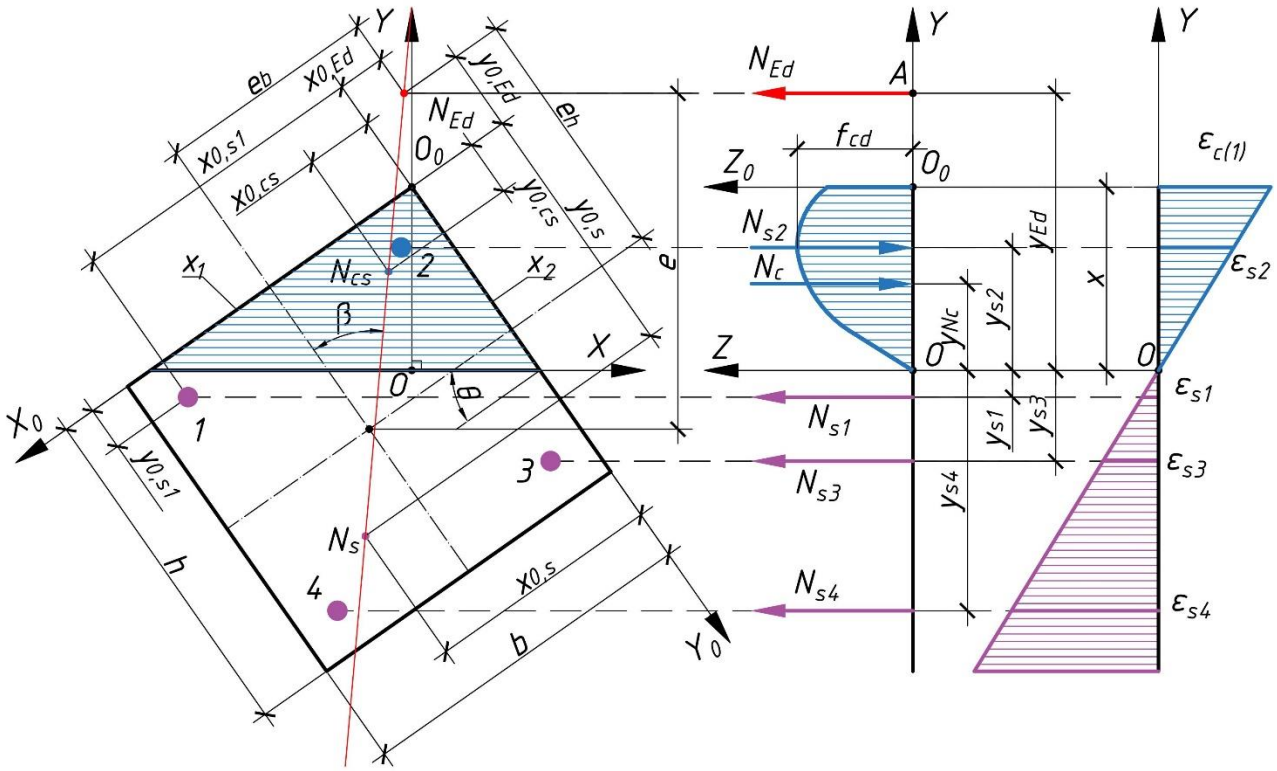


Рисунок 5.2 – Розрахункова схема зусиль, напружень та деформацій у перерізі косо стиснутої залізобетонної колони з трикутною формою стиснутої зони

Методика розрахунку несучої здатності залізобетонної симетрично армованої колони з трикутною формою стиснутої зони бетону при косому стиску розробляється для випадку прикладання зовнішнього навантаження з малими ексцентриситетами, тобто за умови, що арматура розтягнутої зони не досягає межі текучості в граничному стані.

При цьому для описання роботи стиснутого бетону прийнята дробово-раціональна функція (4.1). Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою (4.2) – (4.3).

Для виведення розрахункових формул записані загальні рівняння рівноваги зусиль у координатній площині *YOZ*, розташованій таким чином, що вісь *Y* перетинає найбільш стиснуте ребро перерізу і перпендикулярна до нейтральної лінії (рис. 5.2):

$$\sum Z = 0 : N_{Ed} - N_c + \sum_{i=1}^{n} N_{si} = 0; \tag{5.4}$$

$$\sum M_A = 0 : \; N_c(y_{Ed} - y_{Nc}) + \sum_{i=1}^{n} N_{si}\left(y_{Ed} - y_{si}\right) = 0, \tag{5.5}$$

де N_c – рівнодійна напружень в бетоні стиснутої зони;

N_{si} – зусилля в i-тому арматурному стержні;

n – кількість арматурних стержнів у перерізі;

N_{Ed} – поздовжня сила від зовнішнього навантаження;

y_{Ed} – координата точки прикладання сили N_{Ed};

y_{Nc} – координата точки прикладання зусилля N_c;

y_{si} – координата точки прикладання зусилля N_{si}.

Визначення зусилля N_c та координати y_{Nc} її прикладання для трикутної форми стиснутої зони бетону із застосуванням аналітичного виразу $\sigma_c = f(y)$ розподілу напружень в стиснутій зоні бетону в площині *YOZ* (4.9) здійснено в [362, 363]:

$$N_c = \int_0^X \int_{x_1}^{x_2} \frac{f_{cd}\eta_{(1)} y\left(kx - \eta_{(1)} y\right)}{x\left(x + \left(k-2\right)\eta_{(1)} y\right)} dxdy = \frac{f_{cd} X^2}{\sin 2\theta}\omega_1; \tag{5.6}$$

$$y_{Nc} = \frac{S_c}{N_c} = \frac{\varphi_1}{\omega_1} X; \tag{5.7}$$

$$S_c = \int_0^X \int_{x_1}^{x_2} \frac{f_{cd}\eta_{(1)} y\left(kx - \eta_{(1)} y\right)}{x\left(x + \left(k-2\right)\eta_{(1)} y\right)} ydxdy = \frac{f_{cd} X^3}{\sin 2\theta}\varphi_1, \tag{5.8}$$

де $x_1 = \dfrac{y - X}{\operatorname{tg}\theta}$; $x_2 = (X - y)\operatorname{tg}\theta$.

θ – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі симетрії перерізу;

ω_1, φ_1 – відповідно коефіцієнти повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони та відносного значення координати точки прикладання зусилля N_c:

$$\left.\begin{aligned}\omega_1 &= \frac{(k-1)^2\left(c(c-2\ln c)-1\right)}{(k-2)^4\eta_{(1)}^2} - \frac{\eta_{(1)}}{3(k-2)},\ k\neq 2\\ \omega_1 &= \frac{\eta_{(1)}}{6}(4-\eta_{(1)}),\ k=2\end{aligned}\right\}; \tag{5.9}$$

$$\left.\begin{aligned}\varphi_1 &= \frac{(k-1)^2(1-c^2+2c\ln c)}{(k-2)^5\eta_{(1)}^3} - \frac{c-2(k-1)^2-1}{6(k-2)^2},\ k\neq 2\\ \varphi_1 &= \frac{\eta_{(1)}}{30}(10-3\eta_{(1)}),\ k=2\end{aligned}\right\}, \tag{5.10}$$

де $c = 1 + k\eta_{(1)} - 2\eta_{(1)}$.

Визначення рівнодійних N_{si} пропонується виконувати залежно від значення напружень σ_{si}, що відповідають деформаціям ε_{si} на розрахунковій дволінійній діаграмі стану арматури, на основі виразу:

$$N_{si} = \sigma_{si} A_{si}, \tag{5.11}$$

де A_{si} – площа поперечного перерізу i-го стержня арматури.

Значення напружень σ_{si} визначаються за (4.2) залежно від відносних деформацій арматури за (4.11).

Координати точок прикладання зусиль N_{si} в арматурних стержнях у прямокутному перерізі колони (рис. 5.2) визначатимуться за (4.12).

Координата точки прикладання сили N_{Ed} обчислюється за залежністю

$$y_{Ed} = X + e - 0{,}5b\sin\theta - 0{,}5h\cos\theta, \tag{5.12}$$

в якій e – ексцентриситет прикладання сили N_{Ed} відносно геометричного центра поперечного перерізу колони, $e = e_b\sin\theta + e_h\cos\theta$;

e_b, e_h – ексцентриситети прикладання сили N_{Ed} відносно геометричного центра перерізу колони в напрямку b та h відповідно;

b – ширина поперечного перерізу залізобетонної колони;

h – висота поперечного перерізу залізобетонної колони.

Після підстановки залежностей (5.6) – (5.12) у рівності (5.4) – (5.5) отримаємо два рівняння з чотирма невідомими, а саме: $\eta_{(1)}$, X, θ, N_{Ed}. Для аналітичного розв’язання задачі застосувати дві додаткові умови.

Перша умова – застосування критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони залізобетонного елемента за (4.43) або (4.44) для визначення фіброві відносних деформацій бетону $\varepsilon_{c(1)}$ ($\eta_{(1)}$) у складі косо стиснутої колони у граничному стані. Застосування критерію (4.43) є прийнятним за умови, що відповідні деформації ε_s розтягнутої арматури в перерізі залізобетонної колони знаходяться на визначеному проміжку її деформацій $0 < \varepsilon_s \le \varepsilon_{s0}$, що відповідає пружній роботі арматури.

Опираючись на запропонований критерій, для визначення значень ε_{co} (η_o) залежність (5.9) досліджена на екстремум за умовою:

$$\frac{\partial \omega_1}{\partial \eta_{(1)}} = 0. \tag{5.13}$$

Розв'язком рівняння (5.13) є залежність, котра подібно до роботи [363] дозволяє визначати граничні деформації бетону залежно від коефіцієнта k фізико-механічних властивостей бетону

$$\eta_o = \frac{e^{\lambda} - 1}{k - 2},\ k \neq 2, \tag{5.14}$$

де λ – корінь характеристичного рівняння

$$e^{\lambda}\left(2k\left(k-2\right)\left(\lambda-1\right)+2\lambda-3\right)-e^{3\lambda}+2e^{2\lambda}+2k(k-2)+2=0. \tag{5.15}$$

Для значення $k = 2$

$$\frac{\partial \omega_1}{\partial \eta_{(1)}} = \frac{2 - \eta_{(1)}}{3}. \tag{5.16}$$

Представивши (5.16) у вигляді рівняння за (5.13), отримуємо $\eta_o = 2{,}0$.

Графічно результати дослідження виразу (5.9) у вигляді функції $\omega_1 = f(\eta_{c(1)},\ldots)$ на екстремум являють собою діаграму граничних значень рівнів фіброві деформацій бетону трикутної стиснутої зони залізобетонних елементів у момент досягнення епюрою напружень в бетоні стиснутої зони максимального наповнення (рис. 5.3). Отриману діаграму можна використовувати у розрахунках.

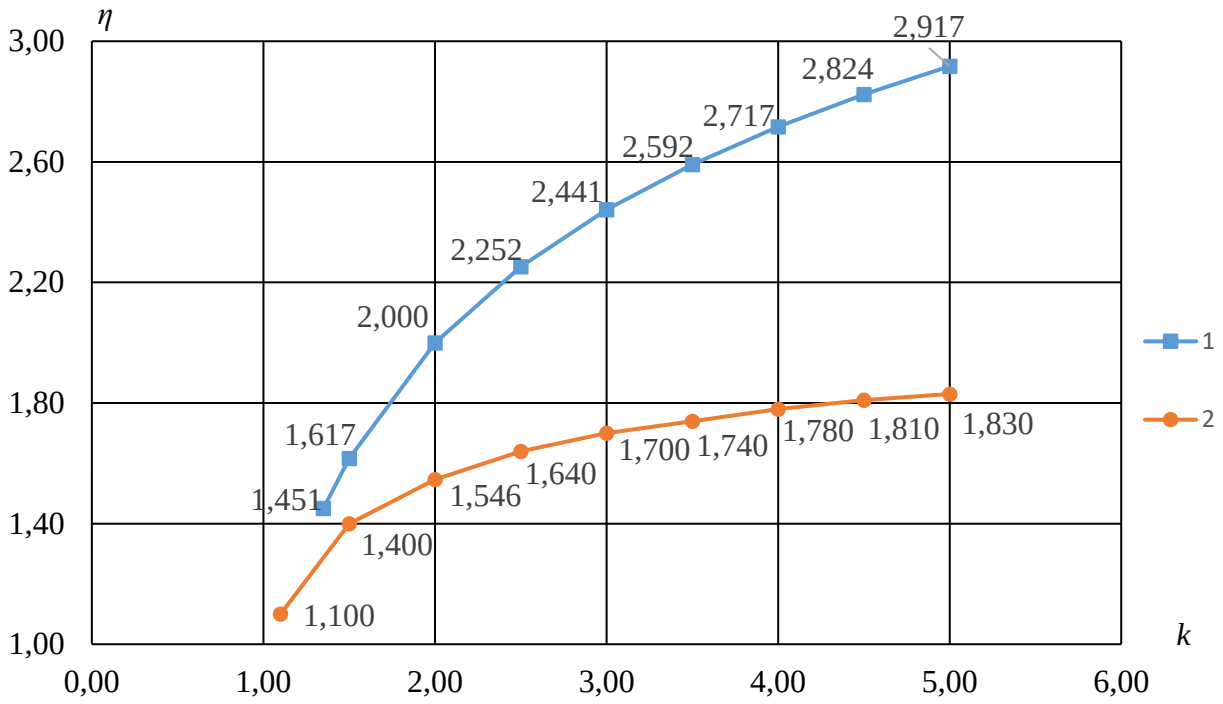


Рисунок 5.3 – Діаграми граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону трикутної стиснутої зони поперечного перерізу косо стиснутої колони: 1 – η_o за (5.13) при $\sigma_s < f_{yd}$ та 2 – η_u за екстремальним критерієм [414] при $\sigma_s = f_{yd}$ залежно від параметра k

Для практичного застосування параметрів ω_1 та φ_1, котрі залежать від $\eta_{(1)}$, в розрахунках міцності косо стиснутих залізобетонних колон їх значення, обчислені за умовою (5.13) з урахуванням даних графіка 1 на рисунку 5.3, зведені у таблицю 5.1 залежно від класу бетону С.

Таблиця 5.1 – Значення параметрів η_o, ω_1 та φ_1 для косо стиснутих колон з трикутною формою стиснутої зони бетону при $\sigma_s < f_{yd}$ залежно від класу бетону С

Клас бетону	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
η_o	2,500	2,426	2,350	2,296	2,250	2,203	2,163	2,135	2,088	2,038
ω_1	0,765	0,752	0,738	0,728	0,719	0,710	0,702	0,696	0,686	0,675
φ_1	0,286	0,284	0,281	0,279	0,277	0,275	0,274	0,273	0,271	0,268
φ_1/ω_1	0,374	0,377	0,381	0,383	0,385	0,388	0,390	0,39	0,394	0,398

Друга умова – використання теореми про розташування внутрішніх зусиль N_s і N_c та зовнішньої сили N_{Ed} в одній площині для визначення значення кута θ нахилу нейтральної лінії. На основі прийнятої теореми кут β нахилу лінії перетину силової площини із площиною поперечного перерізу колони (рис. 5.2) можна виразити через координати точок перетину ліній дії сил, що діють в цій площині, із площиною поперечного перерізу колони у системі координат $X_0O_0Y_0$ таким чином:

$$\mathrm{tg}\beta = \frac{x_{0,s} - x_{0,cs}}{y_{0,s} - y_{0,cs}} \tag{5.17}$$

$$\mathrm{tg}\beta = \frac{x_{0,s} - x_{0,Ed}}{y_{0,s} - y_{0,Ed}}, \tag{5.18}$$

де $x_{0,s}$, $y_{0,s}$ – координати точки перетину лінії дії рівнодійної N_s у розтягнутій зоні перерізу з площиною поперечного перерізу колони, котрі визначаються за виразами

$$x_{0,s} = \frac{\sum_{j=1}^{m} \sigma_{sj} A_{sj} x_{0,sj}}{\sum_{j=1}^{m} \sigma_{sj} A_{sj}}, \tag{5.19}$$

$$y_{0,s} = \frac{\sum_{j=1}^{m} \sigma_{sj} A_{sj} y_{0,sj}}{\sum_{j=1}^{m} \sigma_{sj} A_{sj}}, \tag{5.20}$$

в яких σ_{sj} – напруження в j-тому розтягнутому арматурному стержні;

A_{sj} – площа перерізу j-того розтягнутого арматурного стержня;

$x_{0,sj}$, $y_{0,sj}$ – координати розташування j-того розтягнутого арматурного стержня в системі координат $X_0O_0Y_0$;

m – кількість розтягнутих арматурних стержнів у перерізі;

$x_{0,cs}$, $y_{0,cs}$ – координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_{cs} в стиснутій зоні перерізу з площиною поперечного перерізу колони, котрі обчислюються за залежностями

$$x_{0,cs} = \frac{N_c x_{0,c} + N'_s x'_{0,s}}{N_c + N'_s}, \tag{5.21}$$

$$y_{0,cs} = \frac{N_c y_{0,c} + N'_s y'_{0,s}}{N_c + N'_s}, \tag{5.22}$$

де N_c, N'_s – рівнодійні зусиль у стиснутому бетоні та стиснутих арматурних стержнях відповідно;

$x_{0,c}$, $y_{0,c}$ – координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону з площиною поперечного перерізу колони, котрі визначаються залежно від форми стиснутої зони;

$x'_{0,s}$, $y'_{0,s}$ – координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N'_s в стиснутих арматурних стержнях з площиною поперечного перерізу колони, що визначаються за виразами

$$x'_{0,s} = \frac{\sum_{k=1}^{n-m} \sigma'_{sk} A'_{sk} x'_{0,sk}}{\sum_{k=1}^{n-m} \sigma'_{sk} A'_{sk}}, \tag{5.23}$$

$$y'_{0,s} = \frac{\sum_{k=1}^{n-m} \sigma'_{sk} A'_{sk} y'_{0,sk}}{\sum_{k=1}^{n-m} \sigma'_{sk} A'_{sk}}, \tag{5.24}$$

в яких σ'_{sk} – напруження в k-тому стиснутому арматурному стержні;

A'_{sk} – площа перерізу k-того стиснутого арматурного стержня;

$x'_{0,sk}$, $y'_{0,sk}$ – координати розташування k-того стиснутого арматурного стержня в системі координат $X_0O_0Y_0$;

$n - m$ – кількість стиснутих арматурних стержнів у перерізі;

$x_{0,Ed}$, $y_{0,Ed}$ – координати точки перетину лінії дії поздовжньої сили N_{Ed} від зовнішніх навантажень з площиною поперечного перерізу колони.

Прирівнявши між собою залежності (5.17) та (5.18), отримали

$$\frac{x_{0,s}-x_{0,cs}}{y_{0,s}-y_{0,cs}}=\frac{x_{0,s}-x_{0,Ed}}{y_{0,s}-y_{0,Ed}} \tag{5.25}$$

Оскільки координати ($x_{0,c}$, $y_{0,c}$) точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_c з площиною поперечного перерізу колони залежать від форми стиснутої зони бетону та кута θ нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі інерції перерізу (рис. 5.2), то рівність (5.25) з урахуванням (5.21) і (5.22) за своєю суттю є залежністю, яка неявно відображає функцію $\theta = f(\beta)$. Її використання дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної осі в перерізі косо стиснутої колони при різних формах стиснутої зони бетону.

Визначення координат (x_{0c}, $y_{0,c}$) точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону з площиною поперечного перерізу колони можна здійснити за формулами:

$$x_{0,c}=\frac{S_{c,Y_0}}{N_c}; \tag{5.26}$$

$$y_{0,c}=\frac{S_{c,X_0}}{N_c}, \tag{5.27}$$

в яких $S_{c,Y0}$, $S_{c,X0}$ – статичні моменти об’ємної фігури розподілу напружень в бетоні стиснутої зони відносно осей Y_0 і X_0 відповідно (рис. 5.2).

З використанням функції розподілення напружень по площі стиснутої зони бетону в площині $Y_0O_0Z_0$ за (4.10) в [363] отримано формули для визначення координат точки прикладання зусилля N_c в трикутній стиснутій зоні бетону в системі координат $X_0Y_0Z_0$ у вигляді:

$$x_{0,c}=\frac{X}{\sin\theta}\frac{\omega_1-\varphi_1}{2\omega_1}; \tag{5.28}$$

$$y_{0,c}=\frac{X}{\cos\theta}\frac{\omega_1-\varphi_1}{2\omega_1}. \tag{5.29}$$

Оскільки координати (x_{0c}, y_{0c}) точки прикладання рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні залежать від кута θ згідно з (5.28) та (5.29), то після їх підстановки в залежності (5.17) та (5.18), а далі у рівність (5.25), отримаємо залежністю, що

відображає в неявному вигляді функцію $\theta = f(\beta)$ та дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії в перерізі косо стиснутої колони при трикутній формі стиснутої зони бетону.

Сумісне розв'язання рівнянь (5.4) і (5.5) з урахуванням таблиці 5.1 та залежностей (5.25), (5.28) та (5.29) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку трикутної форми стиснутої зони, тобто розв'язати задачу визначення її несучої здатності за умови, що розтягнута арматура не досягає межі текучості.

5.1.2 Колони з трапецієподібною формою стиснутої зони бетону

Розглядається методика розрахунку міцності нормального перерізу косо стиснутих залізобетонних колон квадратного профілю з трапецієподібною формою стиснутої зони бетону. Розрахункова схема, створена на основі пропозицій, викладених у розділі 4, має вигляд, представлений на рисунку 5.4.

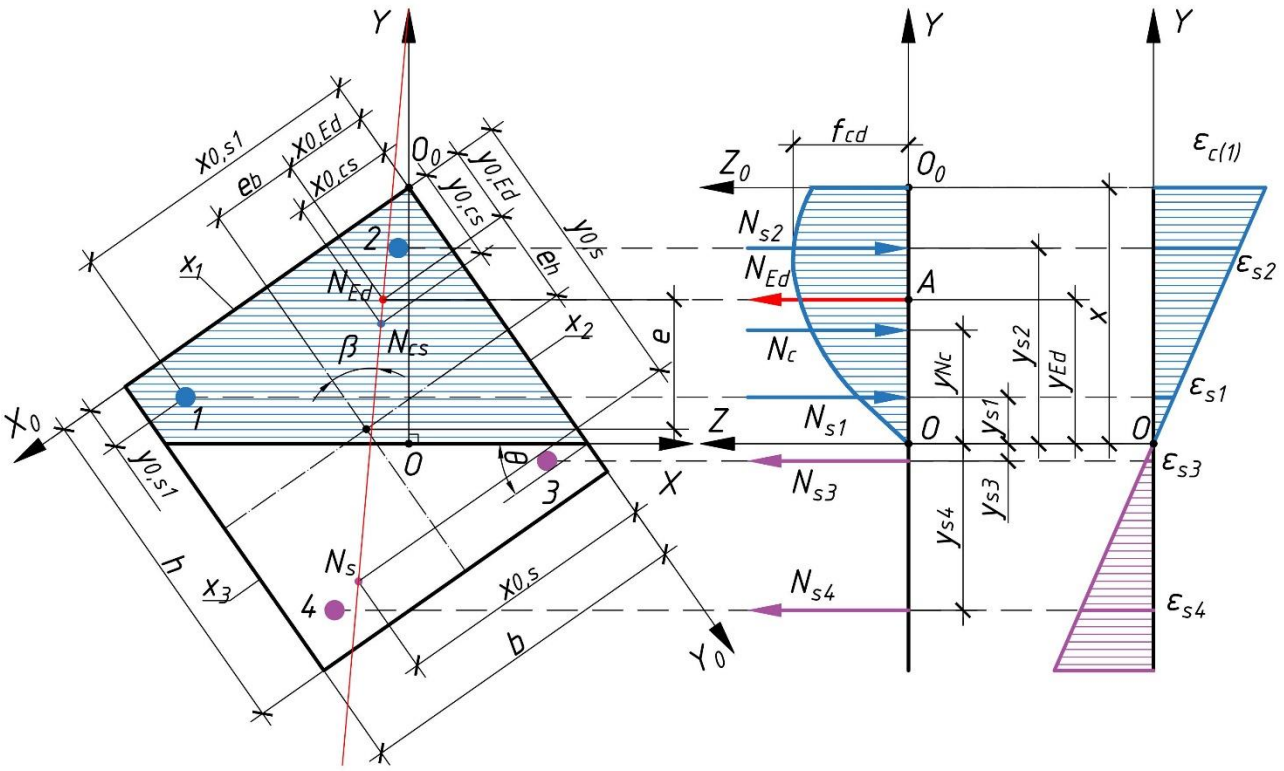


Рисунок 5.4 – Розрахункова схема зусиль, напружень та деформацій у перерізі косо стиснутої залізобетонної колони з трапецієподібною формою стиснутої зони

Методика розрахунку несучої здатності залізобетонної симетрично армованої колони з трапецієподібною формою стиснутої зони бетону при косому стиску розробляється для випадку прикладання зовнішнього навантаження з малими ексцентриситетами, тобто за умови, що арматура розтягнутої зони не досягає межі текучості в граничному стані.

При цьому для описання роботи стиснутого бетону прийнята дробово-раціональна функція (4.1). Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою (4.2) – (4.3).

Для виведення розрахункових формул записані загальні рівняння рівноваги зусиль у координатній площині *YOZ*, розташованій таким чином, що вісь *Y* перетинає найбільш стиснуте ребро перерізу і перпендикулярна до нейтральної лінії (рис. 5.4) записані у вигляді (5.4) та (5.5).

Визначення зусилля N_c та координати y_{Nc} її прикладання для трапецієподібної форми стиснутої зони бетону із застосуванням аналітичного виразу $\sigma_c = f(y)$ розподілу напружень в стиснутій зоні бетону в площині *YOZ* (4.9) здійснено в [363]:

$$N_c=\int_0^X\int_{x_3}^{x_2}\frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx-\eta_{(1)}y\right)}{x\left(x+\left(k-2\right)\eta_{(1)}y\right)}dxdy+\int_0^X\int_{x_1}^{x_2}\frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx-\eta_{(1)}y\right)}{x\left(x+\left(k-2\right)\eta_{(1)}y\right)}dxdy=\frac{f_{cd}bX}{2\cos\theta}\left(2-\gamma\right)\omega_2; \quad (5.30)$$

$$y_{Nc}=\frac{S_c}{N_c}=\frac{\varphi_2}{\omega_2}X; \quad (5.31)$$

$$S_c=\int_0^X\int_{x_3}^{x_2}\frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx-\eta_{(1)}y\right)}{x\left(x+\left(k-2\right)\eta_{(1)}y\right)}ydxdy+\int_0^X\int_{x_1}^{x_2}\frac{f_{cd}\eta_{(1)}y\left(kx-\eta_{(1)}y\right)}{x\left(x+\left(k-2\right)\eta_{(1)}y\right)}ydxdy, \quad (5.32)$$

де $x_1=\dfrac{y-X}{\operatorname{tg}\theta};\ x_2=(X-y)\operatorname{tg}\theta;\ x_3=(X-y)\operatorname{tg}\theta-\dfrac{b}{\cos\theta};$

ω_2, φ_2 – відповідно функції повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони та відносного плеча внутрішньої пари сил для випадку трапецієподібної форми стиснутої зони косо стиснутого елемента. З (5.30) у результаті інтегрування функції розподілення напружень σ_c по перерізу в указаних межах можна вивести формулу для обчислення значень ω_2 залежно від *k*. Але у

загальному випадку така формула має громіздкий вигляд, тому доцільніше для практичного використання необхідні формули подавати для характерних значень k.

Зокрема, при $k = 2$

$$\omega_2 = \frac{2\eta_{(1)}}{3}\left(\left(\left(1-\frac{\eta_{(1)}}{2}\right)-\gamma\left(1-\frac{\eta_{(1)}}{4}(2-\gamma)\right)\right)+\frac{1}{2-\gamma}\right), \qquad (5.33)$$

де $\gamma = b\sin\theta / X$.

Визначення рівнодійних N_{si} пропонується виконувати залежно від значення напружень σ_{si}, що відповідають деформаціям ε_{si} на розрахунковій дволінійній діаграмі стану арматури за (5.11).

Координати точок прикладання зусиль N_{si} в арматурних стержнях у прямокутному перерізі колони (рис. 5.4) визначатимуться за (4.14), а координата точки прикладання сили N_{Ed} обчислюється за залежністю (5.12).

Після підстановки залежностей (5.11) – (5.12) та (5.30) – (5.31) у рівності (5.4) – (5.5) отримаємо два рівняння з чотирма невідомими, а саме: $\eta_{(1)}$, X, θ, N_{Ed}. Для аналітичного розв’язання задачі застосувати дві додаткові умови.

Перша умова – застосування критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони залізобетонного елемента за (4.43) або (4.446) для визначення фіброві відносних деформацій бетону $\varepsilon_{c(1)}$ ($\eta_{(1)}$) у складі косо стиснутої колони у граничному стані. Застосування критерію (4.44) є прийнятним за умови, що відповідні деформації ε_s розтягнутої арматури в перерізі залізобетонної колони знаходяться на визначеному проміжку її деформацій $0 < \varepsilon_s \le \varepsilon_{s0}$, що відповідає пружній роботі арматури.

Друга умова – використання теореми про розташування внутрішніх зусиль N_s і N_c та зовнішньої сили N_{Ed} в одній площині для визначення значення кута θ нахилу нейтральної лінії. Ця теорема реалізується у вигляді залежності (4.23), в яку входять ($x_{0,cs}$, $y_{0,cs}$) координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_{cs} в стиснутій зоні перерізу з площиною поперечного перерізу колони, котрі обчислюються за (4.19) – (4.20) з урахуванням ($x_{0,c}$, $y_{0,c}$) координат точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону з площиною

поперечного перерізу колони, котрі у свою чергу залежать від форми стиснутої зони бетону.

Визначення координат (x_{0c}, $y_{0,c}$) для трапецієподібної форми стиснутої зони можна здійснити за формулами (5.26) та (5.27), в яких $S_{c,Y0}$, $S_{c,X0}$ – статичні моменти об'ємної фігури розподілу напружень в бетоні трапецієподібної стиснутої зони відносно осей Y_0 і X_0 відповідно (рис. 5.4).

Оскільки координати (x_{0c}, y_{0c}) точки прикладання рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні залежать від кута θ, то після їх підстановки в залежності (5.17) та (5.18), а далі у рівність (5.25), можна отримати залежність, що відображає в неявному вигляді функцію $\theta = f(\beta)$ та дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії в перерізі косо стиснутої колони при трапецієподібній формі стиснутої зони бетону.

Сумісне розв'язання рівнянь (5.4) і (5.5) з урахуванням даних графіків на рисунках 4.17 й 5.3 та залежностей (5.25), (5.26) та (5.27) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку трапецієподібної форми стиснутої зони, тобто розв'язати задачу визначення її несучої здатності за умови, що розтягнута арматура не досягає межі текучості.

5.1.3 Колони з п'ятикутною формою стиснутої зони бетону

Розглядається методика розрахунку міцності нормального перерізу косо стиснутих залізобетонних колон квадратного профілю з п'ятикутною формою стиснутої зони бетону. Розрахункова схема, створена на основі пропозицій, викладених у розділі 4, має вигляд, представлений на рисунку 5.5.

Методика розрахунку несучої здатності залізобетонної симетрично армованої колони з п'ятикутною формою стиснутої зони бетону при косому стиску розробляється для випадку прикладання зовнішнього навантаження з малими ексцентриситетами, тобто за умови, що арматура розтягнутої зони не досягає межі текучості в граничному стані.

При цьому для описання роботи стиснутого бетону прийнята дробово-раціональна функція (4.1). Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою (4.2) – (4.3).

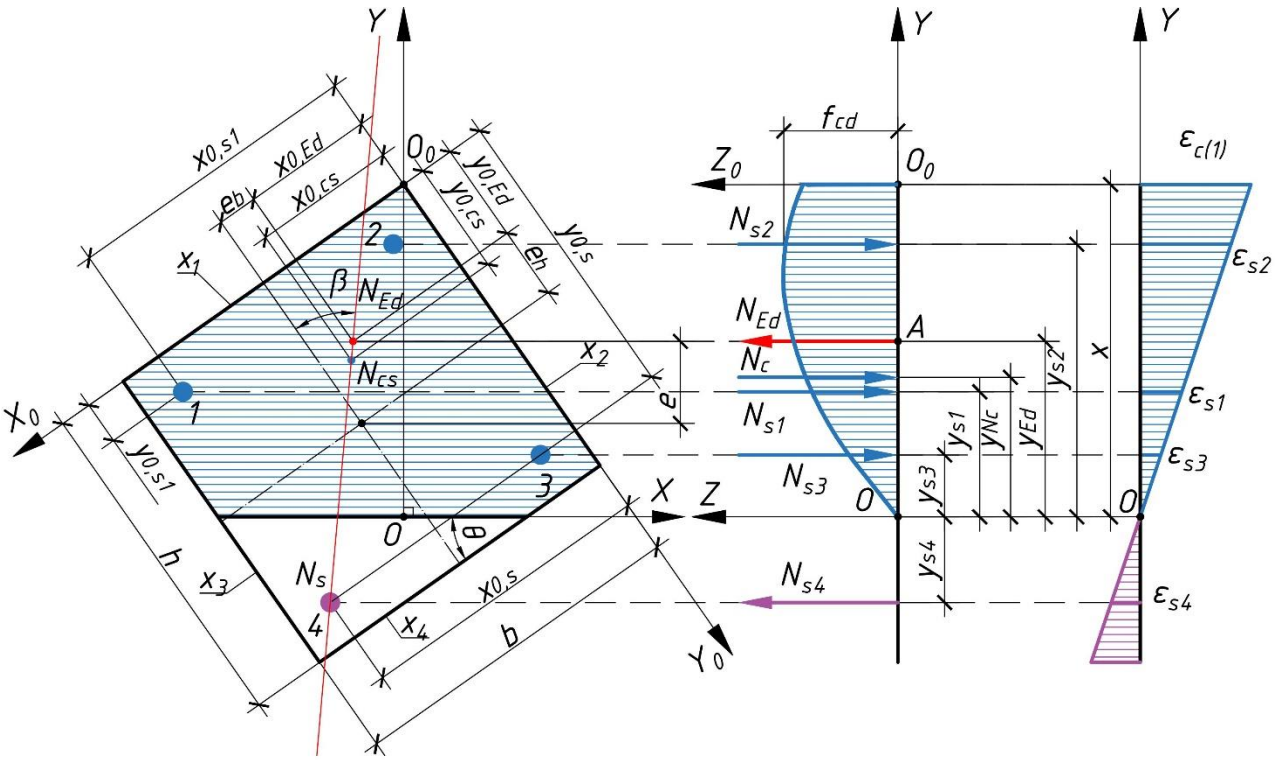


Рисунок 5.5 – Розрахункова схема зусиль, напружень та деформацій у перерізі косо стиснутої залізобетонної колони з п’ятикутною формою стиснутої зони

Для виведення розрахункових формул записані загальні рівняння рівноваги зусиль у координатній площині *YOZ*, розташованій таким чином, що вісь *Y* перетинає найбільш стиснуте ребро перерізу і перпендикулярна до нейтральної лінії (рис. 5.5) записані у вигляді (5.4) та (5.5).

Визначення зусилля N_c та координати y_{Nc} її прикладання для п’ятикутної форми стиснутої зони бетону із застосуванням аналітичного виразу $\sigma_c = f(y)$ розподілу напружень в стиснутій зоні бетону в площині *YOZ* (4.11) здійснено так:

$$N_c = \int_0^X \int_{x_3}^{x_4} \frac{f_{cd}\eta_{(1)} y\left(kx - \eta_{(1)} y\right)}{x\left(x + (k-2)\eta_{(1)} y\right)} dxdy + \int_0^X \int_{x_3}^{x_1} \frac{f_{cd}\eta_{(1)} y\left(kx - \eta_{(1)} y\right)}{x\left(x + (k-2)\eta_{(1)} y\right)} dxdy = \\ + \int_0^X \int_{x_2}^{x_1} \frac{f_{cd}\eta_{(1)} y\left(kx - \eta_{(1)} y\right)}{x\left(x + (k-2)\eta_{(1)} y\right)} dxdy; \quad (5.34)$$

$$y_{Nc} = \frac{S_c}{N_c} = \frac{\varphi_3}{\omega_3} X; \quad (5.35)$$

$$S_c = \int_0^X \int_{x_3}^{x_4} \frac{f_{cd}\eta_{(1)} y\left(kx - \eta_{(1)} y\right)}{x\left(x + (k-2)\eta_{(1)} y\right)} ydxdy + \int_0^X \int_{x_3}^{x_1} \frac{f_{cd}\eta_{(1)} y\left(kx - \eta_{(1)} y\right)}{x\left(x + (k-2)\eta_{(1)} y\right)} ydxdy + \\ + \int_0^X \int_{x_2}^{x_1} \frac{f_{cd}\eta_{(1)} y\left(kx - \eta_{(1)} y\right)}{x\left(x + (k-2)\eta_{(1)} y\right)} ydxdy, \quad (5.36)$$

де $x_1 = \frac{y - X}{\operatorname{tg}\theta}$; $x_2 = (X - y)\operatorname{tg}\theta$; $x_3 = (X - y)\operatorname{tg}\theta - \frac{b}{\cos\theta}$; $x_4 = \frac{y - x}{\operatorname{tg}\theta} X + \frac{h}{\sin\theta}$;

ω_3, φ_3 – відповідно функції повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони та відносного плеча внутрішньої пари сил для випадку п’ятикутної форми стиснутої зони косо стиснутого елемента. З (5.34) у результаті інтегрування функції розподілення напружень σ_c по перерізу в указаних межах можна вивести формулу для обчислення значень ω_3 залежно від k.

Визначення рівнодійних N_{si} пропонується виконувати залежно від значення напружень σ_{si}, що відповідають деформаціям ε_{si} на розрахунковій дволінійній діаграмі стану арматури за (5.11).

Координати точок прикладання зусиль N_{si} в арматурних стержнях у прямокутному перерізі колони (рис. 5.5) визначатимуться за (4.12), а координата точки прикладання сили N_{Ed} обчислюється за залежністю (5.12).

Після підстановки залежностей (5.11) – (5.12) та (5.30) – (5.31) у рівності (5.4) – (5.5) отримаємо два рівняння з чотирма невідомими, а саме: $\eta_{(1)}$, X, θ, N_{Ed}. Для аналітичного розв’язання задачі застосувати дві додаткові умови.

Перша умова – застосування критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони залізобетонного елемента за (4.43) або (4.44) для визначення фібрових відносних деформацій бетону $\varepsilon_{c(1)}$ ($\eta_{(1)}$) у складі косо стиснутої колони

у граничному стані. Застосування критерію (4.43) є прийнятним за умови, що відповідні деформації ε_s розтягнутої арматури в перерізі залізобетонної колони знаходяться на визначеному проміжку її деформацій $0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s0}$, що відповідає пружній роботі арматури.

Друга умова – використання теореми про розташування внутрішніх зусиль N_s і N_c та зовнішньої сили N_{Ed} в одній площині для визначення значення кута θ нахилу нейтральної лінії. Ця теорема реалізується у вигляді залежності (5.25), в яку входять ($x_{0,cs}$, $y_{0,cs}$) координати точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_{cs} в стиснутій зоні перерізу з площиною поперечного перерізу колони, котрі обчислюються за (5.21) – (5.22) з урахуванням ($x_{0,c}$, $y_{0,c}$) координат точки перетину лінії дії рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону з площиною поперечного перерізу колони, котрі у свою чергу залежать від форми стиснутої зони бетону.

Визначення координат (x_{0c}, $y_{0,c}$) для п’ятикутної форми стиснутої зони можна здійснити за формулами (5.26) та (5.27), в яких $S_{c,Y0}$, $S_{c,X0}$ – статичні моменти об’ємної фігури розподілу напружень в бетоні п’ятикутної стиснутої зони відносно осей Y_0 і X_0 відповідно (рис. 5.5).

Оскільки координати (x_{0c}, y_{0c}) точки прикладання рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні залежать від кута θ, то після їх підстановки в залежності (5.17) та (5.18), а далі у рівність (5.25), можна отримати залежність, що відображає в неявному вигляді функцію $\theta = f(\beta)$ та дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії в перерізі косо стиснутої колони при п’ятикутній формі стиснутої зони бетону.

Сумісне розв’язання рівнянь (5.4) і (5.5) з урахуванням даних графіків на рисунках 4.17 й 4.22 та залежностей (5.25), (5.26) та (5.27) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку п’ятикутної форми стиснутої зони, тобто розв’язати задачу визначення її несучої здатності за умови, що розтягнута арматура не досягає межі текучості.

5.2 Розрахунок несучої здатності косо стиснутих колон на основі рівномірного розподілу напружень в стиснутій зоні бетону

5.2.1 Колони з трикутною формою стиснутої зони бетону

Для розробки інженерної методики розрахунку міцності колон безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель, котрі зазнають косого стиску, оптимізовано розрахункову схему нормального перерізу залізобетонної колони прямокутного профілю з трикутною формою стиснутої зони бетону (рис. 5.6). із застосуванням рівномірного розподілу напружень у бетоні стиснутої зони за рисунком 4.7.

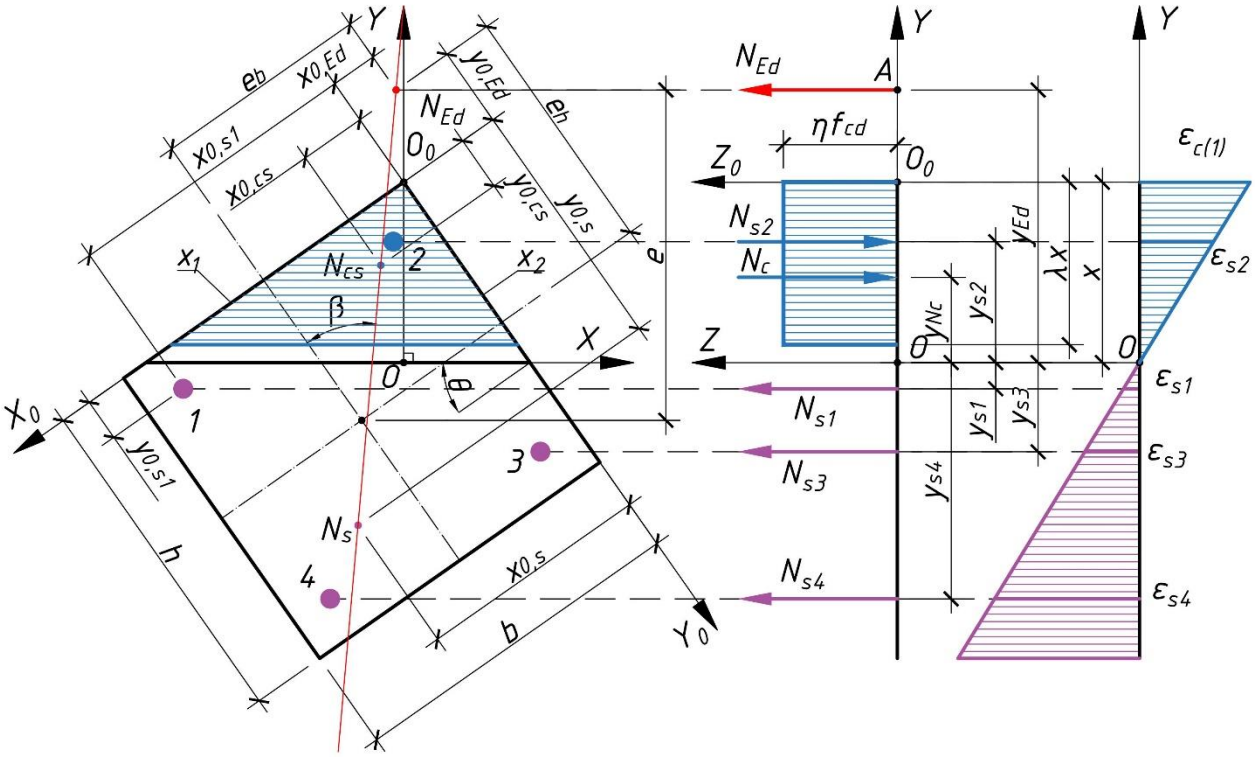


Рисунок 5.6 – Оптимізована розрахункова схема зусиль, напружень та деформацій у перерізі косо стиснутої залізобетонної колони з трикутною формою стиснутої зони

Виведення розрахункових формул базується на загальних рівняннях рівноваги. Ураховуючи прийняті передумови за 4.1.1, розрахункові рівняння

рівноваги в площині координатної осі Y перпендикулярної до нейтральної лінії записані у вигляді (5.4) та (5.5).

Для спрощення рівнянь рівноваги отримані вирази для рівнодійної N_c та координати y_{Nc} її прикладання в координатній площині XOY за умови рівномірного розподілу напружень у бетоні стиснутої зони. Одержані вирази при трикутній формі стиснутої зони бетону (рис. 5.6) мають такий вигляд:

$$N_c = \frac{\eta f_{cd} \lambda^2 X^2}{\sin 2\theta}; \tag{5.37}$$

$$y_{Nc} = \frac{X(3-2\lambda)}{3}, \tag{5.38}$$

де η – коефіцієнт зниження міцності бетону за [210];

λ – коефіцієнт пружно-пластичних властивостей бетону за [210].

Визначення рівнодійних N_{si} відповідно до дволінійної діаграми деформування арматури (рис. 4.12) здійснюється за умовами:

$$N_{si} = E_s \frac{y_{si}\varepsilon_{c(1)}}{X} A_{si} \quad \text{при} \quad 0 < \varepsilon_{si} = \frac{y_{si}\varepsilon_{c(1)}}{X} \le \varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}; \tag{5.39}$$

$$N_{si} = f_{yd} A_{si} \quad \text{при} \quad \varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} < \varepsilon_{si} = \frac{y_{si}\varepsilon_{c(1)}}{X} \le \varepsilon_{ud}, \tag{5.40}$$

де A_{si} – площа поперечного перерізу i-го стержня арматури;

$\varepsilon_{c(1)}$ – відносні деформації бетону найбільш стиснутого ребра колони.

Для визначення фіброві відносних деформацій бетону $\varepsilon_{c(1)}$ у момент руйнування застосовується деформаційний критерій міцності (4.24). Згідно з цим критерієм руйнування залізобетонного елемента наступає тоді, коли деформації в бетоні у найвіддаленішій від нейтральної лінії точці досягають граничного значення.

Координати точок прикладання зусиль N_{si} в арматурних стержнях у прямокутному перерізі колони (рис. 5.6) визначатимуться за (4.12), а координата точки прикладання сили N_{Ed} обчислюється за залежністю (5.12).

Для аналітичного розв’язання задачі визначення несучої здатності залізобетонної колони при косому стиску використаємо теорему про

розташування внутрішніх та зовнішніх сил в одній площині (5.25), в складі якої координати $x_{0,c}$, $y_{0,c}$ точки прикладання рівнодійної в бетоні трикутної стиснутої зони у системі координат $X_0 0_0 Y_0$ обчислюються за залежностями:

$$x_{0,c} = \frac{\lambda X}{3\sin\theta}; \tag{5.41}$$

$$y_{0,c} = \frac{\lambda X}{3\cos\theta}. \tag{5.42}$$

Оскільки координати (x_{0c}, y_{0c}) точки прикладання рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону залежать від кута θ, то рівність (5.25) після їх підстановки за своєю суттю є залежністю, що відображає в неявному вигляді функцію $\theta = f(\beta)$ та дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії в перерізі косо стиснутої колони при трикутній формі стиснутої зони бетону.

Отже, сумісне розв'язання рівнянь (5.4) та (5.5) з урахуванням залежностей (5.37) та (5.38), з використанням деформаційного критерію міцності за (4.24) та теореми про розташування внутрішніх та зовнішніх сил в одній площині (5.25) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану руйнуванні косо стиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку трикутної форми стиснутої зони, тобто розв'язати задачу визначення її міцності.

5.2.2 Колони з трапецієподібною формою стиснутої зони бетону

Оптимізовано розрахункову схему нормального перерізу залізобетонної колони прямокутного профілю з трапецієподібною формою стиснутої зони бетону (рис. 5.7) із застосуванням рівномірного розподілу напружень у бетоні стиснутої зони за (рис. 4.7).

Розроблення спрощеної методики розрахунку міцності колон безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель при косому стиску базується на загальних рівняннях рівноваги. Ураховуючи прийняті передумови за 4.1.1, розрахункові рівняння рівноваги в площині координатної осі Y перпендикулярної до нейтральної лінії записані у вигляді (5.4) та (5.5).

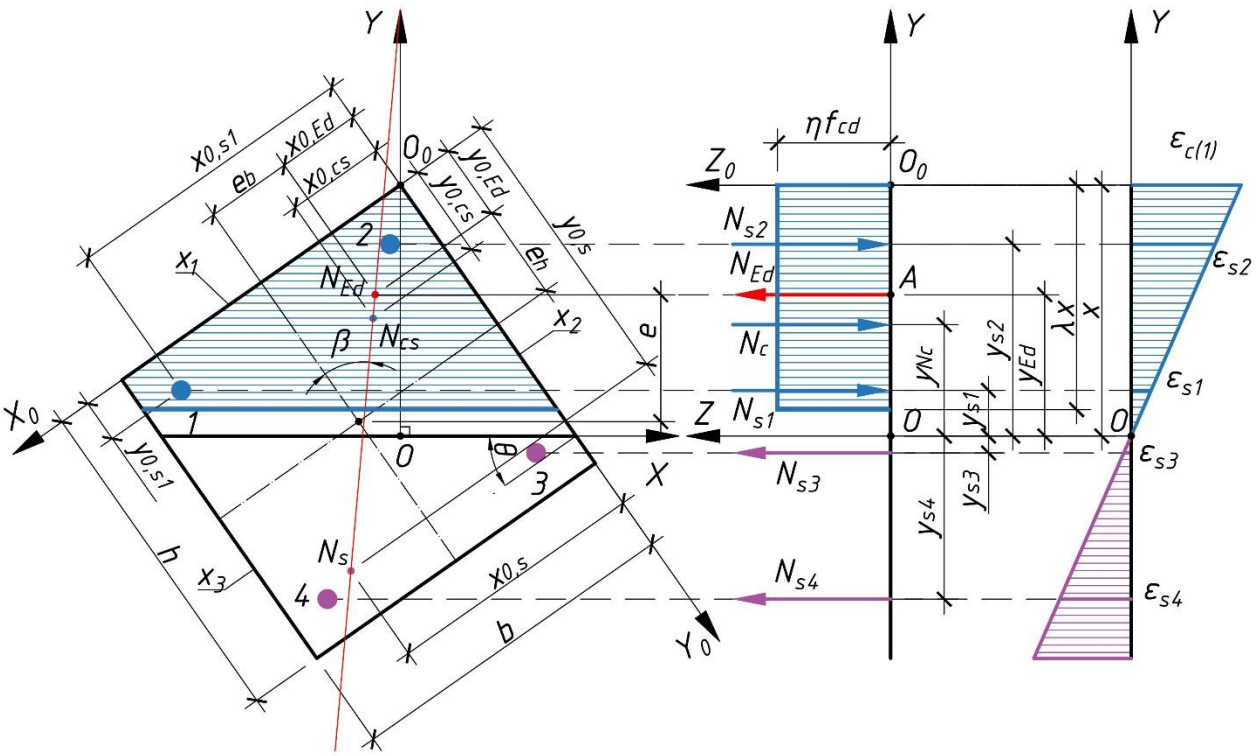


Рисунок 5.7 – Оптимізована розрахункова схема зусиль, напружень та деформацій у перерізі косо стиснутої залізобетонної колони з трапецієподібною формою стиснутої зони

Виведені вирази для рівнодійної N_c зусиль в стиснутій зоні бетону та координати y_{Nc} її прикладання в координатній площині XOY при трапецієподібній формі стиснутої зони бетону (рис. 5.7) мають такий вигляд:

$$N_c = \frac{\eta f_{cd} b}{\cos\theta}\left(\lambda X - \frac{b\sin\theta}{2}\right); \tag{5.43}$$

$$y_c = \frac{3X^2\left(2\lambda - \lambda^2\right) - b\sin\theta\left(3X - b\sin\theta\right)}{3\left(2\lambda X - b\sin\theta\right)}. \tag{5.44}$$

Визначення рівнодійних N_{si} в рівняннях рівноваги пропонується виконувати залежно від значень напружень σ_{si}, що відповідають деформаціям ε_{si} на розрахунковій дволінійній діаграмі стану арматури (рис. 4.12), на основі виразів (5.39) та (5.40).

Для визначення фіброві відносних деформацій бетону $\varepsilon_{c(1)}$ у момент руйнування застосовується деформаційний критерій міцності (4.24). Координати точок прикладання зусиль N_{si} в арматурних стержнях у прямокутному перерізі

колони (рис. 5.4) визначатимуться за (4.12), а координата точки прикладання сили N_{Ed} обчислюється за залежністю (5.12).

Для аналітичного розв'язання задачі визначення несучої здатності залізобетонної колони при косому стиску використаємо теорему про розташування внутрішніх та зовнішніх сил в одній площині (5.25), в складі якої координати $x_{0,c}$, $y_{0,c}$ точки прикладання рівнодійної в бетоні трапецієподібної стиснутої зони у системі координат $X_0 0_0 Y_0$ обчислюються за залежностями:

$$x_{0,c} = \frac{b\left(3X\lambda - 2b\sin\theta\right)}{3\left(2X\lambda - b\sin\theta\right)}, \tag{5.45}$$

$$y_{0,c} = \frac{3X\lambda\left(X\lambda - b\sin\theta\right) + b^2\sin^2\theta}{3\cos\theta\left(2X\lambda - b\sin\theta\right)}. \tag{5.46}$$

Оскільки координати (x_{0c}, y_{0c}) точки прикладання рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону залежать від кута θ, то рівність (5.25) після їх підстановки за своєю суттю є залежністю, що відображає в неявному вигляді функцію $\theta = f(\beta)$ та дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії в перерізі косо стиснутої колони при трикутній формі стиснутої зони бетону.

Отже, сумісне розв'язання рівнянь (5.4) та (5.5) з урахуванням залежностей (5.43) та (5.44) з використанням деформаційного критерію міцності за (4.24) та теореми про розташування внутрішніх та зовнішніх сил в одній площині (5.25) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану руйнуванні косо стиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку трапецієподібної форми стиснутої зони, тобто розв'язати задачу визначення її міцності.

5.2.3 Колони з п'ятикутною формою стиснутої зони бетону

Оптимізовано розрахункову схему нормального перерізу залізобетонної колони прямокутного профілю з п'ятикутною формою стиснутої зони бетону (рис. 5.8). При цьому застосовано рівномірний розподіл напружень у бетоні стиснутої зони за (рис. 4.7).

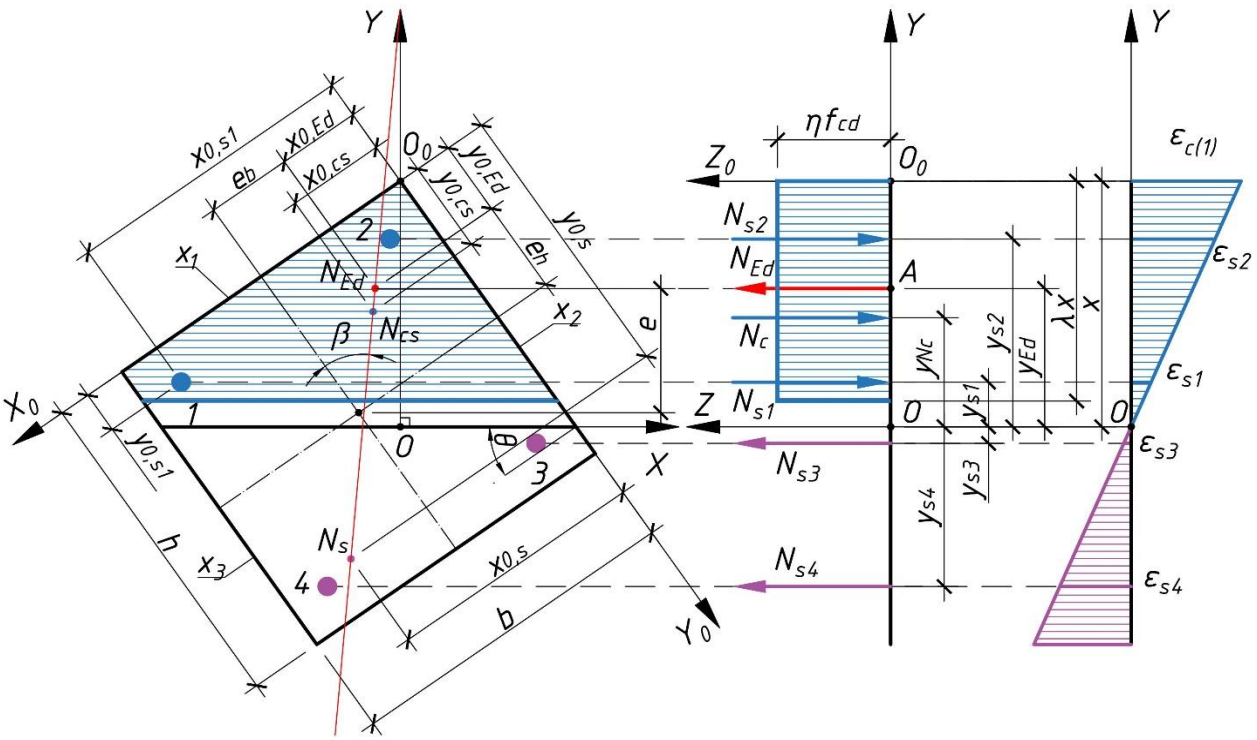


Рисунок 5.8 – Оптимізована розрахункова схема зусиль, напружень та деформацій у перерізі косо стиснутої залізобетонної колони з п’ятикутною формою стиснутої зони

Виведення розрахункових формул базується на загальних рівняннях рівноваги. Ураховуючи прийняті передумови за 4.1.1, розрахункові рівняння рівноваги в площині координатної осі Y перпендикулярної до нейтральної лінії записані у вигляді (5.4) та (5.5).

Вирази для рівнодійної N_c та координати y_{Nc} її прикладання в площині XOY при п’ятикутній формі стиснутої зони бетону (рис. 5.8) отримано у вигляді:

$$N_c = \eta f_{cd}(A_{c1} + A_{c2} + A_{c3}), \tag{5.47}$$

$$y_{Nc} = \frac{A_{c1}y_1 + A_{c2}y_2 + A_{c3}y_3}{A_{c1} + A_{c2} + A_{c3}}, \tag{5.48}$$

де $A_{c1} = ha$; $A_{c2} = (b - a)\,c$; $A_{c3} = (b - a)\,c / 2$; $a = (\lambda X - h\cos\theta) / \sin\theta$; $c = (\lambda X - b\sin\theta) / \cos\theta$; $y_1 = \lambda X / 2$; $y_2 = \lambda X - h\cos\theta / 2$; $y_3 = X - (4\lambda X + h\cos\theta + b\sin\theta) / 3$. Координати точок прикладання зусиль N_{si} в арматурних стержнях у прямокутному перерізі колони (рис. 5.4) визначатимуться за (4.12), а координата точки прикладання сили N_{Ed} обчислюється за залежністю (5.12).

Для аналітичного розв'язання задачі визначення несучої здатності залізобетонної колони при косому стиску використаємо теорему про розташування внутрішніх та зовнішніх сил в одній площині (5.25), в складі якої координати $x_{0,c}$, $y_{0,c}$ точки прикладання рівнодійної в бетоні трапецієподібної стиснутої зони у системі координат $X_0 0_0 Y_0$ обчислюються за залежностями:

$$x_{0,c} = \frac{A_{c1}x_{0,1} + A_{c2}x_{0,2} + A_{c3}x_{0,3}}{A_{c1} + A_{c2} + A_{c3}}, \tag{5.49}$$

$$y_{0,c} = \frac{A_{c1}y_{0,1} + A_{c2}y_{0,2} + A_{c3}y_{0,3}}{A_{c1} + A_{c2} + A_{c3}}, \tag{5.50}$$

де $x_{0,1} = a / 2$; $x_{0,2} = (\text{b} + \text{a})/2$; $x_{0,3} = (b + 2a)/3$; $y_{0,1} = h/2$; $y_{0,2} = c/2$; $y_{0,3} = (2c - h)/3$.

Оскільки координати (x_{0c}, y_{0c}) точки прикладання рівнодійної зусиль N_c в стиснутій зоні бетону залежать від кута θ, то рівність (5.25) після їх підстановки за своєю суттю є залежністю, що відображає в неявному вигляді функцію $\theta = f(\beta)$ та дозволяє визначати кут θ нахилу нейтральної лінії в перерізі косо стиснутої колони при трикутній формі стиснутої зони бетону.

Отже, сумісне розв'язання рівнянь (5.4) та (5.5) з урахуванням залежностей (5.47) та (5.48) з використанням деформаційного критерію міцності за (4.24) та теореми про розташування внутрішніх та зовнішніх сил в одній площині (5.25) дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану руйнуванні косо стиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі для випадку п'ятикутної форми стиснутої зони, тобто розв'язати задачу визначення її міцності.

У результаті проведених теоретичних досліджень на основі застосування деформаційної моделі з прямокутним розподілом напружень в стиснутій зоні бетону отримані аналітичні залежності для розв'язання задач несучої здатності залізобетонних колон безбалкових будівель. Залежності можуть бути використані як при перевірці несучої здатності косо стиснутих колон, так і при їх проектуванні.

5.3 Методика розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель

Розрахунок несучої здатності колон при косому стиску виконується за умови, що форма стиснутої зони бетону відома. При цьому точне її встановлення є можливим тільки після виконання повного розрахунку. Тому для спрощення пошуку дійсної форми стиснутої зони доцільною є перевірка умови, котра для колон квадратного перерізу, що застосовуються в складі збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель. Ця умова отримана при розгляді граничного випадку положення нейтральної лінії в квадратному перерізі, коли вона співпадає з його діагоналлю. Таке граничне положення нейтральної лінії дає можливість однозначно розмежувати трикутну та п’ятикутну форми стиснутої зони бетону.

Кут нахилу нейтральної лінії в її граничному положенні складає $\theta = 45^{\circ}$, а висота стиснутої зони бетону $X = b\sin\theta$. Умова розмежування форм стиснутої зони бетону отримана з рівняння рівноваги (5.5), записаного для граничного випадку, при її використанні до уваги беруться лише арматурні стержні, найбільш віддалені від нейтральної лінії

$$\begin{aligned}&\frac{f_{cd}b^2\omega_1}{2}\left(e_b+e_h-b\frac{\varphi_1}{\omega_1}\right)+f_{yd}\sum_{i=1}^{n}A_{sci}\left(e_b+e_h-b+x_{0,sci}+y_{0,sci}\right)\le\\&\le f_{yd}\sum_{i=1}^{n}A_{si}\left(e_b+e_h-b+x_{0,si}+y_{0,si}\right),\end{aligned}\quad . \qquad (5.51)$$

У нерівності (5.51) параметри з індексом «*sci*» враховуються для стиснутих арматурних стержнів, а з індексом «*si*» – для розтягнутих.

При виконанні цієї умови стиснута зона бетону матиме форму трапеції або п’ятикутника, а при невиконанні – трикутника або трапеції. Тобто перевірка умови (5.51) дозволяє одразу скоротити кількість можливих випадків форм стиснутої зони бетону з трьох до двох.

Для розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон на основі рівномірного розподілу напружень в стиснутій зоні бетону з використанням деформаційного критерію розглядувана умова набуває вигляду

$$\frac{\eta f_{cd}\lambda^2 b^2}{2}\left(e_b+e_h+b\left(\frac{2\lambda-3}{3}\right)\right)+f_{yd}\sum_{i=1}^{n}A_{sci}\left(e_b+e_h-b+x_{0,sci}+y_{0,sci}\right)\le$$
$$\le f_{yd}\sum_{i=1}^{n}A_{si}\left(e_b+e_h-b+x_{0,si}+y_{0,si}\right). \qquad (5.52)$$

На основі отриманих у розділі аналітичних залежностей розроблена методика розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель, котра є універсальною та може застосовуватись із використанням залежностей, отриманих як на основі нелінійної залежності «напруження-деформації» в бетоні стиснутої зони із застосуванням критерію повного використання опору стиснутої зони бетону, так і на основі рівномірного розподілу напружень в стиснутій зоні бетону з використанням деформаційного критерію. Розроблена методика включає наступні етапи:

1. Попередньо визначаємо можливі форми стиснутої зони бетону за умовою (5.51) або (5.52).

2. Визначаємо висоту X стиснутої зони та кут θ нахилу нейтральної лінії з сумісного розв’язання рівнянь (5.5) та (4.23), виразивши їх складові через X та θ.

3. Перевіряємо, чи відповідає фактична форма стиснутої зони бетону попередньо прийнятій, за нерівностями (5.1) – (5.3). При застосуванні рівномірного розподілу напружень в стиснутій зоні бетону в нерівностях (5.1) – (5.3) слід використовувати замість висоти X стиснутої зони бетону умовну висоту – λX. Якщо попередньо прийнята форма не відповідає дійсній, виконуємо перерахунок висоти X стиснутої зони та кут θ нахилу нейтральної лінії з сумісного розв’язання рівнянь (5.5) та (4.23) з використанням формул, котрі відповідають дійсній формі стиснутої зони бетону.

4. Визначаємо напруження в арматурних стержнях за залежностями (4.2) – (4.3) із використанням (4.11) та (4.12). Перевіряємо, чи досягають напруження в

арматурних стержнях межі текучості. Якщо отримано, що напруження у всіх розтягнутих стержнях досягають межі текучості, то розрахунок слід проводити з використанням екстремального критерію міцності за [362].

5. Якщо напруження не у всіх розтягнутих стержнях досягають межі текучості, визначаємо значення N_{Rd}, прийнявши $N_{Rd} = N_{Ed}$, з рівняння (5.4), в якому N_{si} обчислюємо за (5.11), а рівнодійну зусиль в бетоні заходимо залежно від форми стиснутої зони бетону.

Таким чином, розроблена методика дає можливість обчислити всі невідомі параметри напружено-деформованого стану косо стиснутої залізобетонної колони в нормальному перерізі, тобто розв'язати задачу визначення її несучої здатності. Реалізація методики розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель представлена в додатку В, її практичне впровадження на об'єктах будівництва продемонстровано в додатку Г.

5.4 Визначення несучої здатності центрально стиснутих колон

Як було відмічено в 4.3.2, у випадку стиску коли ексцентриситети прикладання зовнішньої сили прямують до нуля, тобто реалізується центральний стиск, при $\eta = 1$ арматура може не досягати межі текучості. Те саме буде характерним при застосуванні високоміцної арматури. Критерій вичерпання несучої здатності залізобетонних колон при центральному стисненні буде визначатись в кожному окремому випадку залежно від поєднання бетону та сталі з різними значеннями їх фізико-механічних характеристик.

Для виявлення та аналізу можливих характерних випадків втрати несучої здатності залізобетонних колон при центральному стиску застосована розрахункова схема (рис. 5.9) та загальні передумови розрахунку за 4.1.

На основі розрахункової схеми поздовжня сила N_{Rd}, що може бути сприйнята елементом в граничному стані визначається за виразом:

$$N_{Rd} = \sigma_c A_c + \sigma_s A_s . \qquad (5.53)$$

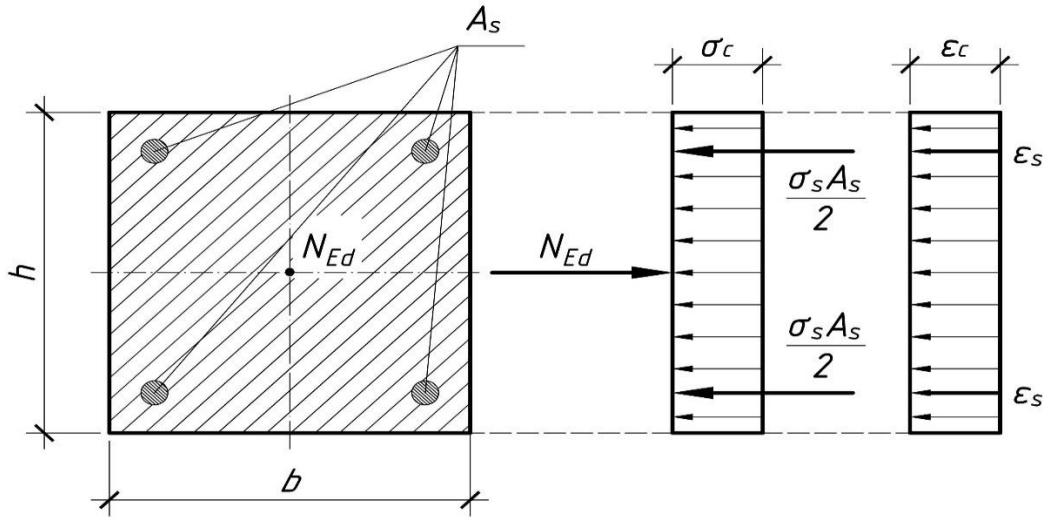


Рисунок 5.9 – Розрахункова схема залізобетонного елемента при центральному стиску

При оцінюванні опору деформуванню і руйнуванню центрально стиснутого залізобетонного елемента армованого арматурою зі сталі, що має фізичну площадку текучості та деформується згідно із розрахунковими залежностями (4.2) та (4.3), залежно від співвідношення розрахункових граничних деформацій бетону й арматури в момент втрати несучої здатності розглядається декілька випадків розрахунку.

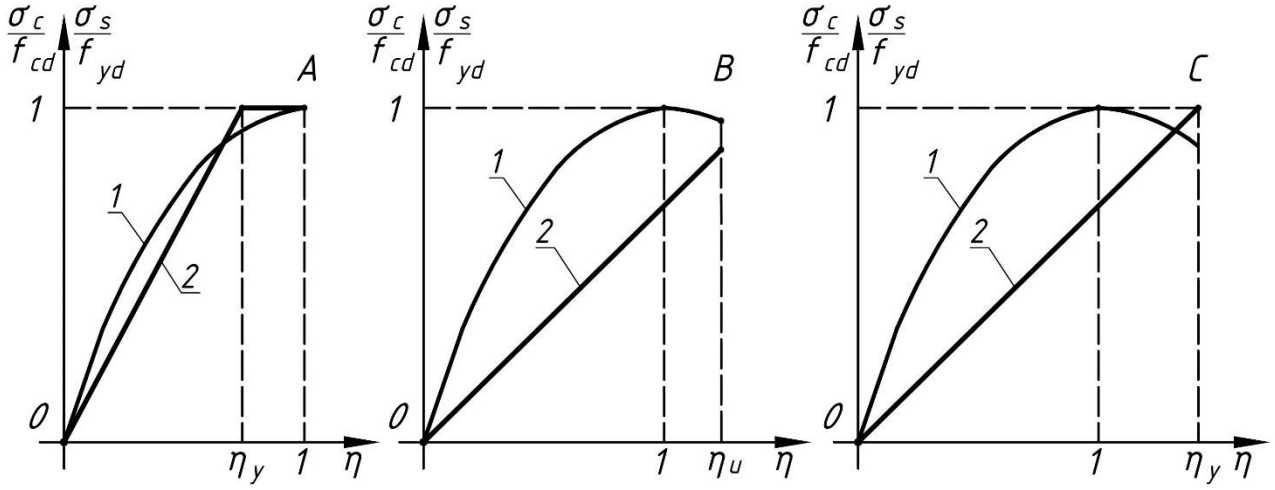
5.4.1 Випадки вичерпання несучої здатності залізобетонних колон, армованих звичайною арматурою

Випадок А є характерним при використанні арматури (рис. 5.10, *а*), для якої виконується умова

$$\eta_y = \frac{\varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{c1}} \le 1. \qquad (5.54)$$

В цьому випадку напруження в арматурі досягають межі текучості f_{yd} до або в момент досягнення бетоном розрахункової міцності на стиск f_{cd}. При цьому подальше збільшення навантаження на елемент є неможливим, оскільки обидва складових матеріли вичерпали свої міцнісні характеристики. Тому в цьому випадку критерієм вичерпання несучої здатності буде умова

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} = \eta_u = 1. \qquad (5.55)$$



а) *б*) *в*)

Рисунок 5.10 – Випадки сумісної роботи бетону й арматури в складі центрально стиснутого залізобетонного елемента: *а*) випадок А; *б*) випадок В; *в*) випадок С; 1 – розрахункова діаграма деформування бетону; 2 – розрахункова діаграма деформування арматури

Перевірка несучої здатності таких елементів здійснюється за умовою, отриманою з рівняння рівноваги на основі розрахункової схеми (рис. 5.9) з використанням (5.53):

$$N_{Ed} \le N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s = \left(f_{cd} + f_{yd} \rho_l \right) A_c . \qquad (5.56)$$

Випадок В розрахунку (рис. 5.10, *б*) є потенційно можливим при умові

$$\eta_y = \frac{\varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{c1}} > 1. \qquad (5.57)$$

Для цього випадку є характерною робота арматури в пружній стадії $\sigma_s < f_{yd}$ у момент досягнення бетоном розрахункового опору стиску f_{cd}. Оскільки, опір арматури не вичерпаний у повному обсязі при досягненні рівня деформацій стиску $\eta = \eta_s = \varepsilon_s / \varepsilon_{c1} = 1$, можливим є подальше завантаження елемента при деформуванні бетону на ділянці низхідної гілки діаграми його фізичного стану.

При цьому відбуватиметься зниження напружень в бетоні при одночасному їх зростанні в арматурі. Критерієм втрати несучої здатності в цьому випадку може бути існування максимуму несучої здатності N_{Rd} стиснутого елемента як функції деформації ε_c або рівня деформації $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ [414], котрий являє собою екстремальний критерій руйнування залізобетонних та бетонних елементів при використанні повної діаграми стиску бетону:

$$N_{Rd}\left(\varepsilon_{cu}\right) = \max N_{Rd}\left(\varepsilon_c\right) \tag{5.58}$$

або

$$N_{Rd}\left(\eta_u\right) = \max N_{Rd}\left(\eta\right). \tag{5.59}$$

Для застосування критерію (5.59) запишемо залежність (5.53) з урахуванням (4.1) у вигляді

$$\frac{N_{Rd}}{f_{cd}A_c} = \frac{k\eta - \eta^2}{1+(k-2)\eta} + \frac{\sigma_s \rho_l}{f_{cd}}. \tag{5.60}$$

В пружній стадії роботи арматури з ділянкою текучості за (4.2) та (5.60) за умови $\eta = \eta_s = \varepsilon_s / \varepsilon_{c1}$ послідовно отримуємо, що

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_{c1} \eta, \tag{5.61}$$

$$\frac{N_{Rd}}{f_{cd}A_c} = \frac{k\eta - \eta^2}{1+(k-2)\eta} + A\eta, \tag{5.62}$$

де

$$A = \frac{\rho_l E_s \varepsilon_{c1}}{f_{cd}}. \tag{5.63}$$

Використовуючи (5.59) стосовно (5.62), будемо мати:

$$\frac{\partial N_{Rd}}{\partial \eta} = 0. \tag{5.64}$$

Застосувавши (5.64) і (5.62), отримаємо:

$$\eta_u^2 + \frac{2}{k-2}\eta_u + \frac{k+A}{(k-2)\left(A(k-2)-1\right)} = 0. \tag{5.65}$$

Для випадку $k = 2$ формула (5.65) суттєво спрощується до вигляду

$$\eta_u = 1 + \frac{A}{2}. \tag{5.66}$$

Із формул (5.65) і (5.66) з урахуванням (5.63) видно, що розрахункова гранична деформація η_u збільшується при зростанні ρ_l, що відповідає результатам багатьох експериментальних досліджень.

З використанням обчисленого значення η_u, граничне значення зусилля N_{Rd} визначається з (5.53) або (5.62), напруження в бетоні σ_c – з (4.1) при $\eta = \eta_u$, а напруження в арматурі – з (5.61) при $\eta = \eta_u$, тобто

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_{c1} \eta_u \le f_{yd}. \tag{5.67}$$

Формули (5.62), (5.63), (5.65) та (5.66) справедливі в діапазоні ρ_l, в межах якого в граничному стані залізобетонного елемента арматура працює пружно і дотримується умова (5.67), тобто при

$$\eta_u \le \eta_y. \tag{5.68}$$

При порушенні цієї умови арматура зазнає стану текучості, котрий починається з досягнення деформацій, рівних величині $\eta_y = \varepsilon_{s0} / \varepsilon_{c1}$. Тобто, межею між розглядуваним випадком В і наступним можливим випадком С втрати несучої здатності залізобетонного елемента (рис. 4.24, *в*) є умова

$$\eta_u = \eta_y. \tag{5.69}$$

Умова (5.69) разом із (5.65) і (5.66) дозволяє обчислювати значення коефіцієнта армування ρ_l, перебільшення котрих призводить арматуру до стану текучості в граничному стані залізобетонного елемента і тим самими призводить до реалізації наступного випадку С втрати його несучої здатності:

$$\rho_{ly} = \frac{(k-2)\eta_y^2 + 2\eta_y - k}{\left(1+(k-2)\eta\right)^2} \frac{f_{cd}}{E_s \varepsilon_{c1}} \text{ при } k \ne 2, \tag{5.70}$$

$$\rho_{ly} = 2\left(\eta_y - 1\right) \frac{f_{cd}}{E_s \varepsilon_{c1}} \text{ при } k = 2. \tag{5.71}$$

Для ілюстрації застосування розглянутого критерію на практиці у таблиці 5.2 для залізобетонного елемента з бетону класу С30/35 (k = 2,5, f_{cd} = 19,5 МПа, ε_{c1} = 1,72 ‰) й арматури А500С (f_{yd} = 435 МПа, E_s =2,1·10^5 МПа) при різних коефіцієнтах армування наведені значення розрахункових граничних

деформацій бетону η_u за (5.70) з урахуванням (5.69) і відносного значення напруження бетону σ_{cu}/f_{cd} за (4.1), а також відносні значення напружень арматури σ_{su}/f_{yd} за у момент вичерпання несучої здатності елемента при центральному стиску.

Таблиця 5.2 – Значення розрахункових граничних деформацій елемента і відносних значень напружень у бетоні класу С30/35 й арматурі А500С в граничному стані залежно від коефіцієнта армування

ρ_l, %	η_u	σ_c/f_{cd}	σ_s/f_{yd}
0	1,000	1,00	0,83
0,25	1,035	1,00	0,86
0,50	1,072	1,00	0,89
0,75	1,110	0,99	0,92
1,00	1,149	0,99	0,95
1,25	1,190	0,98	0,99
ρ_{ly} = 1,33	1,204	0,97	1,00

Результати обчислень, наведені в таблиці 5.2, проілюстровані на рисунку 5.11.

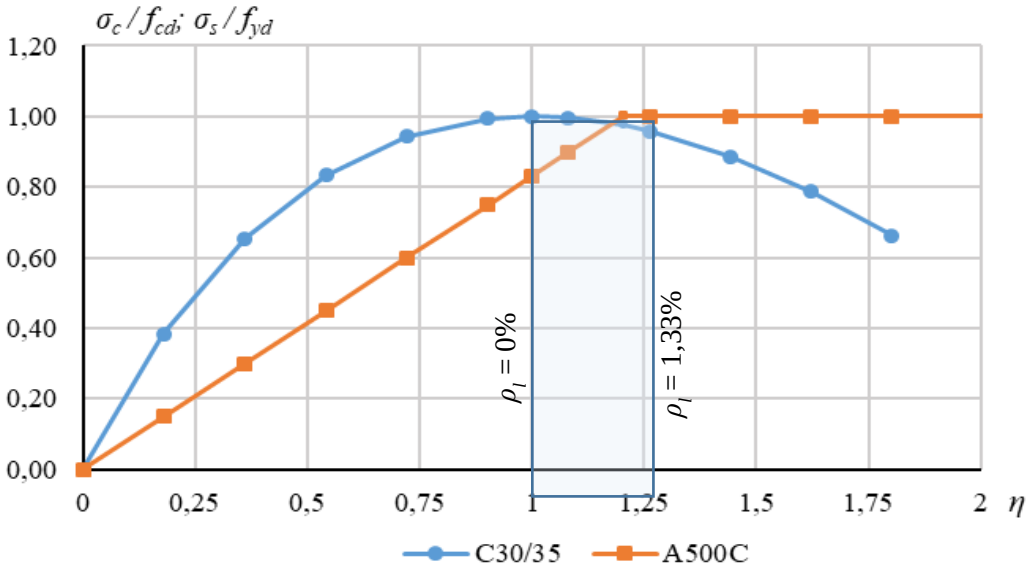


Рисунок 5.11 – Діаграми сумісного деформування бетону та арматури у складі позацентрово стиснутої залізобетонної колони за даними таблиці 5.2

Із рисунка 5.11 видно, що при граничній деформації неармованого бетону (η = 1) напруження арматури А500С складають 83 % межі текучості, яка настає при коефіцієнті армування ρ_l =1,33% і деформації залізобетонного елемента

$\eta = 1{,}204$. При збільшенні ρ_l від 0 до 1,33 % розрахункове граничне значення деформацій бетону η_u зростає від 1 до 1,204 разом зі зростанням напружень у арматурі σ_s / f_{yd} від 0,8 до 1,0 і зниженням напружень у бетоні σ_c / f_{cd} від 1 до 0,97.

Таким чином, зафарбований на рисунку проміжок деформацій $\eta = 1 \ldots 1{,}204$ являє собою діапазон реалізації випадку руйнування В, критерієм втрати несучої здатності колони на якому є умова (5.59). При цьому фактичне значення граничних деформацій, що відповідатимуть втраті несучої здатності колони залежить від відсотку армування, котрий у розглядуваному діапазоні варіюється в межах $0 < \rho_l \le 1{,}33\%$.

Випадок С (рис. 5.10, *в*) втрати несучої здатності центрально стиснутого елемента реалізується при коефіцієнтах армування

$$\rho_l > \rho_{ly}\,. \tag{5.72}$$

В цьому випадку екстремальний критерій (5.65) не може бути застосований, оскільки за такого відсотку армування визначені за ним розрахункові граничні деформації бетону $\eta_u > \eta_y$, що протирічить вихідній умові (5.68) про роботу арматури в пружній стадії. За таких умов критерієм руйнування елемента буде досягнення деформацій, що відповідають межі текучості арматури $\sigma_s = f_{yd}$, тобто умова (5.69), оскільки подальше деформування елемента неможливе через вичерпання міцності як бетону так і арматури на ділянці її пружної роботи. Подальше деформування спричинить зниження напружень в бетоні при сталому значенні напружень в арматурі, що призведе до зниження несучої здатності залізобетонного елемента, тобто до руйнування.

Випадки втрати несучої здатності стиснутих залізобетонних колон розглянемо на характерних прикладах.

Ілюстрація випадку розрахунку А демонструється при визначенні несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони перерізом 400 × 400 мм, виготовленого із бетону класу С35/45 (f_{cd} = 25 МПа, E_{cd} = 30,5 ГПа, $\varepsilon_{c1,cd}$ = 1,80‰, k = 2,57), армованого 4Ø22А400С (A_s = 1521 мм^2, f_{yd} = 364 МПа, E_s = 210 ГПа, ε_{s0} = 1,73‰).

Оскільки за (5.54) $\eta_y = 0{,}96 < 1$, маємо випадок А розрахунку.

Приймаємо за (5.55) $\eta_u = 1$. Напруження в бетоні в момент втрати несучої здатності $\sigma_c = f_{cd} = 25$ МПа, напруження в арматурі $\sigma_s = f_{yd} = 364$ МПа.

Несуча здатність колони за (5.56) $N_{Rd} = 25 \cdot 400 \cdot 400 + 364 \cdot 1521 =$ $= 4553644{,}00$ Н $= 4553{,}64$ кН.

Ілюстрація випадку розрахунку В демонструється при визначенні несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони перерізом 400 × 400 мм, виготовленого із бетону класу С35/45 ($f_{cd} = 25$ МПа, $E_{cd} = 30{,}5$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1{,}80‰$, $k = 2{,}57$), армованого 4Ø22А500С ($A_s = 1521$ мм^2, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 210$ ГПа, $\varepsilon_{s0} = 2{,}07‰$).

Оскільки за (5.57) $\eta_y = 1{,}15 > 1$, а коефіцієнт армування $\rho_l = 0{,}95\% <$ $\rho_{ly} = 1{,}33\%$ за (5.70) маємо випадок В розрахунку.

Обчислюємо за (5.65) $\eta_u = 1{,}12$. Напруження в бетоні в момент втрати несучої здатності за (4.1) $\sigma_c = 24{,}78$ МПа, а напруження в арматурі за (5.67) $\sigma_s = 423{,}45$ МПа.

Несуча здатність колони за (5.53) $N_{Rd} = 24{,}78 \cdot 400 \cdot 400 + 423{,}45 \cdot 1521 =$ $= 4608867{,}45$ Н $= 4608{,}87$ кН.

Ілюстрація випадку розрахунку С демонструється при визначенні несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони перерізом 400 × 400 мм, виготовленого із бетону класу С35/45 ($f_{cd} = 25$ МПа, $E_{cd} = 30{,}5$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1{,}80‰$, $k = 2{,}57$), армованого 8Ø22А500С ($A_s = 3041$ мм^2, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 210$ ГПа, $\varepsilon_{s0} = 2{,}07‰$).

Оскільки за (5.57) $\eta_y = 1{,}15 > 1$, а коефіцієнт армування $\rho_l = 1{,}90\% >$ $\rho_{ly} = 1{,}008\%$ за (5.70) маємо випадок С розрахунку.

Приймаємо за (5.69) $\eta_u = \eta_y = 1{,}15$. Напруження в бетоні в момент втрати несучої здатності за (4.1) $\sigma_c = 24{,}66$ МПа, а напруження в арматурі $\sigma_s =$ $= f_{yd} = 435{,}00$ МПа.

Несуча здатність колони за (5.53) $N_{Rd} = 24{,}66 \cdot 400 \cdot 400 + 435{,}00 \cdot 3041 =$ $= 5268435{,}00$ Н $= 5268{,}44$ кН.

5.4.2 Випадки вичерпання несучої здатності залізобетонних колон, армованих високоміцною арматурою

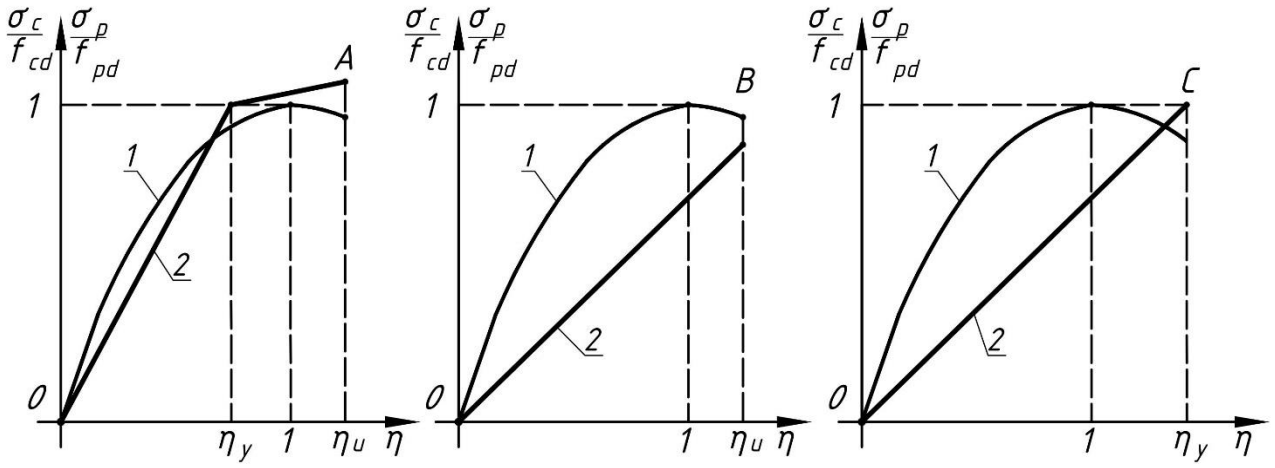
Для підвищення економічної ефективності залізобетонних елементів суттєве значення має використання високоміцної арматури. У стиснутих залізобетонних елементах з такою арматурою при розгляді випадків втрати несучої здатності проаналізована можливість реалізації її пружно-пластичної роботи на основі застосування екстремального критерію.

Випадок А втрати несучої здатності центрально стиснутої колони із високоміцною арматурою, котра деформується за розрахунковим законом (4.4) та (4.5), аналогічний випадку А (5.54) для звичайної арматури, не є можливим у діапазоні класів бетону С8/10 … С50/60 та арматури класу А600 і вище, оскільки тоді

$$\eta_y = \frac{\varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{c1}} > 1. \tag{5.73}$$

При цьому, для елементів із бетону класів вищих ніж С50/60 згідно з [210] та високоміцної арматури можлива реалізація умови (рис. 5.12, *а*):

$$\eta_y = \frac{\varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{c1}} \le 1. \tag{5.74}$$



а) *б*) *в*)

Рисунок 5.12 – Випадки сумісної роботи бетону й високоміцної арматури в складі центрально стиснутого залізобетонного елемента: *а*) випадок А; *б*) випадок В; *в*) випадок С; 1 – розрахункова діаграма деформування бетону; 2 – розрахункова діаграма деформування високоміцної арматури

Критерієм втрати несучої здатності залізобетонного елемента з високоміцною арматурою в цьому випадку не може бути умова (5.55), як це запропоновано для звичайної арматури, оскільки в цей момент як міцнісні так і деформативні властивості високоміцної арматури згідно з розрахунковою діаграмою її стану (рис. 4.6) не вичерпані. Високоміцна арматура працює на ділянці зміцнення згідно із розрахунковим законом (4.5), тому критерієм вичерпання несучої здатності в цьому випадку може бути екстремальний критерій (5.58) або (5.59).

В цьому випадку в інтервалі пружно-пластичної роботи арматури, для отримання залежності, з якої визначається η_u, необхідно в (5.60) σ_s замінити на σ_p, котре відповідно до (4.5) при $\eta = \eta_p = \varepsilon_p / \varepsilon_{c1}$, визначається за умовою

$$\sigma_p = f_{pd} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \frac{\varepsilon_{c1}\eta - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}}. \qquad (5.75)$$

Тоді після підстановки (5.75) в (5.60) отримано рівняння (5.65), в якому значення коефіцієнта A буде обчислюватись за залежністю

$$A = \frac{\rho_l}{f_{cd}} \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_c} - f_{pd} \right) \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}}. \qquad (5.76)$$

Аналогічно при $k = 2$ застосовується формула (5.66), в якій коефіцієнт A визначається за (5.76).

З використанням обчисленого значення η_u, граничне значення зусилля N_{Rd} визначається з (5.53) із заміною σ_s на σ_p та A_s на A_p або за (5.62) із використанням (5.76), напруження в бетоні σ_c – з (4.1) при $\eta = \eta_u$, а напруження в арматурі – за (5.75) при $\eta = \eta_u$, тобто

$$\sigma_{p0} \le \sigma_p = f_{pd} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \frac{\varepsilon_{c1}\eta_u - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} \le \frac{f_{pk}}{\gamma_s}. \qquad (5.77)$$

Формули (5.62), (5.65) та (5.66) з урахуванням (5.76) справедливі в діапазоні ρ_l, в межах якого в граничному стані залізобетонного елемента арматура працює пружно-пластично і дотримується умова (5.77), тобто при

$$\eta_y \le \eta_u \le \eta_{su} = \frac{\varepsilon_{ud}}{\varepsilon_{c1}}. \qquad (5.78)$$

Випадок В вичерпання несучої здатності стиснутої залізобетонної колони із високоміцною арматурою (рис. 5.12, *б*) реалізується за умови (5.73). Для цього випадку є характерною робота арматури в пружній стадії $\sigma_p < f_{pd}$ у момент досягнення бетоном розрахункового опору стиску f_{cd}. Оскільки, опір арматури не вичерпаний у повному обсязі при досягненні рівня деформацій стиску $\eta = \eta_p = \varepsilon_p / \varepsilon_{c1} = 1$, можливим є подальше завантаження елемента при деформуванні бетону на ділянці низхідної гілки діаграми його фізичного стану. При цьому відбуватиметься зниження напружень в бетоні при одночасному їх зростанні в арматурі. Критерієм втрати несучої здатності в цьому випадку може бути екстремальний критерій руйнування залізобетонних та бетонних елементів (5.58) або (5.59).

Із застосуванням критерію (5.59) отримані залежності (5.65) та (5.66), котрі є справедливими при застосуванні високоміцної арматури за умови, що

$$A = \frac{\rho_l E_p \varepsilon_{c1}}{f_{cd}}. \qquad (5.79)$$

З використанням обчисленого за (5.65) або (5.66) значення η_u, граничне значення зусилля N_{Rd} визначається з (5.53) із заміною σ_s на σ_p та A_s на A_p або за (5.62) із використанням (5.79), напруження в бетоні σ_c – з (4.1) при $\eta = \eta_u$, а напруження в арматурі – за (5.61) із заміною E_s на E_p при $\eta = \eta_u$, тобто

$$\sigma_p = E_p \varepsilon_{c1} \eta_u \le f_{pd}. \qquad (5.80)$$

Формули (5.62), (5.63), (5.65) та (5.66) справедливі для елементів із високоміцною арматурою в діапазоні ρ_l, в межах якого в граничному стані залізобетонного елемента арматура працює пружно, тобто за умови (5.68).

При порушенні цієї умови арматура переходить в стадію пружно-пластичної роботи, котра починається з досягнення деформацій, рівних величині $\eta_y = \varepsilon_{p0} / \varepsilon_{c1}$. Тобто, межею між розглядуваним випадком В і випадком С втрати

несучої здатності залізобетонного елемента (рис. 4.26, *а*) з високоміцною арматурою є умова (5.69).

На основі викладеного, умова (5.69) разом із (5.65) і (5.66) дозволяє обчислювати значення коефіцієнта армування ρ_{ly}, перебільшення котрих призводить арматуру до стану пружно-пластичної роботи в граничному стані залізобетонного елемента і тим самими призводить до реалізації наступного випадку С втрати його несучої здатності. Граничні значення ρ_{ly}, слід обчислювати за залежностями (5.70) та (5.71), замінивши для високоміцної арматури E_s на E_p.

Для практичного застосування у таблиці 5.3 для різних класів бетону і арматури наведені значення розрахункових граничних деформацій залізобетонних колон прямокутного профілю при центральному стиску в момент досягнення фізичної або умовної межі текучості арматури та відповідного коефіцієнта армування ρ_l, при якому реалізується цей стан.

Таблиця 5.3 – Значення розрахункових граничних деформацій залізобетонних елементів при центральному стиску та граничного коефіцієнта армування

Клас бетону	Клас арматури											
	А400С		А500С Ø25 – 40		А500С Ø8 – 22		А600		А800		А1000	
	η_y	ρ_{ly}, %	η_y	ρ_{ly}, %	η_y	ρ_{ly}, %	η_y	ρ_{ly}, %	η_y	ρ_{ly}, %	η_y	ρ_{ly}, %
С8/10	1,111	0,152	1,273	0,328	1,328	0,379	1,616	0,650	2,152	0,908	2,686	1,053
С12/15	1,097	0,211	1,257	0,497	1,311	0,580	1,596	1,027	2,125	1,471	2,652	1,729
С16/20	1,070	0,230	1,226	0,667	1,279	0,796	1,556	1,490	2,073	2,222	2,586	2,663
С20/25	1,051	0,234	1,203	0,860	1,255	1,048	1,528	2,069	2,035	3,213	2,539	3,935
С25/30	1,026	0,150	1,175	0,946	1,226	1,189	1,492	2,513	1,987	4,083	2,479	5,117
С30/35	1,008	0,056	1,154	1,031	1,204	1,332	1,466	2,990	1,952	5,054	2,436	6,470
С32/40	–	–	1,128	1,038	1,177	1,405	1,432	3,439	1,908	6,123	2,380	8,057
С35/45	–	–	1,103	1,008	1,151	1,450	1,401	3,925	1,865	7,378	2,327	9,994
С40/50	–	–	1,079	0,882	1,126	1,382	1,370	4,197	1,825	8,304	2,277	11,537
С45/55	–	–	1,062	0,805	1,108	1,388	1,348	4,726	1,796	9,924	2,240	14,297
С50/60	–	–	1,040	0,609	1,085	1,294	1,320	5,298	1,758	12,070	2,193	18,296

Випадок С (рис. 5.12, *в*) втрати несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони з високоміцною арматурою при виконанні (5.73)

реалізується за коефіцієнтів армування, що відповідають умові (5.72), тобто перевищують ρ_{ly}. При таких значеннях ρ_l згідно з (5.70) або (5.71) деформації елемента в граничному стані $\eta_u > \eta_y$, отже арматура переходить в пружно-пластичну стадію її роботи. Функція зміни напружень у високоміцній арматурі в розглядуваному діапазоні деформацій $\eta_y \ldots \eta_{su}$ описується залежністю (5.75). В цьому випадку, як і у випадку А втрати несучої здатності, справедливими є залежності (5.65) та (5.66) з урахуванням (5.76). Між тим, їх застосування на практиці дозволяє отримати результат $\eta_u < \eta_y$, тобто значення максимуму функції несучої здатності припадають на ділянку пружної роботи арматури, що суперечить вихідним умовам. Отже, в розглядуваному діапазоні деформування функція несучої здатності максимуму не має. Про це свідчить також графік функції $N_{Rd} / f_{cd}A_c = f(\eta)$, побудований за (5.60) для різних класів бетону й арматури класу А600 (рис. 4.27) при $\rho_l = 4\% > \rho_{ly}$.

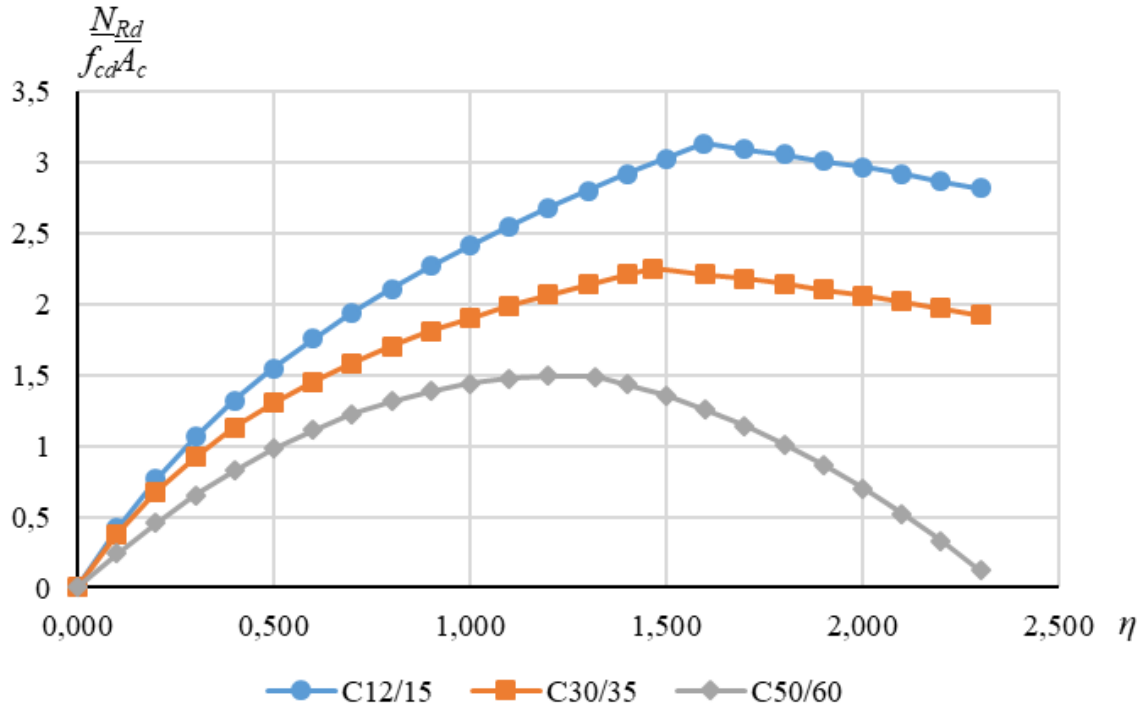


Рисунок 5.13 – Графіки залежності $N_{Rd} / f_{cd}A_c = f(\eta)$ за (5.60) для залізобетонних колон, армованих високоміцною арматурою А600

Описана ситуація пояснюється тим, що в розглядуваному інтервалі деформацій $\eta_y \ldots \eta_{su}$ зниження напружень в бетоні має більш стрімкий характер, ніж їх підвищення на ділянці пружно-пластичної роботи високоміцної арматури. Тому функція несучої здатності центрально стиснутого елемента на розглядуваному інтервалі має спадний характер з максимумом на початку цього інтервалу.

Отже, для залізобетонних елементів із високоміцною арматурою критерієм втрати несучої здатності у випадку С при $\rho_l > \rho_{ly}$ буде досягнення значень деформацій, що відповідають умовній межі текучості арматури $\sigma_p = f_{pd}$, тобто умова (5.69), оскільки подальше деформування елемента не призведе до збільшення його розрахункового опору.

Таким чином, реалізація пружно-пластичної роботи високоміцної арматури у складі центрально стиснутого залізобетонного елемента можлива тільки за умови використання високоміцного бетону класу вище С50/60 та деяких класів арматури, для яких виконується умова (5.73). Тобто ефективність застосування такої арматури для стиснутих залізобетонних елементів буде зростати зі збільшенням міцності бетону.

Випадки вичерпання несучої здатності залізобетонних колон з високоміцною арматурою розглянуті на характерних прикладах.

Ілюстрація випадку розрахунку А демонструється при визначенні несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони перерізом 400 × 400 мм, виготовленої із бетону класу С70/85 (f_{cd} = 46,67 МПа, E_{cd} = 41 ГПа, $\varepsilon_{c1,cd}$ = 2,70‰, k = 2,49), армованої 4Ø22А600 (A_s = 1521 мм^2, f_{pd} = 479 МПа, E_p = 190 ГПа, ε_{p0} = 2,52‰).

Оскільки за (5.74) η_y = 0,97 < 1, тому маємо випадок А розрахунку.

Обчислюємо за (5.65) з урахуванням (5.76) η_u = 1,001. Напруження в бетоні в момент втрати несучої здатності за (4.1) σ_c = 46,67 МПа, а напруження в арматурі за (5.75) σ_s = 479,64 МПа.

Несуча здатність колони за (5.53) N_{Rd} = 46,67 ·400 · 400 + 479,64 · 1521 = = 8196732,44 Н = 8196,73 кН.

Ілюстрація випадку розрахунку В демонструється при визначенні несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони перерізом 400 × 400 мм, виготовленого із бетону класу С70/85 (f_{cd} = 46,67 МПа, E_{cd} = 41 ГПа, $\varepsilon_{c1,cd}$ = 2,70‰, k = 2,49), армованого 4Ø22А800 (A_s = 1521 мм^2, f_{pd} = 638 МПа, E_p = 190 ГПа, ε_{p0} = 3,36‰).

Оскільки за (5.73) η_y = 1,244 > 1, а коефіцієнт армування ρ_l = 0,95% < ρ_{ly} = 2,67% за (5.70) маємо випадок В розрахунку.

Визначаємо за (5.65) з урахуванням (5.79) $\eta_u = \eta_y$ = 1,081. Напруження в бетоні в момент втрати несучої здатності за (4.1) σ_c = 46,47 МПа, а напруження в арматурі за (5.80) σ_p = 545,54 МПа.

Несуча здатність колони за (5.53) N_{Rd} = 46,47 · 400 · 400 + 545,54 · 1521 = = 8264966,34 Н = 8264,97 кН.

Ілюстрація випадку розрахунку С демонструється при визначенні несучої здатності центрально стиснутої залізобетонної колони перерізом 400 × 400 мм, виготовленого із бетону класу С70/85 (f_{cd} = 46,67 МПа, E_{cd} = 41 ГПа, $\varepsilon_{c1,cd}$ = 2,70‰, k = 2,49), армованого 8Ø28А800 (A_s = 4926 мм^2, f_{pd} = 638 МПа, E_p = 190 ГПа, ε_{p0} = 3,36‰).

Оскільки за (5.73) η_y = 1,244 > 1, а коефіцієнт армування ρ_l = 3,08% > ρ_{ly} = 2,67% за (5.70) маємо випадок С розрахунку.

Визначаємо за (5.65) з урахуванням (5.79) $\eta_u = \eta_y$ = 1,244. Напруження в бетоні в момент втрати несучої здатності за (4.1) σ_c = 44,95 МПа, а напруження в арматурі $\sigma_p = f_{pd}$ = 638 МПа.

Несуча здатність колони за (5.53) N_{Rd} = 44,95 · 400 · 400 + 638 · 4926 = = 10334788,00 Н = 10334,79 кН.

Отже, розроблений на основі повної діаграми стиску бетону розрахунок міцності центрально стиснутих залізобетонних колон дозволяє безпосередньо враховувати перерозподіл зусиль між бетоном і арматурою й уточнювати величину напружень у бетоні та високоміцній арматурі. В результаті розширюються можливості підвищення ефективності застосування високоміцної арматури шляхом підбору раціонального коефіцієнта армування.

5.5 Експериментальна перевірка розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон

Результати розрахунку значень кута θ нахилу нейтральної лінії, висоти X стиснутої зони та несучої здатності N_{Em} (руйнівної зовнішньої поздовжньої сили при певних ексцентриситетах відносно осей інерції перерізу) колон за розробленою методикою (п. 5.3) порівняно з експериментальними даними для 25 зразків колон за [411] (табл. 5.4). Для порівняння використано дані випробувань колон прямокутного перерізу розмірами 250×350 мм. Колони були виготовлені з бетону із середнім значенням міцності на стиск f_{cm} = 25 МПа, межа текучості поздовжньої арматури σ_y = 420 МПа.

Таблиця 5.4 – Порівняння результатів теоретичних розрахунків несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон з експериментальними даними

Шифр колони	Кут θ^o нахилу нейтральної лінії			Висота X стиснутої зони, мм			Руйнівна поздовжня сила N_{Em}, кН		
	Теор.	Експ.	Теор./Експ.	Теор.	Експ.	Теор./Експ.	Теор.	Експ.	Теор./Експ.
К1-1.1	-20,0	-20,7	0,97	126	136	0,93	542	509	1,06
К1-1.2	33,8	35,6	0,95	212	237	0,89	429	486	0,88
К1-1.3	48,8	53,0	0,92	188	225	0,84	331	378	0,88
К1-2.1	-21,0	-20,2	1,04	94	103	0,91	543	580	0,94
К1-2.2	34,0	33,0	1,03	192	215	0,89	528	584	0,90
К1-2.3	49,2	54,2	0,91	188	209	0,90	370	415	0,89
К1-3.1	-23,0	-22,6	1,02	78	91	0,85	548	576	0,95
К1-3.2	34,0	32,9	1,03	192	210	0,92	528	589	0,90
К1-3.3	49,2	54,5	0,90	188	199	0,95	430	427	1,01
К2-1.1	-10,0	-11,7	0,85	68	77	0,88	369	400	0,92
К2-1.2	25,4	29,6	0,86	128	145	0,88	277	326	0,85
К2-1.3	38,5	50,0	0,77	139	127	1,10	125	137	0,91
К2-2.1	-10,8	-12,0	0,90	68	76	0,90	359	400	0,90
К2-2.2	25,7	30,6	0,84	129	145	0,89	325	345	0,94
К2-2.3	37,1	50,1	0,74	127	120	1,06	225	252	0,89
К2-3.1	-10,9	-10,9	1,00	66	72	0,92	369	396	0,93
К2-3.2	25,7	28,2	0,91	129	124	1,04	375	375	1,00
К2-3.3	37,1	50,6	0,73	127	120	1,06	236	260	0,91
К2-3.4	48,8	65,5	0,74	103	108	0,95	319	340	0,94
К4-1.1	-12,0	-12,1	0,99	96	121	0,79	477	515	0,93

Шифр колони	Кут θ^o нахилу нейтральної лінії			Висота X стиснутої зони, мм			Руйнівна поздовжня сила N_{Em}, кН		
	Теор.	Експ.	Теор. / Експ.	Теор.	Експ.	Теор. / Експ.	Теор.	Експ.	Теор. / Експ.
К4-1.2	32,5	34,4	0,94	166	185	0,90	432	466	0,93
К4-1.3	45,4	53,4	0,85	167	162	1,03	311	350	0,89
К4-1.4	53,8	68,2	0,79	161	150	1,08	409	418	0,98
К4-3.1	-13,7	-16,0	0,86	85	96	0,89	513	600	0,86
К4-3.2	32,2	37,9	0,85	166	191	0,87	482	552	0,87
Математичне очікування			0,8960			0,9329			0,9221
Середнє арифметичне відхилення			0,0774			0,0642			0,0368
Дисперсія			0,0090			0,0066			0,0025
Середнє квадратичне відхилення			0,0949			0,0812			0,0500
Коефіцієнт варіації			0,1059			0,0870			0,0542

Результати порівняння (табл. 5.4) теоретичних та розрахункових значень параметрів напружено-деформованого стану косо стиснутих колон в граничному стані підтверджують достатню точність і доцільність застосування розробленої методики розрахунку несучої здатності колон.

5.6 Висновки за розділом 5

1. Розглянуті випадки формоутворення стиснутої зони бетону у прямокутному перерізі колон каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель та записані умови існування кожної з трьох можливих форм стиснутої зони бетону: трикутної, трапецієподібної, п’ятикутної.

2. Набула подальшого розвитку нелінійна модель напружено-деформованого стану косо стиснутих залізобетонних елементів у напрямі впровадження критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони, котрий дозволяє повною мірою оцінювати міцність косо стиснутих залізобетонних колон каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель з

урахуванням особливостей фізико-механічних характеристик бетону як псевдопластичного матеріалу у випадках роботи розтягнутої арматури в пружній стадії або при використанні високоміцної арматури.

3. Із застосуванням критерію максимальної міцності бетону стиснутої зони залізобетонного елемента аналітично визначені фіброві відносні деформації бетону в складі косо стиснутої колони у граничному стані при трикутній формі стиснутої зони бетону за умови, що деформації розтягнутої арматури знаходяться на визначеному проміжку, котрий відповідає пружній роботі арматури.

4. Нелінійна деформаційна модель напружено-деформованого стану залізобетонних елементів, що зазнають косого стискання, доповнена та приведена до універсального вигляду, котрий дозволяє здійснювати його моделювання з урахуванням пластичних властивостей бетону, отримувати аналітичні залежності обчислення граничних значень фібрових деформацій бетону залежно як від її форми, так і профілю перерізу.

5. Для інженерних розрахунків несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон каркасної безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель на основі деформаційної моделі з використанням рівномірного розподілу напружень в бетоні стиснутої зони отримані аналітичні залежності обчислення рівнодійних в бетоні стиснутої зони та координат точок їх прикладання залежно як від форми стиснутої зони, так і профілю перерізу, котрі дають можливість аналітично визначати всі параметри напружено-деформованого стану перерізу колони в момент втрати несучої здатності.

6. Для залізобетонних колон за умови, що ексцентриситети прикладання зовнішньої поздовжньої сили прямують до нуля, тобто в яких реалізується центральний стиск, розглянуті можливі випадки вичерпання несучої здатності залежно від поєднання бетону та сталі з різними фізико-механічними характеристиками. Для кожного випадку сформульовані критерії руйнування. Визначені розрахункові граничні значення деформацій бетону на основі екстремального критерію міцності.

7. На базі застосованих критеріїв показані перспективи використання високоміцної арматури в складі залізобетонних колон збірної каркасної конструктивної системи будівель з безбалковим перекриттям. Виявлено, що найбільш ефективним є її використання у поєднанні з високоміцним бетоном.

8. Доцільність застосування розробленої методики визначення несучої здатності колон підтверджена експериментально, що дає підстави використовувати її також при проектуванні оптимально насичених поздовжньою арматурою колон безкапітельно-безбалкових каркасів за будь-якого положення колони в складі каркасу (буді-якій формі стиснутої зони бетону).

РОЗДІЛ 6
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ВИПРОБУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ

6.1 Випробування середніх плит перекриття до руйнування

6.1.1 Конструкція дослідного зразка середньої плити

З метою оцінки несучої здатності збірних залізобетонних середніх плит перекриття та вивчення їх роботи під навантаженням, а також для підтвердження розроблених в розділі 3 на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги схем їх руйнування були проведені експериментальні випробування натурної середньої плити збірного безкапітельно-безбалкового перекриття. Під час експериментальних досліджень увага також приділялась дослідженню деформативності та тріщиностійкості середньої плити.

Для проведення експериментальних випробувань було виготовлено дослідний натурний зразок середньої плити ПС-1 (рис. 6.1).



Рисунок 6.1 – Загальний вигляд середніх плит

Зразок плити перекриття мав номінальні розміри 2980×2980×160 мм. Зазначені геометричні характеристики розроблені з метою уніфікації збірних залізобетонних конструкцій елементів збірного безкапітельно-безбалкового перекриття. Конструкція досліджуваного зразка та його геометричні розміри наведені на рисунку 6.2, а характерні монтажні вузли плити – на рисунку 6.3.

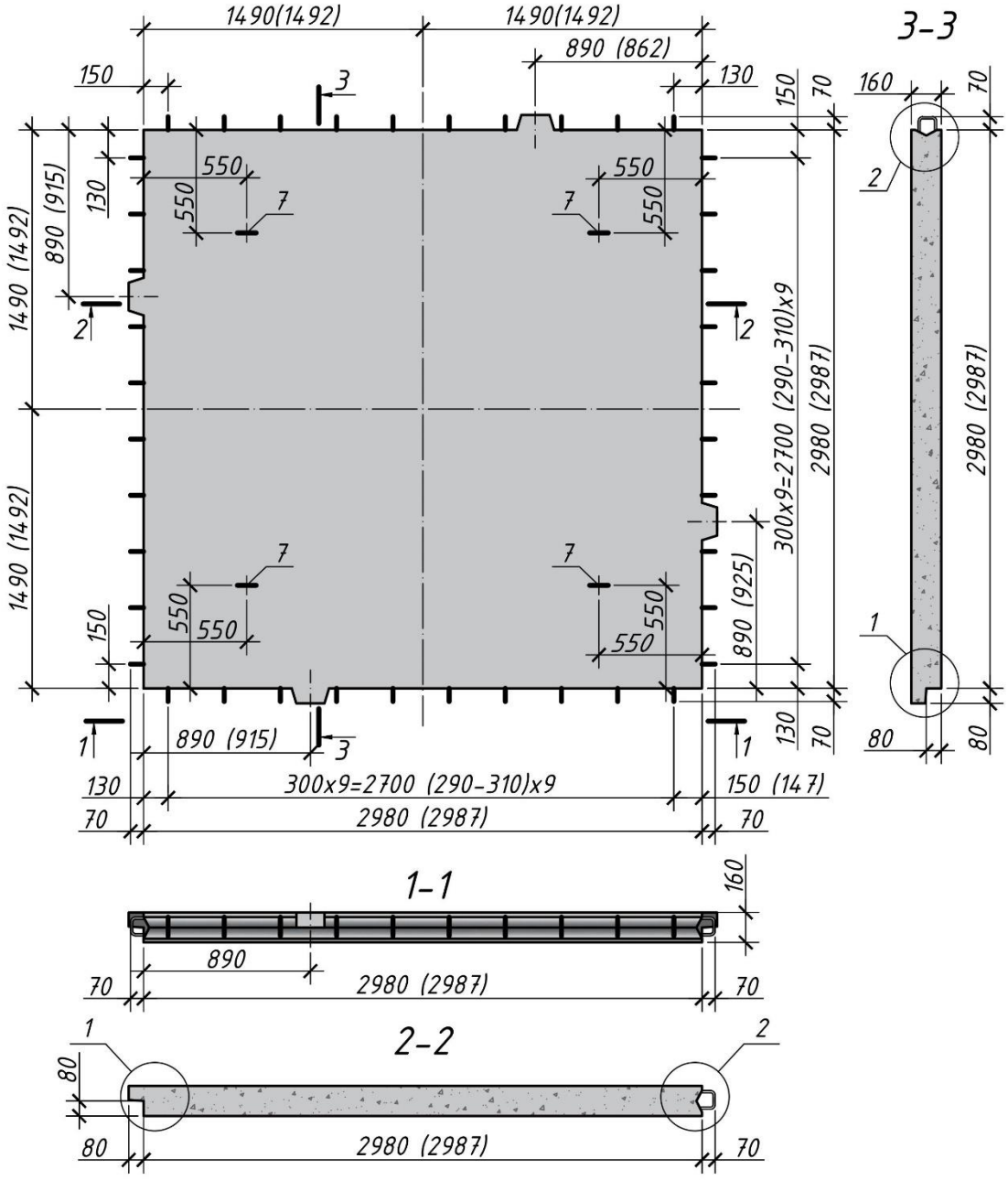


Рисунок 6.2 – Конструкція дослідного зразка середньої плити ПС-1 (в дужках вказані фактичні розміри)

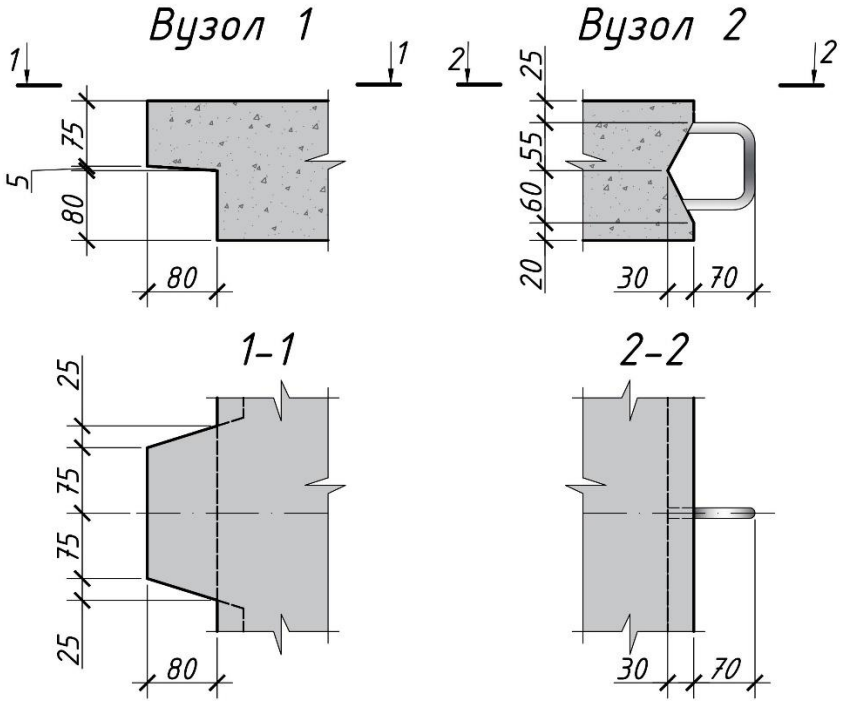


Рисунок 6.3 – Характерні вузли середньої плити

Середня плита була виготовлена з важкого бетону, який має середню густину в межах від 2200 кг/м^3 до 2500 кг/м^3 включно та відповідає вимогам [456] до важкого бетону. Клас бетону за міцністю С20/25 [305].

Для армування дослідного зразка середньої плити (рис. 6.4) використані стержні арматурні зі сталі А400С за [453] та дріт зі сталі Вр-І. У плиті ПС-1 з цієї сталі були виконані:

1 – плоска сітка С-1 з арматурного дроту зі сталі класу Вр-І, діаметром 4 мм довжиною 2960 мм (рис. 6.5, *а*);

2 – плоска сітка С-2 з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 8 мм довжиною 2960 мм та 1850 мм (рис. 6.5, *б*);

3 – гнуті арматурні стержні П-1 зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 800 мм;

4 – гнуті стержні ОС-1 з арматурного дроту зі сталі класу Вр-І діаметром 4 мм довжиною 240 мм;

5 – каркаси КП-1 з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 850 мм та з арматурних стержнів з дроту класу Вр-І діаметром 4 мм довжиною 300 мм;

6 – гнуті стержні П-2 з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 800 мм;

7 – монтажні петлі П-6 (рис. 6.2) з арматурних стержнів зі сталі класу А240С діаметром 14 мм довжиною 350 мм та металевої стрічки поперечним розміром 60х8 мм довжиною 120 мм.

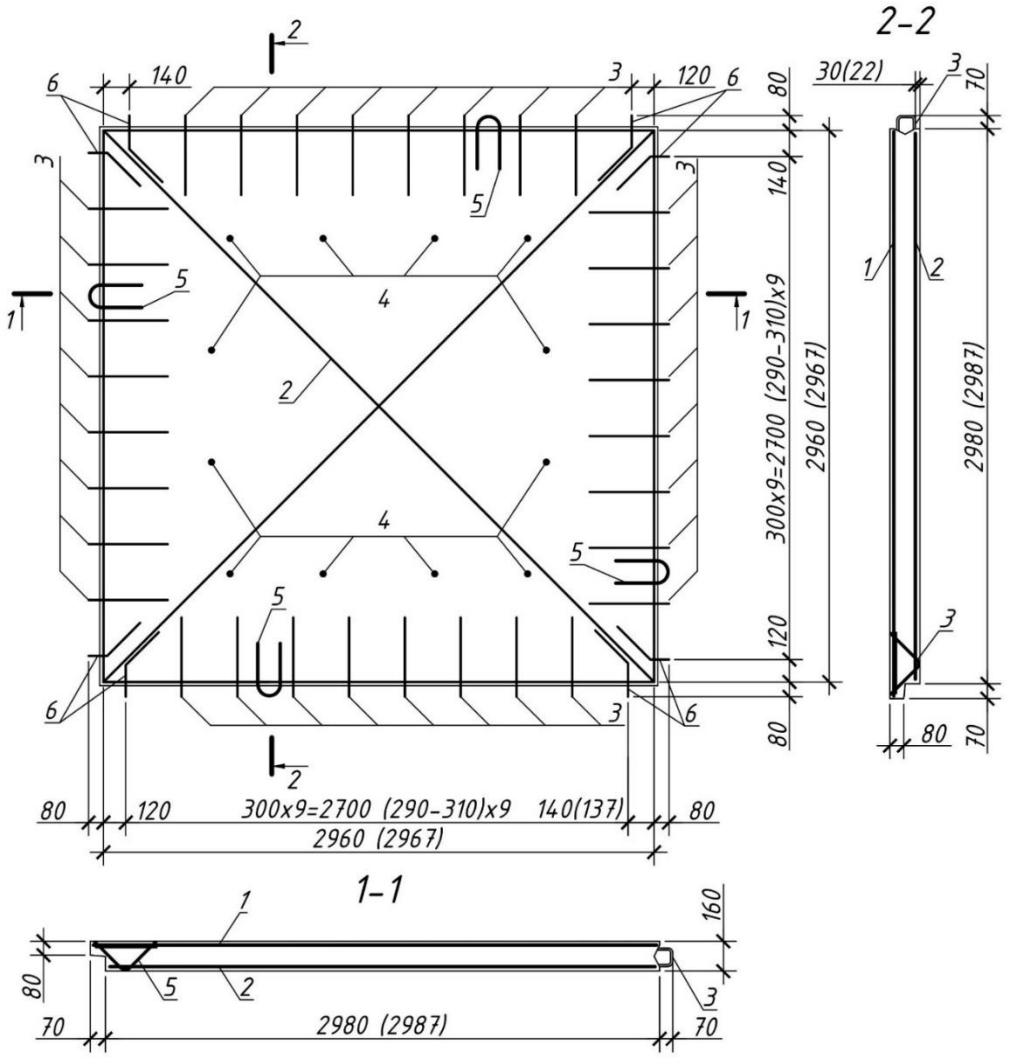
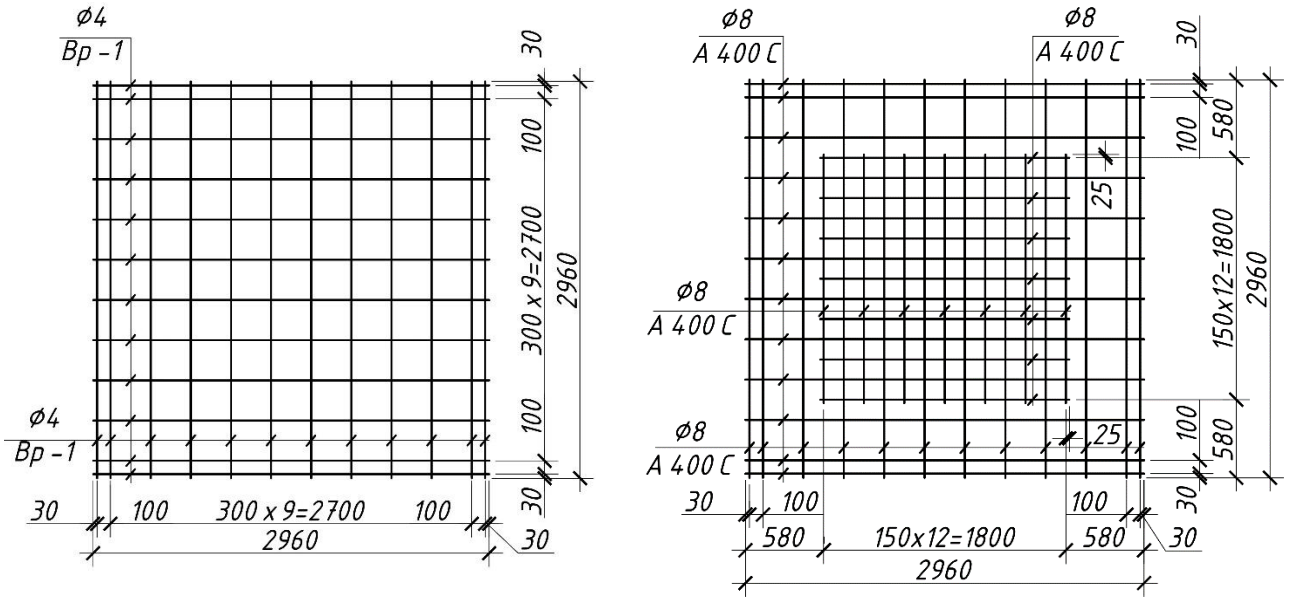


Рисунок 6.4 – Схема армування дослідного зразка середньої плити (в дужках вказані фактичні розміри): 1 – сітка С-1; 2 – сітка С-2; 3 – стержень гнутий П-1; 4 – стержень гнутий ОС-1; 5 – каркас просторовий КП-1; 6 – стержень гнутий П-2



а) *б*)

Рисунок 6.5 – Конструкція сіток арматурних середньої плити ПС-1:
а) – верхньої С-1; *б*) – нижньої С-2

Виготовлення арматурних сіток та закладних деталей, необхідних для виробництва дослідних зразків, проводилося в арматурному цеху на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств» в с. Терешки Полтавської області. Готові арматурні вироби укладалися в металеву опалубку та закріплювалися. Після проведення усіх необхідних операцій зі встановлення арматурних виробів проводилося бетонування зразків. Проектне положення арматурних виробів та товщина захисного шару бетону забезпечувалися шляхом застосування пластмасових фіксаторів.

Бетонування середньої плити також здійснювалося на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств». Бетонна суміш виготовлялася безпосередньо на бетонному вузлі підприємства. Дозування компонентів відбувалося в автоматичному режимі. Укладання бетону здійснювалося за допомогою бетонороздавальної груші.

Після укладання бетонної суміші в металеву опалубку проводилося її ущільнення глибинними вібраторами. Набір міцності бетону забетонованих зразків відбувався в пропарочній камері.

6.1.2 Методика випробувань середніх плит перекриття

До початку випробувань середньої плити відповідно до вимог [457] та [458] перевірялось відхилення фактичних геометричних розмірів плити від номінальних; візуально оцінювався зовнішній вигляд плити та фіксувалися розміри дефектів (якщо такі були); установлювалась правильність геометричних форм, розташування та величина отворів, вирізів, випусків арматури, закладних деталей тощо. Також визначалась товщина захисного шару електромагнітним способом за [457] або вирубуванням канавок у бетоні після випробування конструкцій.

Міцність бетону плити визначалась шляхом випробовування (згідно з вимогами [459]) контрольних кубиків, представлених заводом-виробником. Механічні характеристики робочої арматури приймалися за даними заводських сертифікатів.

Схема спирання та завантаження середньої плити приймалася за вказівками [457]. Для випробування плити використовувався спеціально виготовлений обладнаний гідравлічними домкратами стенд (рис. 6.6).

Випробування плит на міцність, жорсткість і тріщиностійкість виконувалось за [457].

Схема спирання та навантаження середньої плити приймалася за вказівками [448] та [457] таким чином, щоб вона відповідала умовам роботи у каркасі будівлі. Випробування середньої плити проводилось за схемою, наведеною на рисунку 6.6, котра максимально відповідає умовам роботи плити у складі конструкції безкапітельно-безбалкового перекриття на стадії експлуатації та забезпечує досягнення контрольованих граничних станів. При цьому ймовірна схема руйнування дослідного зразка середньої плити згідно із п. 2.4 в стадії граничної рівноваги відповідає схемі зламу плити при рівномірно розподіленому по її площі навантаженні.

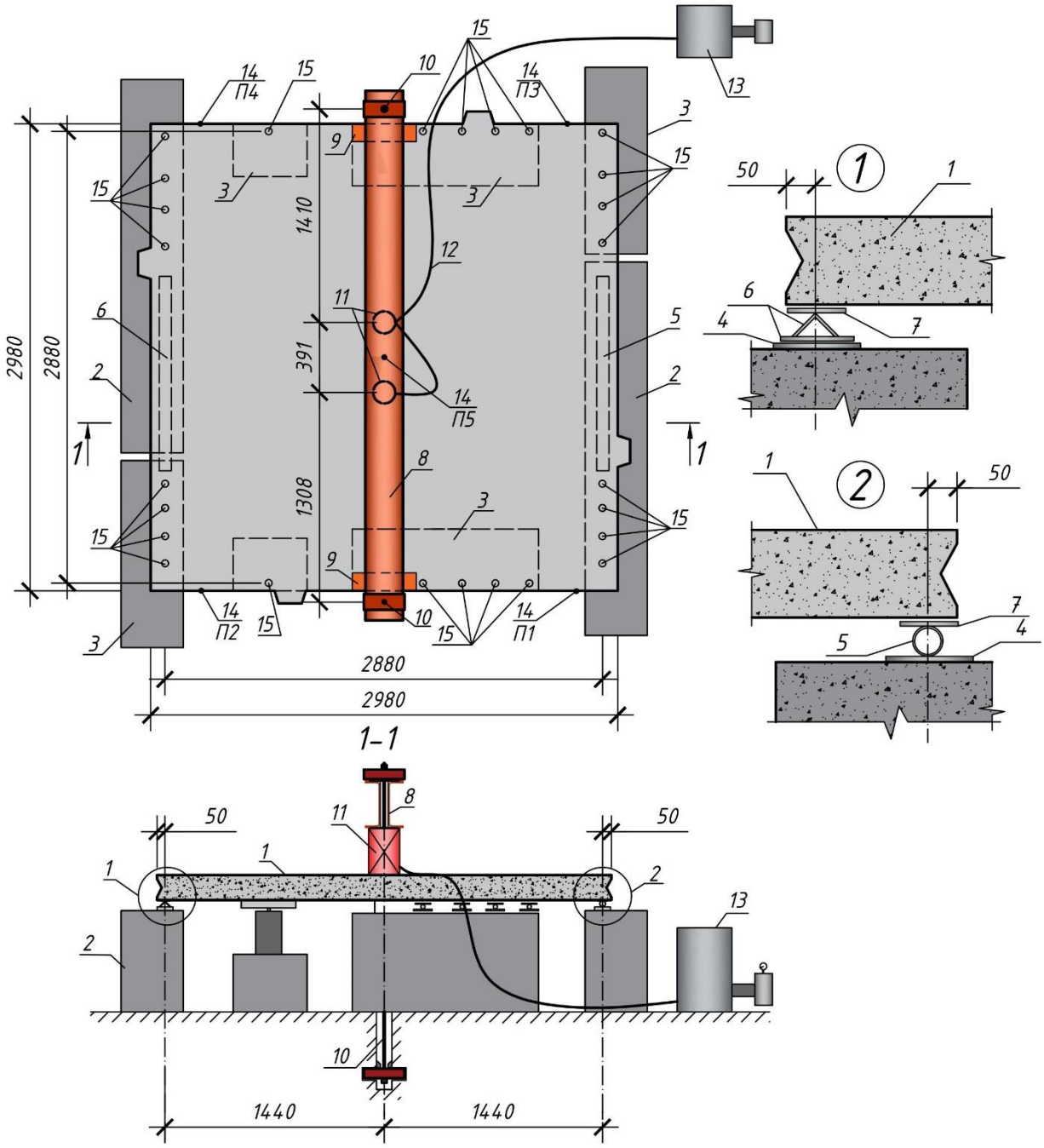


Рисунок 6.6 – Схема випробування середніх плит:

1 – плита ПС-1; 2 – опорний елемент (блок ФС 24.6.5); 3 – опорний елемент (блок ФС 12.6.5); 4 – сталева підкладка (полоса 150×10); 5 – шарнірно-рухома опора (труба 42,5×4); 6 – шарнірно-нерухома опора (кутик 50×5 та полоса 120×8); 7 – сталева підкладка (полоса 100×8); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяж (Ø30А240С за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат F = 500 кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу 6ПАО; 15 – каткові опори

Для вимірювання прогинів та переміщень застосовувались прогиноміри механічні 6ПАО ЛИСИ з ціною поділки 0,01 мм.

Ширина розкриття тріщин вимірювалась за допомогою мікроскопа МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

Навантаження прикладалось ступенями по 5% від розрахункового руйнівного навантаження. На кожному ступені виконувалась витримка 10 хв.

Під час випробування (рис. 6.7) реєстрували:

- величину прогину та розкриття тріщин на кожному ступені навантаження;
- значення навантаження та відповідний прогин, при якому утворювалися тріщини у бетоні;
- значення навантажень та відповідні прогини при руйнуванні та характер руйнування зразка плити.

Під час випробування плита була доведена до руйнування, тобто вичерпання несучої здатності, яке характеризувалось безперервним наростанням прогинів, розвитком і розкриттям тріщин в бетоні. При цьому спостерігалося зниження максимального навантаження, зафіксоване манометром насосної станції.



Рисунок 6.7 – Загальний вигляд випробування середньої плити

6.1.3 Результати випробувань середньої плити перекриття

За результатами обробки даних, отриманих за прогиномірами в ході випробування середньої плити, визначено осідання опор та загальний прогин плити на кожному ступені випробування (табл. 6.1).

Таблиця 6.1 – Приріст прогинів у характерних точках середньої плити ПС-1 та характеристика її напружено-деформованого стану

№ ступ.	Навантаження F, кН	Осідання опор (ΔП1+ +ΔП2)/2, мм	Осідання опор (ΔП3+ +ΔП4)/2, мм	Прогин ΔП5, мм	Загальний прогин f, мм	Характеристика напружено деформованого стану
0	0,00	0,00	0,00	0	0,00	Робота бетону без тріщин
1	7,85	0,00	0,00	0,01	0,01	Робота бетону без тріщин
2	15,69	0,00	0,00	0,14	0,14	Робота бетону без тріщин
3	23,54	0,00	0,00	0,27	0,27	Робота бетону без тріщин
4	31,38	-0,01	0,00	0,38	0,38	Робота бетону без тріщин
5	39,23	-0,01	0,00	0,51	0,51	Робота бетону без тріщин
6	47,07	-0,01	0,01	0,67	0,67	Робота бетону без тріщин
7	54,92	0,01	0,02	0,8	0,79	Робота бетону без тріщин
8	62,76	0,02	0,05	1,02	0,99	Робота бетону без тріщин
9	70,61	0,04	0,07	1,24	1,19	Робота бетону без тріщин
10	78,45	0,05	0,09	1,51	1,45	Робота бетону без тріщин
11	86,30	0,06	0,11	1,81	1,73	Поява волосяних тріщин в зоні максимального моменту
12	94,14	0,07	0,15	2,1	2,00	Розкриття тріщин, поява нових
13	101,99	0,07	0,20	2,45	2,32	Розкриття тріщин w_k = 0,15 мм
14	109,83	0,08	0,23	3,15	3,00	Утворення перпендикулярної тріщини до існуючих
15	117,68	0,10	0,26	4,81	4,63	Збільшення ширини розкриття тріщин, утворення діагональних тріщин шириною w_k = 0,2 мм
16	125,53	0,03	0,16	5,67	5,58	Збільшення ширини розкриття тріщин
17	133,37	-0,16	-0,16	7,25	7,41	Розкриття тріщин, поява нових
18	141,22	-0,17	-0,64	9,63	10,03	Продовження розкриття тріщин
19	149,06	-0,42	-0,90	11,69	12,35	Збільшення ширини розкриття
20	156,91	-0,82	-1,39	14,25	15,36	Збільшення ширини розкриття
21	164,75	-1,37	-1,75	17,21	18,77	Збільшення кількості тріщин
22	172,60	-2,06	-2,57	20,94	23,26	Розкриття тріщин w_k = 2 мм

№ ступ.	Навантаження F, кН	Осідання опор (ΔП1+ +ΔП2)/2, мм	Осідання опор (ΔП3+ +ΔП4)/2, мм	Прогин ΔП5, мм	Загальний прогин f, мм	Характеристика напружено деформованого стану
23	180,44	-2,71	-3,44	26,64	29,71	Поява тріщин на торцях
24	192,21	-3,48	-4,58	30,79	34,82	
25	196,13	-4,44	-5,83	37,29	42,43	Розкриття тріщин w_k = 3 мм
26	203,98	-5,44	-6,56	43,09	49,09	
27	211,82					Руйнування конструкції

Граничне значення прогину за [305] $f = l/250$, що складає 11,5 мм, було досягнуто при навантаженні 146 кН ($0{,}7F_{Em}$, де F_{Em} – експериментальне значення руйнівного навантаження). Максимальне значення прогину, що передувало руйнуванню конструкції, склало f_u = 49,09 мм. Характер руйнування плити був пластичним, про що свідчить плавне зростання прогину (рис. 6.8) у процесі збільшення навантаження. При цьому зростання прогину на проміжку роботи плити без тріщин при навантаженні від 0 до $0{,}4F_{Em}$ було мінімальним.

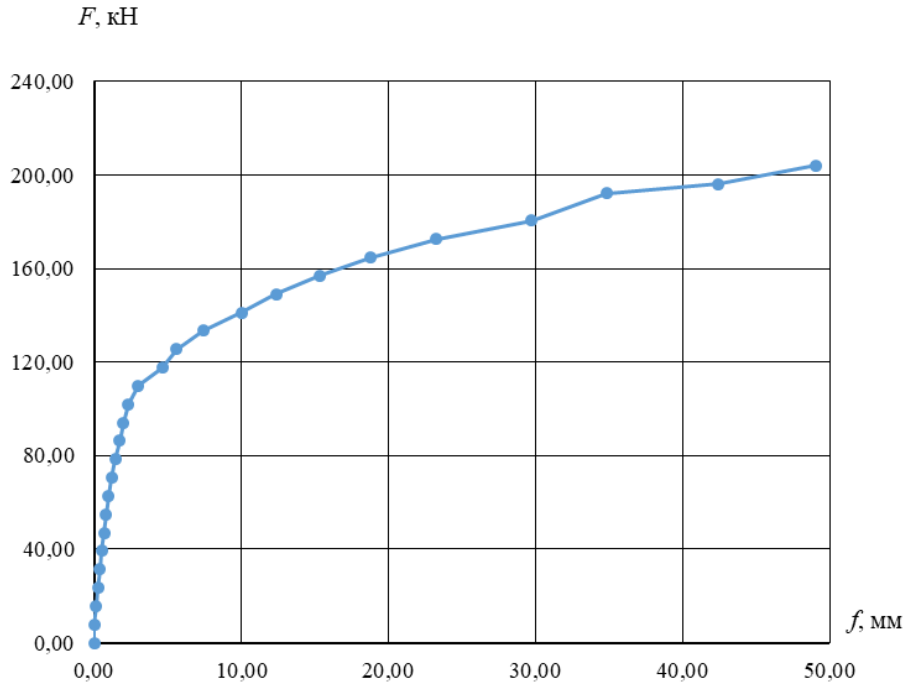
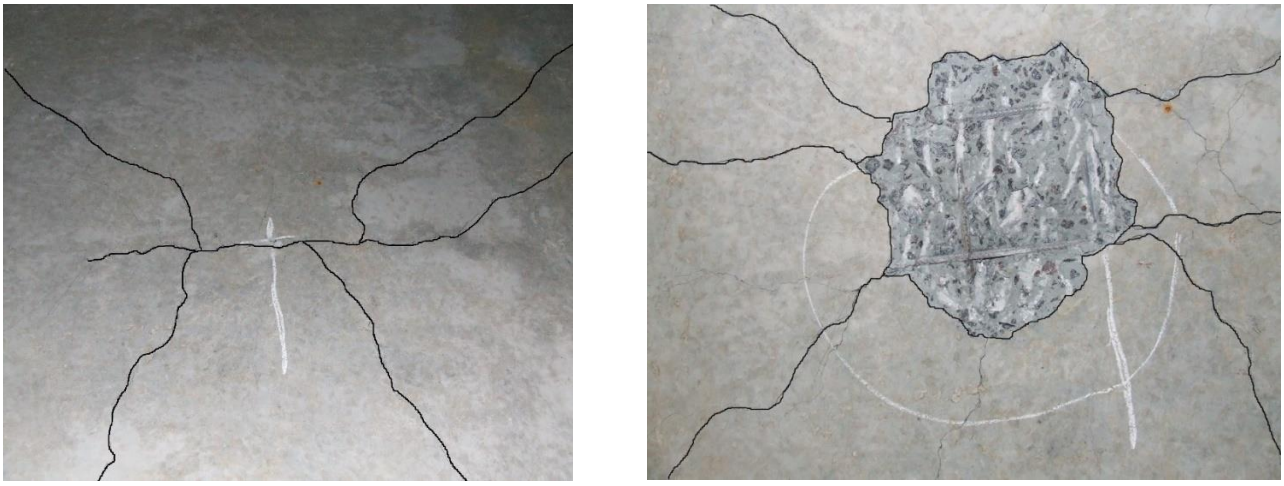


Рисунок 6.8 – Зростання загального прогину середньої плити ПС-1 у процесі випробування

При навантаженні $0{,}6F_{Em}$ і більше спостерігався підйом кутів плити на опорах, що є характерним для вільно опертих плит та відмічалося у дослідах C. Bach і O. Graf та інших.

Перші волосяні тріщини в плиті з’явились при навантаженні 0,4F_{Em} в середині прольоту. Зі збільшенням навантаження до 0,6 F_{Em} при об’єднанні декількох волосяних тріщин та з утворенням діагональних тріщин, сформувалась характерна картина тріщиноутоврення середньої плити (рис .6.9, *а*).

Максимального розкриття досягали тріщини, що походили вздовж діагоналей середньої плити. Руйнування супроводжувалось розкриттям цих тріщин та поступовим зростанням прогину плити, що свідчить про досягнення текучості робочою арматурою. Таким чином, характер руйнування середньої плити підтверджує прийняту розрахункову схему розламу (рис. 3.3).



а) *б*)

Рисунок 6.9 – Вигляд нижньої поверхні середньої плити:
а) – при навантаженні 0,6F_{Em}; *б*) – після руйнування

Дослідна середня плита ПС-1 зруйнувалась при навантаженні 211,82 кН (без урахування власної ваги). Розрахункове руйнівне навантаження, обчислене на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги за розділом 3, склало 109,91 кН (без урахування власної ваги).

6.2 Випробування міжколонних плит перекриття до руйнування

6.2.1 Конструкція дослідного зразка міжколонної плити

Міжколонна плита перекриття в розробленому каркасі удосконаленої безкапітельно-безбалкової конструктивної системи розташовується між двома

надколонними плитами (рис. 2.2). Міжколонні плити у складі загального диску перекриття, сприймаючи вертикальні навантаження, передають їх на надколонні плити. Застосовування плити у просторовому каркасі дозволяє реалізовувати їх конструктивну властивість, а саме: як плит обпертих по контуру. Розглядаючи міжколонну плиту в такому аспекті, стає можливим виконувати розрахунок її несучої здатності за методом граничної рівноваги з використанням кінематичного способу. Доцільність і точність цього методу розрахунку була перевірена експериментально на дослідному натурному зразку міжколонної плити (рис. 6.10).

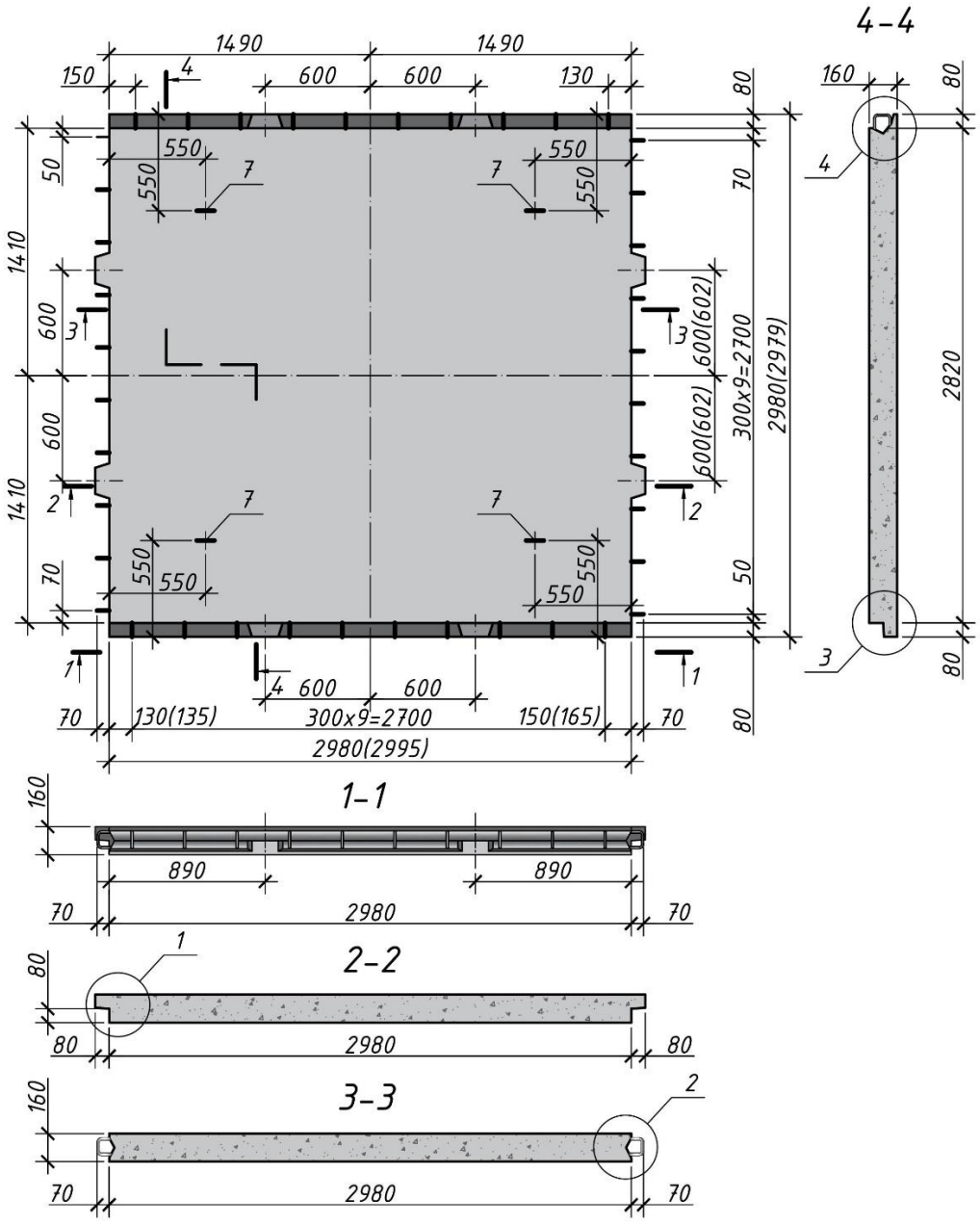


Рисунок 6.10 – Конструкція дослідного зразка міжколонної плити (в дужках вказані фактичні розміри ПМ-1)

Зразок плити перекриття мав номінальні розміри 2980х2980х160 мм. Конструкція досліджуваного зразка ПМ-1 та його геометричні розміри наведені на рисунку 6.10, характерні монтажні вузли – на рисунку 6.11.

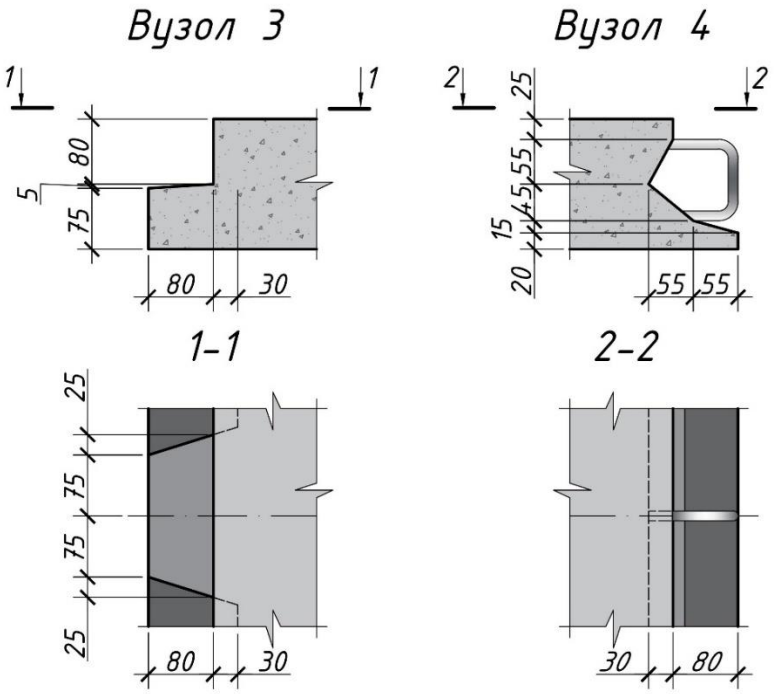


Рисунок 6.11 – Характерні вузли міжколонної плити

У виготовленій міжколонній плиті уздовж двох протилежних сторін влаштовані опорні столики вильотом 80 мм для монтажу на них середніх плит, а уздовж двох інших сторін влаштовані опорні консолі для спирання міжколонних плит на надколонні плити (рис. 2.2).

По контуру міжколонних плит улаштовані спеціальні закладні арматурні петлі (рис. 6.11), котрі призначені для влаштування стику «Передерія» при бетонуванні проміжку між плитами, змонтованими у перекриття.

Міжколонна плита виготовлена з важкого бетону, який має середню густину в межах від 2200 кг/м^3 до 2500 кг/м^3 включно та відповідає вимогам [456] до важкого бетону. Клас бетону за міцністю С20/25 [305].

Схема армування дослідного зразка міжколонної плити перекриття зображена на рисунку 6.12. Для армування плити (рис. 6.12) використані стержні арматурні зі сталі А400С за [453] та дріт зі сталі Вр-І.

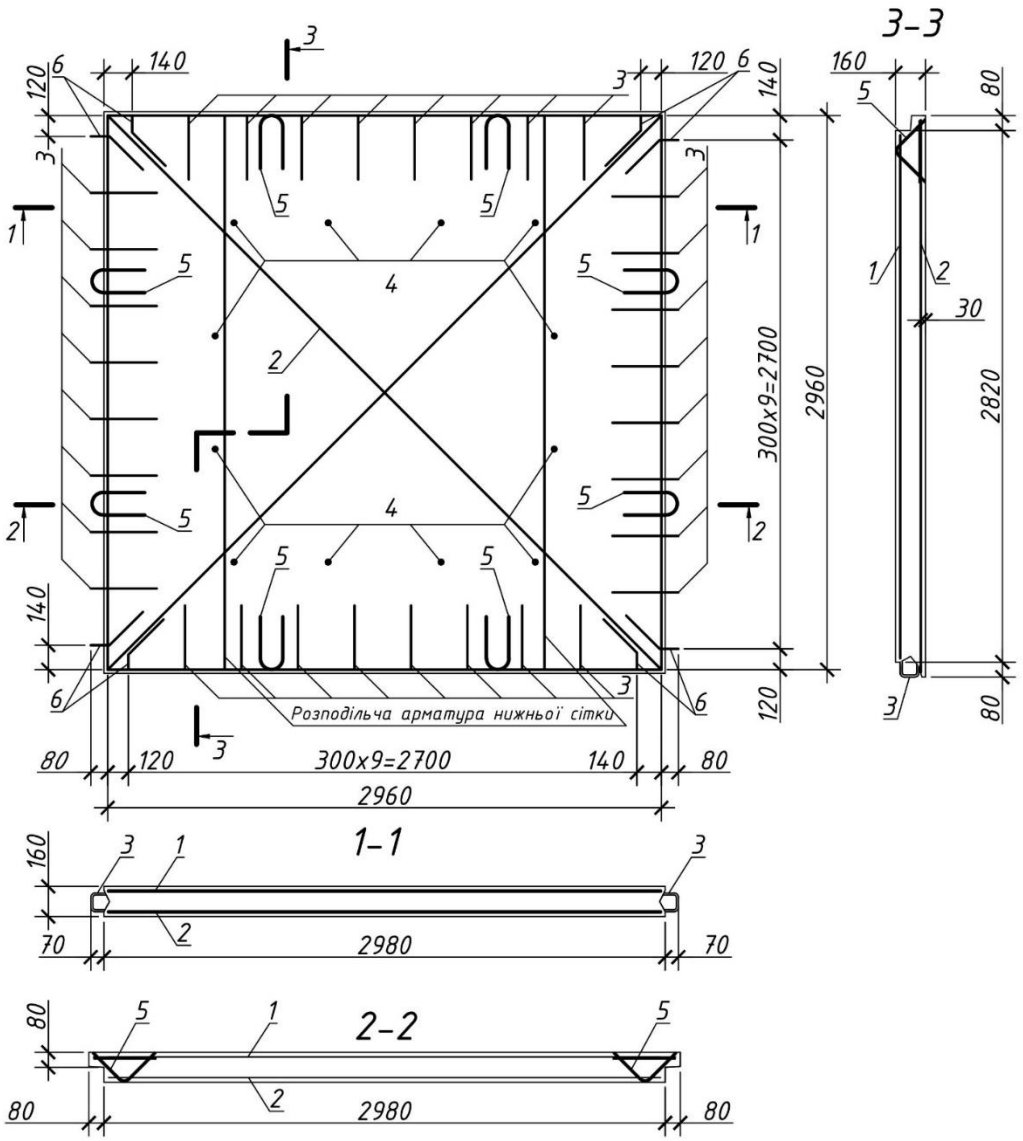


Рисунок 6.12 – Схема армування дослідного зразка міжколонної плити:
1 – сітка С-1; 2 – сітка С-2; 3 – стержень гнутий П-1; 4 – стержень гнутий С-1;
5 – каркас просторовий КП-1; 6 – стержень гнутий П-2

У міжколонній плиті з цієї сталі були виконані:

1 – плоска сітка С-1 з робочою арматурою із арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 10 мм довжиною 2800 мм та 1550 мм та розподільчої арматури із арматурного дроту зі сталі класу Вр-І, діаметром 4 мм довжиною 2960 мм (рис. 6.13, *а*);

2 – плоска сітка С-2 з робочою арматурою із арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 10 мм довжиною 2960 мм та 1550 мм та розподільчої

арматури із арматурного дроту зі сталі класу Вр-І, діаметром 4 мм довжиною 2960 мм (рис. 6.13, *б*);

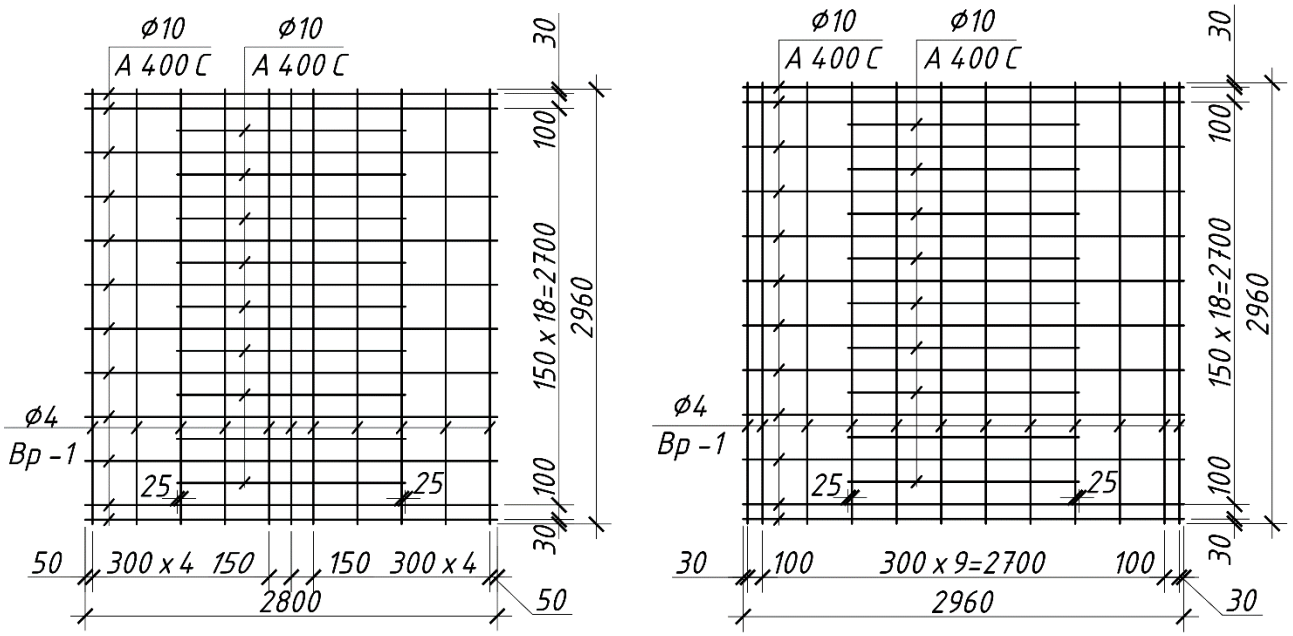
3 – гнуті арматурні стержні П-1 зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 800 мм;

4 – гнуті стержні С-1 з арматурного дроту зі сталі класу Вр-І діаметром 4 мм довжиною 240 мм;

5 – каркаси КП-1 з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 850 мм та арматурні стержні з дроту класу Вр-І діаметром 4 мм довжиною 300 мм;

6 – гнуті стержні П-2 з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 800 мм;

7 – монтажні петлі П-6 з арматурних стержнів зі сталі класу А240С діаметром 14 мм довжиною 350 мм та металевої стрічки поперечним розміром 60х8 мм довжиною 120 мм и(рис. 6.11).



а) *б*)

Рисунок 6.13 – Конструкція сіток арматурних міжколонної плити ПМ-1:

а) – верхньої С-1; *б*) – нижньої С-2

Виготовлення арматурних виробів та бетонування міжколонної плити здійснювалось на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств» в с. Терешки Полтавської області.

Готові арматурні вироби укладалися в металеву опалубку та закріплювалися. Після проведення усіх необхідних операцій зі встановлення арматурних виробів проводилося бетонування зразків. Проектне положення арматурних виробів та товщина захисного шару бетону забезпечувалися шляхом застосування пластмасових фіксаторів. Після укладання бетонної суміші в металеву опалубку проводилося її ущільнення глибинними вібраторами. Набір міцності бетону забетонованих зразків відбувався в пропарочній камері.

6.2.2 Методика випробувань міжколонних плит перекриття

До початку випробувань плит навантаженням перевірялися відхилення її фактичних геометричних розмірів від номінальних розмірів; оцінювався зовнішній вигляд плити та визначалися розміри дефектів; установлювалась правильність геометричних форм, розташування та величина отворів, вирізів, випусків арматури, закладних деталей тощо (рис. 6.10).

Товщина захисного шару визначалася електромагнітним способом, а також вирізуванням канавок у бетоні плити після її випробування.

Для визначення фізико-механічних характеристик арматури використовували паспортні дані арматурної сталі, що надавались заводом-виробником. Визначення фізико-механічних властивостей бетону здійснено за результатами випробування бетонних кубиків 150×150×150 мм згідно з вимогами [459] за допомогою гідравлічного преса ПГ-125.

Схема спирання та навантаження міжколонної плити (рис. 6.14) приймалася за вказівками [448] та [457] таким чином, щоб вона максимально відповідала умовам роботи плити у складі конструкції безкапітельно-безбалкового перекриття на стадії експлуатації та забезпечувала досягнення контрольованих граничних станів.

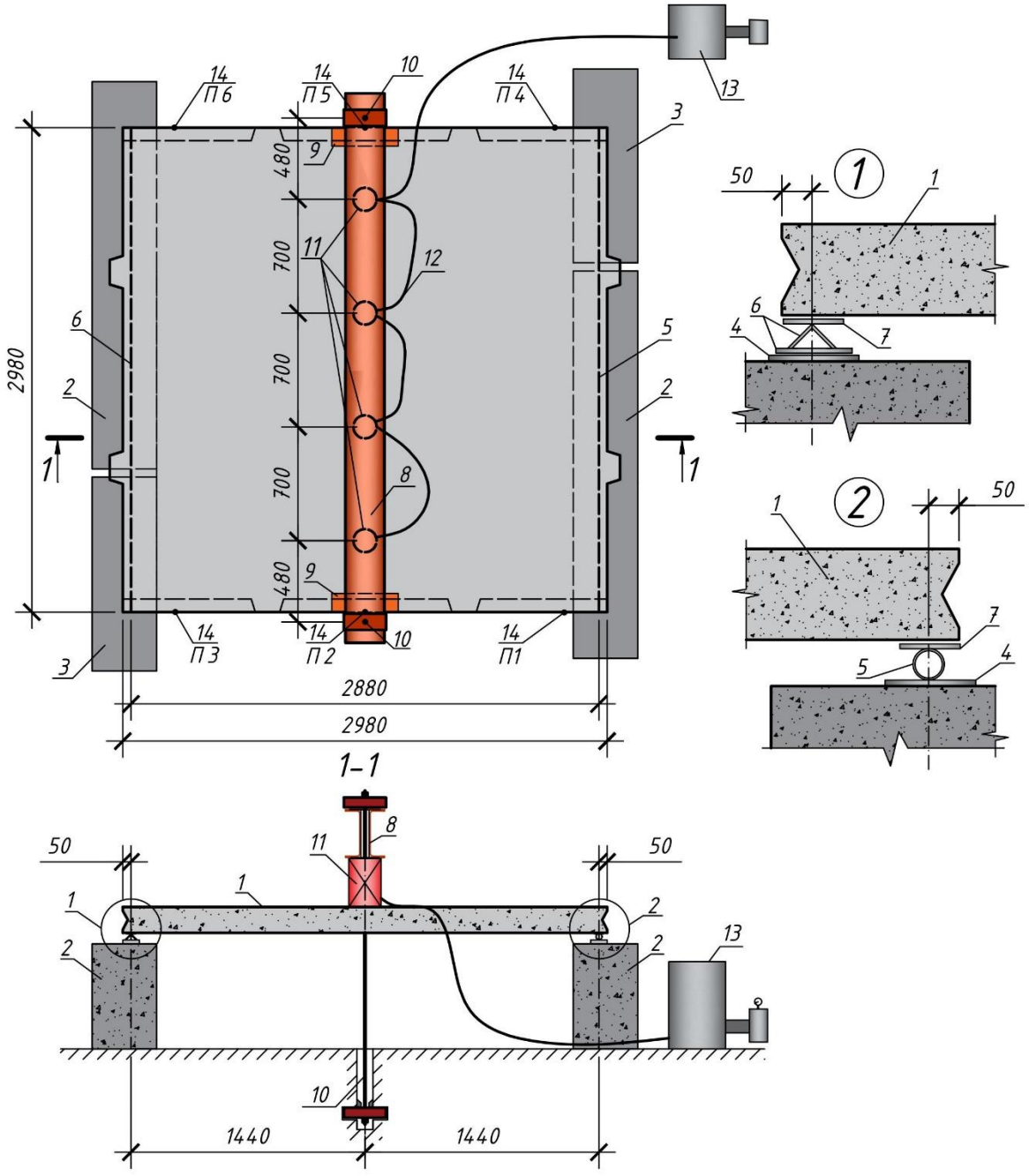


Рисунок 6.14 – Схема випробування міжколонних плит:
1 – плита ПМ-1; 2 – опорний елемент (блок ФС 24.6.5); 3 – опорний елемент (блок ФС 12.6.5); 4 – сталева підкладка (полоса 150×10); 5 – шарнірно-рухома опора (труба 42,5×4); 6 – шарнірно-нерухома опора (кутик 50×5 та полоса 120×8); 7 – сталева підкладка (полоса 100×8); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяж (Ø30А240С за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат F = 500 кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу 6ПАО

При цьому ймовірна схема руйнування дослідного зразка міжколонної плити згідно із п.2.4 в стадії граничної рівноваги відповідала схемі зламу плити при рівномірно розподіленому по її площі навантаженні.

Для вимірювання прогинів та переміщень застосовувались прогиноміри механічні 6ПАО ЛИСИ з ціною поділки 0,01 мм. Ширина розкриття тріщин вимірювалась за допомогою мікроскопа МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

Навантаження прикладалось ступенями по 10% від розрахункового руйнівного навантаження. На кожному ступені виконувалась витримка 10 хв.

Під час випробування (рис. 6.15) реєстрували:

- величину прогину та розкриття тріщин на кожному ступені навантаження;
- значення навантаження та відповідний прогин, при якому утворювалися тріщини у бетоні;
- значення навантажень та відповідні прогини при руйнуванні та характер руйнування зразка плити.



Рисунок 6.15 – Загальний вигляд випробування міжколонної плити

Під час випробування плита була доведена до руйнування, тобто вичерпання несучої здатності, яке характеризувалось безперервним наростанням прогинів, розвитком і розкриттям тріщин в бетоні. При цьому спостерігалося зниження максимального навантаження, зафіксоване манометром насосної станції.

6.2.3 Результати випробування міжколонної плити перекриття

За результатами обробки даних, отриманих за прогиномірами в ході випробування міжколонної плити, визначено осідання опор та загальний прогин плити на кожному ступені випробування (табл. 6.2).

Таблиця 6.2 – Приріст прогинів у характерних точках міжколонної плити ПМ-1 та характеристика її напружено-деформованого стану

№ ступ.	Навантаження F, кН	Осідання опор (ΔП1++ΔП3)/2, мм	Прогин ΔП2, мм	Осідання опор (ΔП4++ΔП6)/2, мм	Прогин ΔП5, мм	Загальний прогин f, мм	Характеристика напружено-деформованого стану
0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Робота бетону без тріщин
1	19,6	0,32	0,19	0,03	0,17	0,18	Робота бетону без тріщин
2	29,4	0,59	0,54	0,30	0,65	0,59	Робота бетону без тріщин
3	49,0	0,77	0,80	0,46	0,80	0,80	Робота бетону без тріщин
4	68,7	1,22	2,23	0,89	2,16	2,19	Утворення нормальної тріщини в бетоні w_k = 0,1 мм
5	88,3	1,76	4,42	1,40	4,48	4,45	Розкриття тріщини до w_k = 0,2 мм. Утворення нової тріщини
6	98,1	2,16	5,90	1,81	5,98	5,94	
7	107,9	2,71	8,46	2,39	8,25	8,35	Розкриття тріщини до w_k = 0,35 мм
8	117,7	2,79	8,76	2,45	8,70	8,73	Розкриття тріщини до w_k = 0,45 мм. Утворення нових тріщин

№ ступ.	Навантаження F, кН	Осідання опор (ΔП1+ +ΔП3)/2, мм	Прогин ΔП2, мм	Осідання опор (ΔП4+ +ΔП6)/2, мм	Прогин ΔП5, мм	Загальний прогин f, мм	Характеристика напружено-деформованого стану
9	127,5	3,01	9,83	2,68	9,70	9,76	Розкриття тріщини до w_k = 0,55 мм. Утворення нових тріщин
10	137,3	3,33	11,17	3,00	11,12	11,14	Утворення нових тріщин
11	147,1	3,62	13,08	3,37	12,94	13,01	Утворення нових тріщин
12	156,9		15,76		14,75	15,25	Руйнування конструкції

Граничне значення прогину за [305] $f = l/250$, що складає 11,5 мм, було досягнуто при навантаженні 139 кН (0,9F_{Em}, де F_{Em} – експериментальне значення руйнівного навантаження). Максимальне значення прогину, що передувало руйнуванню конструкції, склало f_u = 15,25 мм. Характер руйнування плити був пластичним, про що свідчить плавне зростання прогину (рис. 6.16) у процесі збільшення навантаження. При цьому зростання прогину на проміжку роботи плити без тріщин при навантаженні від 0 до 49,0 кН (0,3 F_{Em}) було мінімальним.

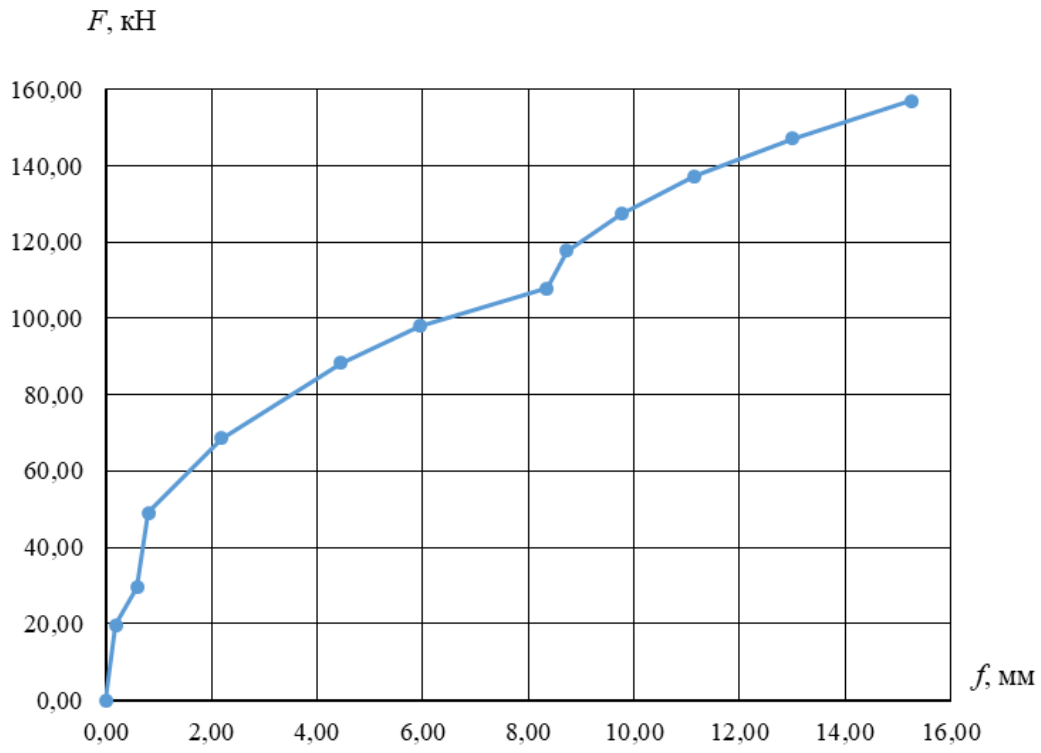


Рисунок 6.16 – Зростання загального прогину міжколонної плити у процесі випробування

Перша волосяна тріщина в плиті з’явилась при навантаженні 0,3F_{Em} в середині прольоту. Зі збільшенням навантаження з’явилось декілька нових тріщин, паралельних першій (рис. 6.17). Максимального розкриття в процесі випробування досягла перша нормальна тріщина, що утворилась в середині прольоту плити. Руйнування плити супроводжувалось значним розкриттям тріщин та наростанням прогину плити, що свідчить про досягнення текучості робочою арматурою. Характер руйнування міжколонної плити підтверджує прийняту розрахункову схему її розламу (рис. 3.9).



Рисунок 6.17 – Вигляд нижньої поверхні міжколонної плити при навантаженні 0,6F_{Em}

Дослідна міжколонна плита ПМ-1 зруйнувалась при навантаженні 156,90 кН (без урахування власної ваги). Розрахункове руйнівне навантаження, обчислене на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги за розділом 3, склало 122,92 кН (без урахування власної ваги).

6.3 Випробування надколонних плит перекриття до руйнування

6.3.1 Конструкція дослідного зразка надколонної плити

Надколонні плити у загальному дискові перекриття є найбільш навантаженими елементами, оскільки завдяки їм у межах кожного поверху на колони передається вертикальне навантаження з усього перекриття. Вони також

виконують роль з'єднувальних елементів перекриття з колонами (рис. 2.2). За своєю сутністю надколонні плити у каркасній конструктивній системі являють собою одночасно і капітелі, і консолі. Поєднання конструктивних особливостей капітелі та консолі є основою обґрунтування застосування надколонної плити у розглядуваній безбалковій безкапітельній каркасній конструктивній системі будівель, а також служить підґрунтям для розроблення схеми спирання та завантаження дослідного зразка надколонної плити (рис. 6.18) при випробуванні.

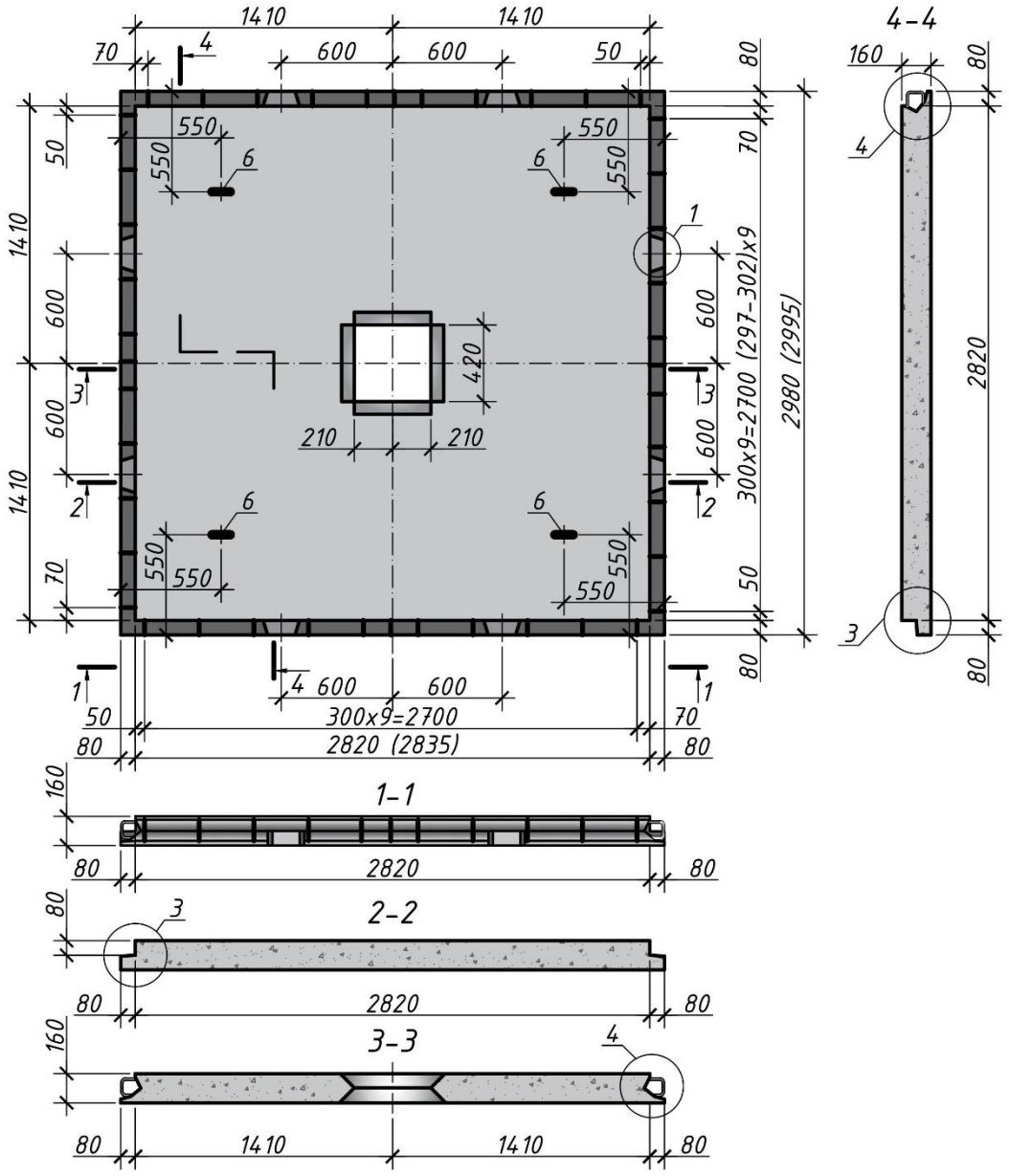


Рисунок 6.18 – Конструкція дослідного зразка надколонної плити (в дужках вказані фактичні розміри ПН-1)

Для проведення експериментальних випробувань було застосовано дослідний натурний зразок надколонної плити ПН-1 номінальними розмірами 2980×2980×160 мм. Конструкція досліджуваного зразка та його геометричні розміри наведені на рисунку 6.18. Схема армування дослідного зразка надколонної плити перекриття та деталі армування монтажних вузлів зображені на рисунках 6.19 та 6.20 відповідно.

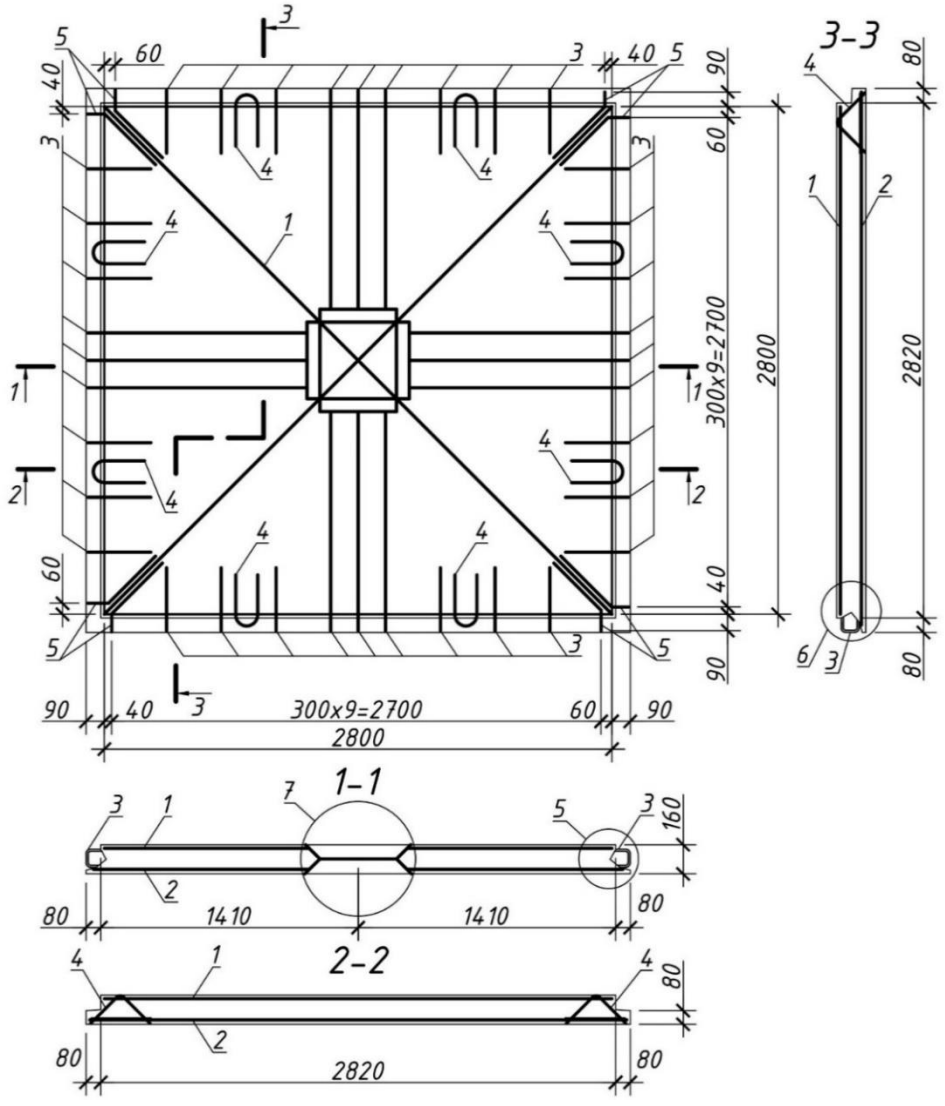


Рисунок 6.19 – Схема армування дослідного зразка надколонної плити: 1 – сітка С-1; 2 – сітка С-2; 3 – стержень гнутий П-1; 4 – каркас просторовий КП-1; 5 – стержень гнутий П-2

Надколонна плита ПН-1 виготовлена з важкого бетону, який має середню густину в межах від 2200 кг/м^3 до 2500 кг/м^3 включно та відповідає вимогам [456] до важкого бетону. Клас бетону за міцністю С20/25 [305].

Плита армована просторовим арматурним каркасом (рис. 6.19), котрий включає верхню і нижню плоскі сітки та закладну опорну конструкцію. Верхня сітка збирається вручну сумісно з опорною конструкцією плити у вигляді сталевої обойми та приварених до неї вертикальних каркасів.

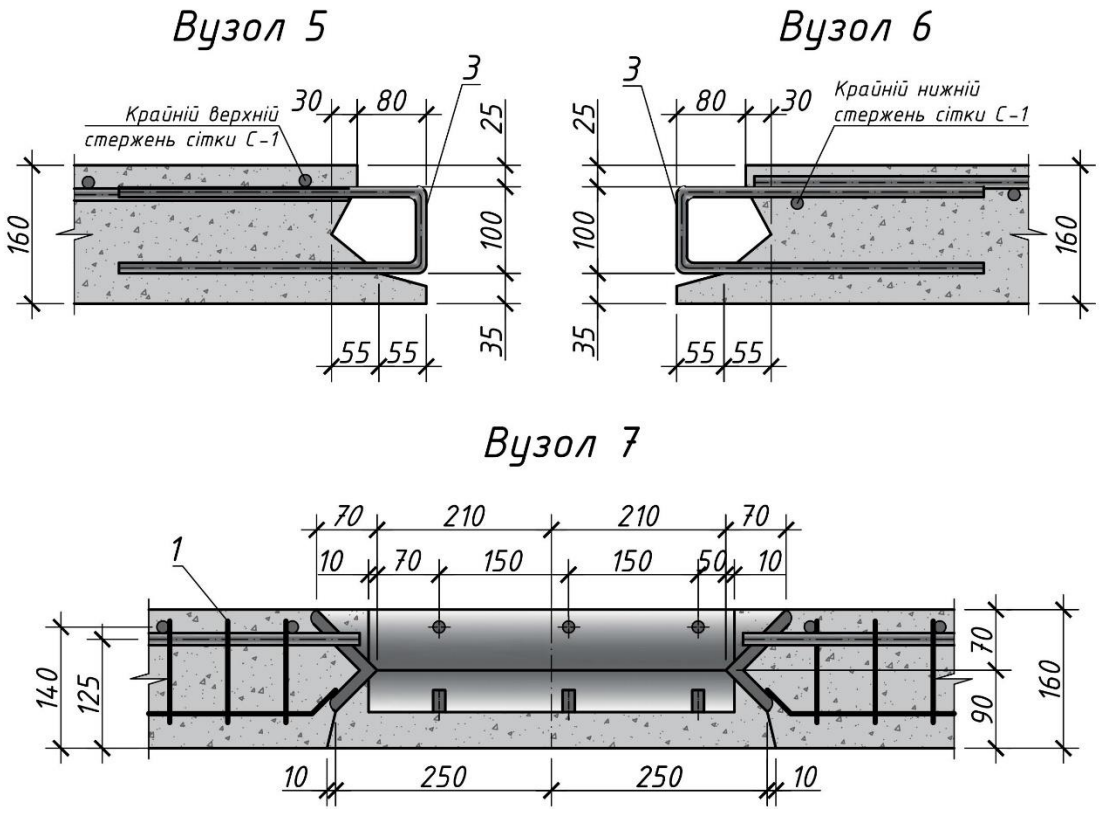


Рисунок 6.20 – Характерні вузли армування надколонної плити

Для армування надколонної плити (рис. 6.19) використані стержні арматурні зі сталі А400С за [453] та дріт зі сталі Вр-І. У плиті ПН-1 з цієї сталі були виконані:

1 – плоска сітка С-11 (рис. 6.21, *а*) з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 14 мм довжиною 2800 мм та 1850 мм, з’єднана із закладною опорною конструкцією МК-1;

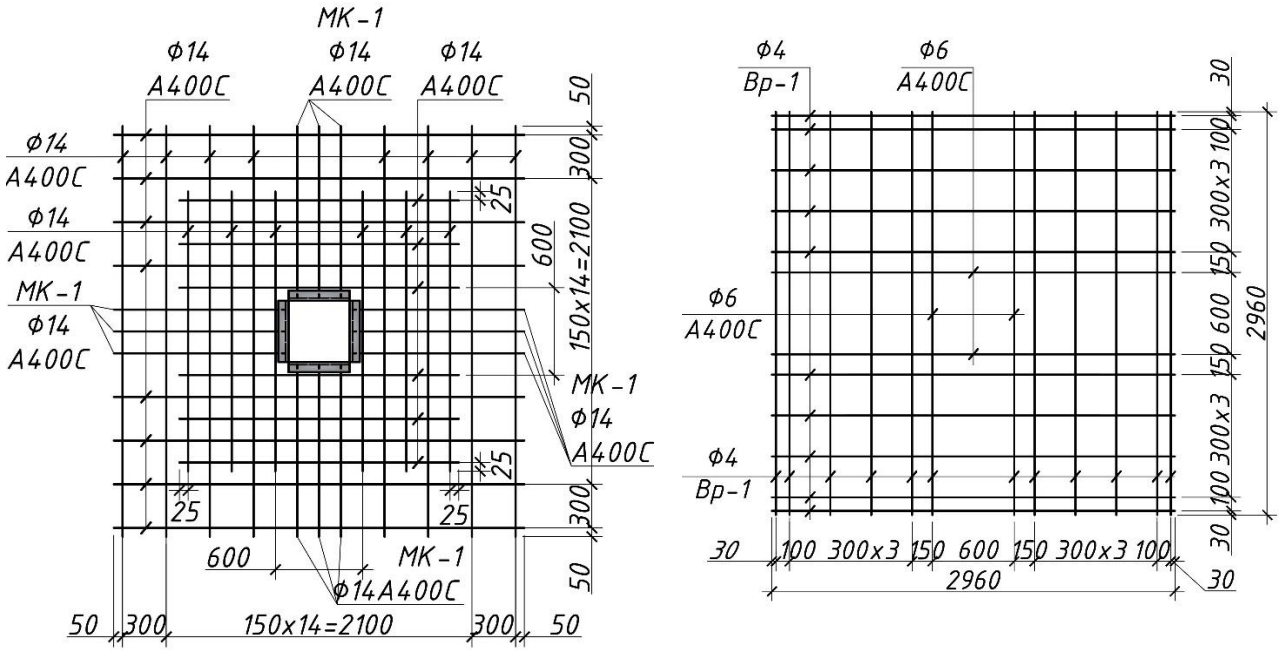
2 – плоска сітка С-2 (рис. 6.21, *б*) із арматурних стержнів зі сталі класу Вр-1, діаметром 4 мм довжиною 2960 мм та стержнів зі сталі класу А400С діаметром 6 мм довжиною 2960 мм;

3 – гнуті арматурні стержні П-1 зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 800 мм (рис. 6.20);

4 – каркаси КП-1 з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 850 мм та арматурних стержнів з дроту класу Вр-I діаметром 4 мм довжиною 300 мм;

5 – гнуті стержні П-2 з арматурних стержнів зі сталі класу А400С діаметром 12 мм довжиною 800 мм;

6 – монтажні петлі П-6 (рис. 6.18) з арматурних стержнів зі сталі класу А240С діаметром 14 мм довжиною 350 мм та металевої стрічки поперечним розміром 60х8 мм довжиною 120 мм.



а) *б*)

Рисунок 6.21 – Конструкція сіток арматурних надколонної плити ПН-1:

а) – верхньої С-1; *б*) – нижньої С-2

Виготовлення арматурних каркасів та закладних деталей, необхідних для експериментальних зразків, проводилося в арматурному цеху на заводі

залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств» у с. Терешки Полтавської області. Збирання арматурних стержнів у каркаси здійснювалося за допомогою спеціального обладнання (кондукторів). Готові арматурні вироби укладалися в металеву опалубку та закріплювалися. Після проведення усіх необхідних операцій зі встановлення просторової арматурної конструкції (рис. 6.22) проводилося бетонування зразків.

Бетонування надколонних плит також здійснювалося на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств». Бетонна суміш виготовлялася безпосередньо на бетонному вузлі підприємства. Дозування компонентів відбувалося в автоматичному режимі. Укладання бетону здійснювалося за допомогою бетонороздавальної груші. Після укладання бетонної суміші в металеву опалубку проводилося її ущільнення глибинними вібраторами.

Твердіння забетонованих зразків відбувалося за умов пропарювання у пропарочній камері. Після досягнення конструкціями повної міцності елементи розпалублювались.



Рисунок 6.22 – Загальний вигляд металевої опалубки з арматурним каркасом, підготовленої до бетонування

6.3.2 Методика випробувань надколонних плит перекриття

Випробовування натурного зразка надколонної плити навантаженням проводилися на спеціально сконструйованому стенді відповідно до розробленої схеми (рис. 6.23). Оскільки схему спирання та навантаження плит, котра абсолютно відповідала б реальній роботі плити як елемента збірного безкапітельно-безбалкового перекриття змоделювати неможливо, то схему випробовування надколонних плит прийнято було за [448] та [457] такою, щоб вона дозволяла реалізувати усі контрольовані її граничні стани.

Перед випробуванням та після них натурні зразок плити ретельно обмірювався та здійснювався його візуальний огляд. При цьому усі виявлені тріщини та інші дефекти фіксувались у журналі випробувань.

Для завантаження експериментальних зразків надколонних плит використовувався стенд із гідравлічним домкратом. Тиск в системі підвищували, використовуючи мобільну насосну станцію. Для вимірювання навантаження застосовувався манометр, який попередньо був протарований згідно з [460].

При проведенні випробувань статичним навантаженням застосовувались такі вимірювальні прилади: для заміряння лінійних переміщень – прогиноміри Аістова 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм, для вимірювання ширини розкриття тріщин було використано мікроскоп МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

Під час випробування експериментальні зразки надколонних плит доводились до руйнування. За руйнування плити приймався такий її стан, коли безперервно зростали прогини, розвивались та розкривались тріщини при досягнутому максимальному навантаженні. Після сприйняття надколонними плитами максимального значення навантаження відбувалося його зниження.

Загальний вигляд випробування надколонної плити ПН-1 та розташування вимірювальних приладів зображено на рисунку 6.24.

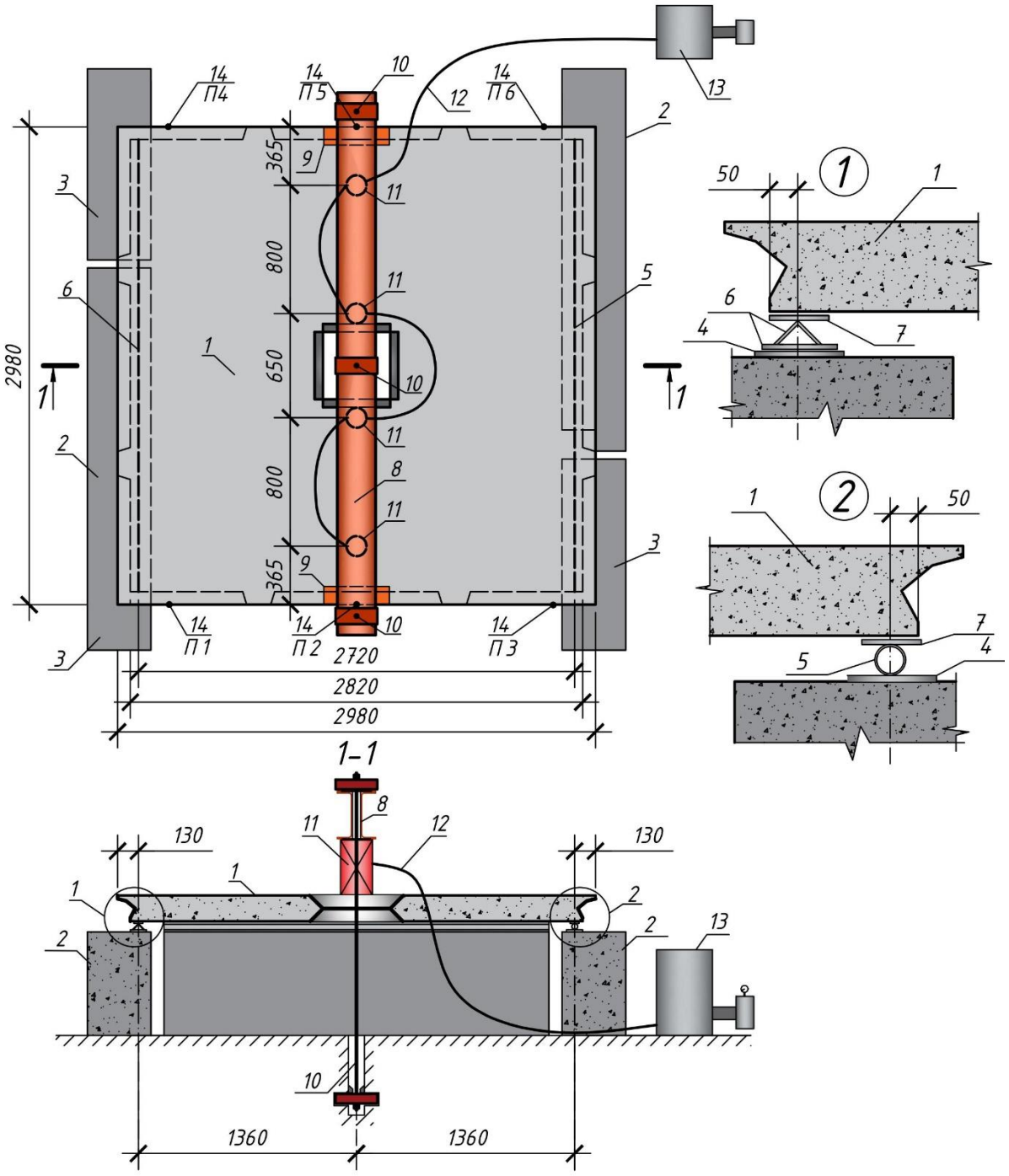


Рисунок 6.23 – Схема випробування надколонної плити ПН-1:

1 – плита ПН-1; 2 – опорний елемент (блок ФС 24.6.5); 3 – опорний елемент (блок ФС 12.6.5); 4 – сталева підкладка (полоса 150×10); 5 – шарнірно-рухома опора (труба 42,5×4); 6 – шарнірно-нерухома опора (кутик 50×5 та полоса 120×8); 7 – сталева підкладка (полоса 100×8); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяж (Ø30А240С за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат F = 500 кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу 6ПАО



Рисунок 6.24 – Загальний вигляд надколонної плити ПН-1 під час випробування

6.3.3 Результати випробування надколонної плити перекриття

За результатами обробки даних, отриманих за прогиномірами в ході випробування надколонної плити, визначено осідання опор та загальний прогин плити на кожному ступені випробування (табл. 6.3).

Таблиця 6.3 – Приріст прогинів у характерних точках надколонної плити ПН-1 та характеристика її напружено-деформованого стану

№ ступ.	Навантаження F, кН	Осідання опор (ΔП1++ΔП3)/2, мм	Прогин ΔП2, мм	Осідання опор (ΔП4++ΔП6)/2, мм	Прогин ΔП5, мм	Загальний прогин f, мм	Характеристика напружено-деформованого стану
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Робота бетону без тріщин
1	19,6	0,11	1,36	0,15	0,29	0,82	Робота бетону без тріщин
2	39,2	0,78	1,81	0,46	0,70	1,25	Поява волосяних тріщин
3	58,8	1,15	2,71	0,67	1,59	2,15	Утворення нових волосяних тріщин

№ ступ.	Навантаження F, кН	Осідання опор (ΔП1+ +ΔП3)/2, мм	Прогин ΔП2, мм	Осідання опор (ΔП4+ +ΔП6)/2, мм	Прогин ΔП5, мм	Загальний прогин f, мм	Характеристика напружено-деформованого стану
4	78,5	1,52	3,75	0,99	2,73	3,24	Утворення нормальної тріщини в бетоні w_k = 0,1мм
5	98,0	2,01	5,37	1,27	4,38	4,88	Утворення нових тріщин до w_k = 0,1мм
6	109,8	2,29	6,23	1,43	5,28	5,75	
7	117,7	2,47	6,88	1,58	5,89	6,39	Розкриття нових тріщин до w_k = 0,15 мм
8	125,5	2,69	7,60	1,71	6,56	7,08	Розкриття та утворення нових тріщин до w_k = 0,15 мм
9	137,3	2,91	8,54	1,87	7,51	8,02	Розкриття та утворення нових тріщин до w_k = 0,20 мм
10	149,06	3,22	9,62	2,06	8,67	9,14	Розкриття тріщини до w_k = 0,35 мм
11	156,9	3,39	10,27	2,18	9,43	9,85	Розкриття тріщини до w_k = 0,35 мм
12	164,8	3,57	10,92	2,29	10,06	10,49	Подальше розкриття тріщин
13	176,5	3,86	11,94	2,45	11,12	11,53	Подальше розкриття тріщин
14	188,3	4,05	12,81	2,59	11,99	12,40	Подальше розкриття тріщин
15	196,1	4,23	13,50	2,70	12,65	13,08	Подальше розкриття тріщин
16	204,0	4,43	14,27	2,83	13,40	13,83	Подальше розкриття тріщин
17	211,8	4,60	14,99	2,95	14,10	14,55	Розкриття тріщини до w_k = 0,65 мм
18	227,5	4,94	16,54	3,67	15,24	15,89	Подальше розкриття тріщин
19	235,4	5,17	17,41	3,31	16,84	17,13	Розкриття тріщини до w_k = 0,8 мм
20	255,0	5,53	19,18	3,55	18,47	18,82	Розкриття тріщини до w_k = 1 мм
21	266,7	5,87	26,34	4,03	23,42	24,88	Руйнування конструкції

Граничне значення прогину за [305] $f = l/250$, що складає 11,3 мм, було досягнуто при навантаженні 174 кН (0,65F_{Em}, де F_{Em} – експериментальне

значення руйнівного навантаження). Максимальне значення прогину, що передувало руйнуванню конструкції, склало f_u = 24,88 мм. Характер руйнування плити був пластичним, про що свідчить плавне зростання прогину (рис. 6.25) у процесі збільшення навантаження. При цьому зростання прогину на проміжку роботи плити без тріщин при навантаженні від 0 до 39,2 кН (0,15F_{Em}) було мінімальним.

Перша нормальна тріщина в плиті ПН-1 утворилася в зоні максимального моменту при навантаженні 39,2 кН (0,15F_{Em}). При збільшенні навантаження перша тріщина почала розкриватися, а потім утворилися ще 5 паралельних тріщин, які в процесі навантаження почали збільшуватися вздовж, зменшуючи висоту стиснутої зони бетону. Ширина розкриття тріщин у плиті ПН-1 у момент руйнування досягла 1,1 мм (рис. 6.26).

Руйнування плити ПН-1 відбулося у результаті досягнення напружень в розтягнутій арматурі межі текучості, що характеризувалось різким розкриттям тріщин і наростанням прогину з наступним роздробленням бетону стиснутої зони. При цьому спостерігалося зниження максимального навантаження (зафіксоване манометром насосної станції).

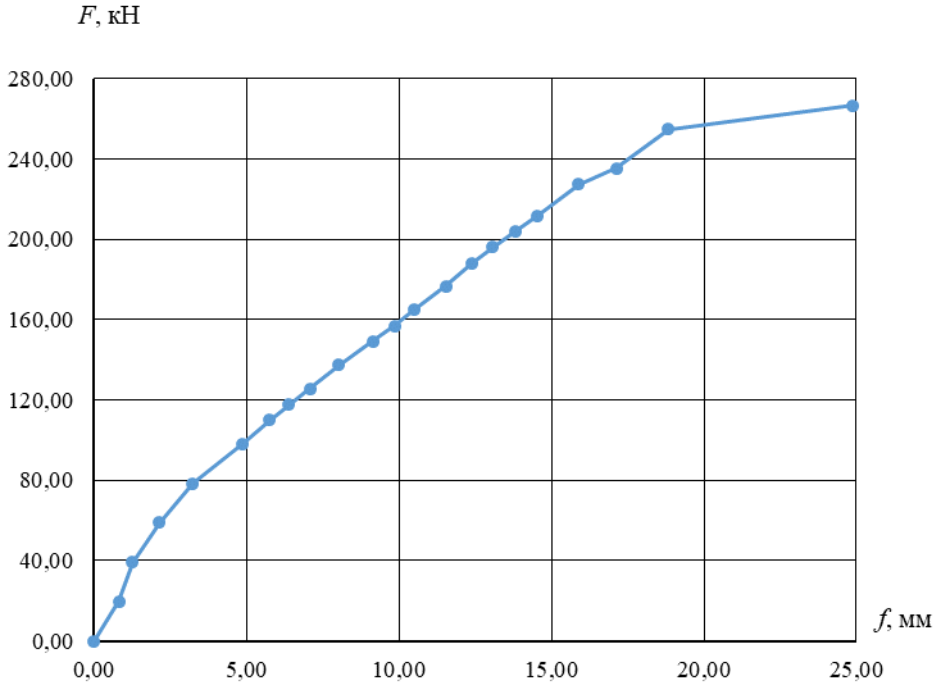


Рисунок 6.25 – Зростання загального прогину надколонної плити ПН-1 у процесі випробування



Рисунок 6.26 – Вигляд верхньої поверхні надколонної плити ПН-1 після руйнування

Дослідна надколонна плита ПН-1 зруйнувалась при навантаженні 266,70 кН (без урахування власної ваги). Розрахункове руйнівне навантаження, обчислене на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги за розділом 3, склало 240,07 кН (без урахування власної ваги).

Схеми випробування збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття (рис. 6.6, 6.14, 6.23) були змодельовані за допомогою програмного комплексу RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів) на основі методу скінченних елементів. За результатами моделювання (додаток Д) визначені значення руйнівного навантаження для кожної плити. Порівняння результатів розрахунку за методикою розділу 3 та за методом скінченних елементів з експериментальними даними (табл. 6.4) свідчить на користь методу розрахунку, розробленого в розділі 3.

Таблиця 6.4 – Порівняння експериментальних даних випробувань збірних плит з результатами розрахунків

Тип плити	Руйнівне навантаження			Похибка розрахунку за розділом 3, %	Похибка розрахунку за RFEM, %
	з експери-менту, кН	з розрахунку за розділом 3, кН	з розрахунку за RFEM, кН		
Середня ПС-1	211,82	109,91	105,49	48,1	50,2
Міжколонна ПМ-1	156,90	122,92	121,85	21,7	22,3
Надколонна ПН-1	266,70	240,07	200,51	10,0	24,8

6.4 Експериментальне дослідження роботи надколонних плит перекриття під навантаженням

6.4.1 Конструкція дослідних зразків надколонних плит

З метою вивчення роботи надколонних плит безкапітельно-безбалкового перекриття збірного каркасу будівель під навантаженням, а також для підтвердження розроблених в розділі 3 на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги схем їх руйнування були проведені експериментальні дослідження натурних надколонних плит. Під час експериментальних досліджень увага також приділялась дослідженню деформативності та тріщиностійкості плит.

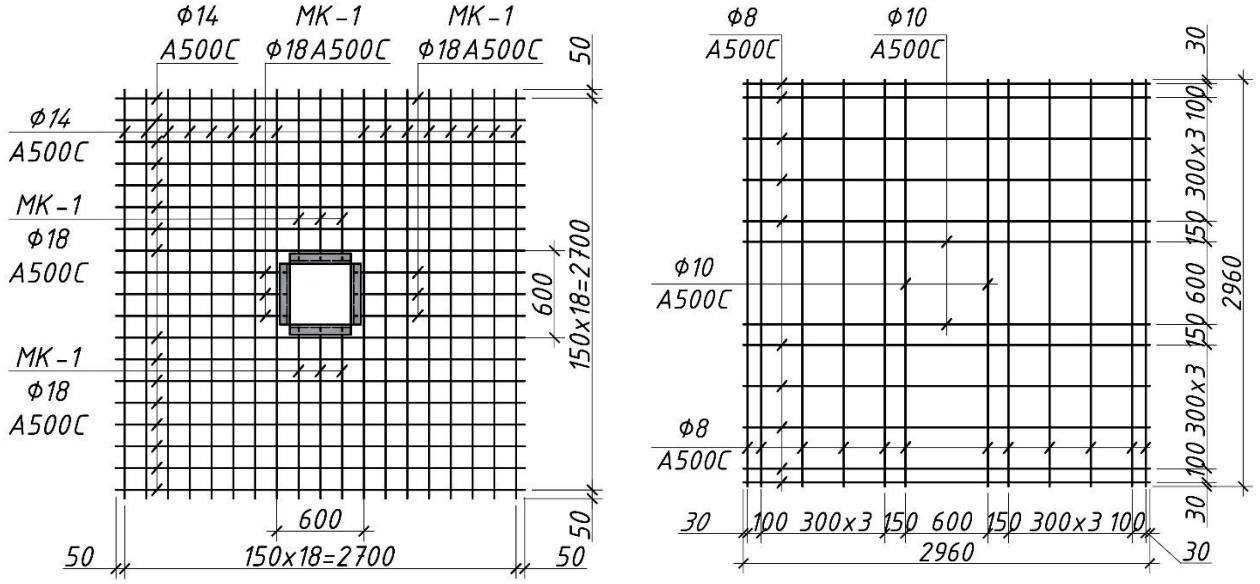
Для проведення експериментальних випробувань було використано 3 дослідних натурних зразки надколонних плит перекриття серії ПН-2. Зразки плит мали номінальні розміри 2980×2980×160 мм. Зазначені геометричні характеристики прийняті з метою їх відповідності уніфікованим розмірам збірних залізобетонних конструкцій елементів збірного безкапітельно-безбалкового перекриття. Конструкція досліджуваних зразків та їх геометричні розміри аналогічні наведеним на рисунку 6.18. Схема армування дослідних зразків надколонних плит ПН-2 перекриття та деталі армування монтажних вузлів зображені на рисунках 6.19 та 6.20 відповідно.

Надколонні плити серії ПН-2 виготовлені з важкого бетону, який має середню густину в межах від 2200 кг/м^3 до 2500 кг/м^3. Застосовано бетон класу С25/30 за міцністю. В якості робочої арматури надколонної плити використані стержні класу А500С. Плити армовані просторовим арматурним каркасом (рис. 6.19), котрий включає верхню С-1 і нижню С-2 плоскі сітки (позиції 1, 2) та закладну опорну конструкцію. Верхня сітка збиралася вручну сумісно з опорною конструкцією плити МК-1 у вигляді сталевої обойми та приварених до неї вертикальних каркасів.

У надколонних плитах серії ПН-2 сітки С-1 та С-2 виготовлені за схемами, наведеними на рисунку 6.27, зі сталі А500С:

1 – плоска сітка С-1 (рис. 6.27, *а*) з арматурних стержнів зі сталі класу А500С діаметром 14 мм довжиною 2800 мм, з'єднана із закладною опорною конструкцією МК-1, в якої з чотирьох сторін влаштовані по 3 випуски арматури А500С діаметром 18 мм довжиною 1150 мм;

2 – плоска сітка С-2 (рис. 6.27, *б*) із арматурних стержнів зі сталі класу А500С, діаметром 8 мм довжиною 2960 мм та стержнів діаметром 10 мм довжиною 2960 мм.



а) *б*)

Рисунок 6.27 – Конструкція сіток арматурних надколонних плит серії ПН-2:
а) – верхньої С-1; *б*) – нижньої С-2

Виготовлення досліджуваних зразків надколонних плит було поділено на етапи: на першому етапі виготовлялися арматурні вироби для укладання в опалубку, на другому етапі проводилося бетонування.

Виготовлення арматурних каркасів та закладних деталей, необхідних для виготовлення експериментальних зразків, проводилося в арматурному цеху на заводі залізобетонних виробів ВАТ «Комбінат виробничих підприємств» с. Терешки Полтавської області. Збирання арматурних стержнів у каркаси здійснювалося за допомогою спеціального обладнання (кондукторів). Готові арматурні вироби укладалися в металеву опалубку та закріплювалися. Після проведення усіх необхідних операцій зі встановлення просторової арматурної конструкції проводилося бетонування зразків.

Бетонна суміш виготовлялася безпосередньо на бетонному вузлі підприємства. Дозування компонентів відбувалося в автоматичному режимі. Укладання бетонної суміші здійснювалося за допомогою дозувального пристрою. Після укладання бетонної суміші в металеву опалубку проводилося її ущільнення глибинними вібраторами. Твердіння забетонованих зразків відбувалося за умов у пропарювальній камері. Після досягнення бетоном повної міцності елементи звільнялися від опалубки. Після цього досліджувані зразки надколонних плит транспортувалися до лабораторії кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» для проведення випробувань.

В лабораторії на бетоні та на арматурних стержнях експериментальних зразків плит в зоні можливого їх руйнування наклеювались тензорезистори базою 50 мм та 20 мм відповідно. Наклеювання тензорезисторів здійснювалося із застосуванням клею БФ-2 з виконанням усіх рекомендацій щодо виконання таких робіт. Попередньо поверхня бетону та арматурних стрижнів на ділянках установлення тензорезисторів була зачищена, відшліфована, знежирена розчинником та поґрунтована клеєм.

6.4.2 Методика експериментального дослідження надколонних плит перекриття

Проведення випробувань здійснювалось відповідно до заздалегідь складеної програми експериментальних досліджень зразків натурних надколонних плит.

Випробовування натурних зразків надколонних плит навантаженням проводилися на спеціально сконструйованому стенді відповідно до розробленої схеми (рис. 6.28). Схему випробовування надколонних плит прийнято було такою, щоб вона дозволяла створити прийняту на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги розрахункову схему зламу надколонної плити, котра реалізується у складі безкапітельно-безбалкового перекриття (рис. 3.14).

Перед випробуванням та після них натурні зразки плит ретельно обмірювалися та здійснювався їх візуальний огляд. При цьому усі виявлені тріщини та інші дефекти фіксувались у журналі випробувань. Товщина захисного шару бетону визначалася вирубуванням канавок у бетоні після випробування плит. Улаштування опор для випробування надколонної плити максимально відповідало її схемі роботи в складі просторового каркасу, котра була встановлена на основі кінематичного аналізу поділу перекриття на диски в стані граничної рівноваги. Для завантаження експериментальних зразків надколонних плит використовувався стенд із гідравлічним домкратом. Тиск в системі підвищували, використовуючи мобільну насосну станцію. Для вимірювання навантаження застосовувався манометр, який попередньо був протарований згідно з [460].

При проведенні випробувань застосовувались такі вимірювальні прилади: для замірювання лінійних переміщень – прогиноміри Аістова 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм (рис. 6.28); для вимірювання деформацій використовувались електротензорезистори (рис. 6.29 – 6.30); для вимірювання ширини розкриття тріщин було використано мікроскоп МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

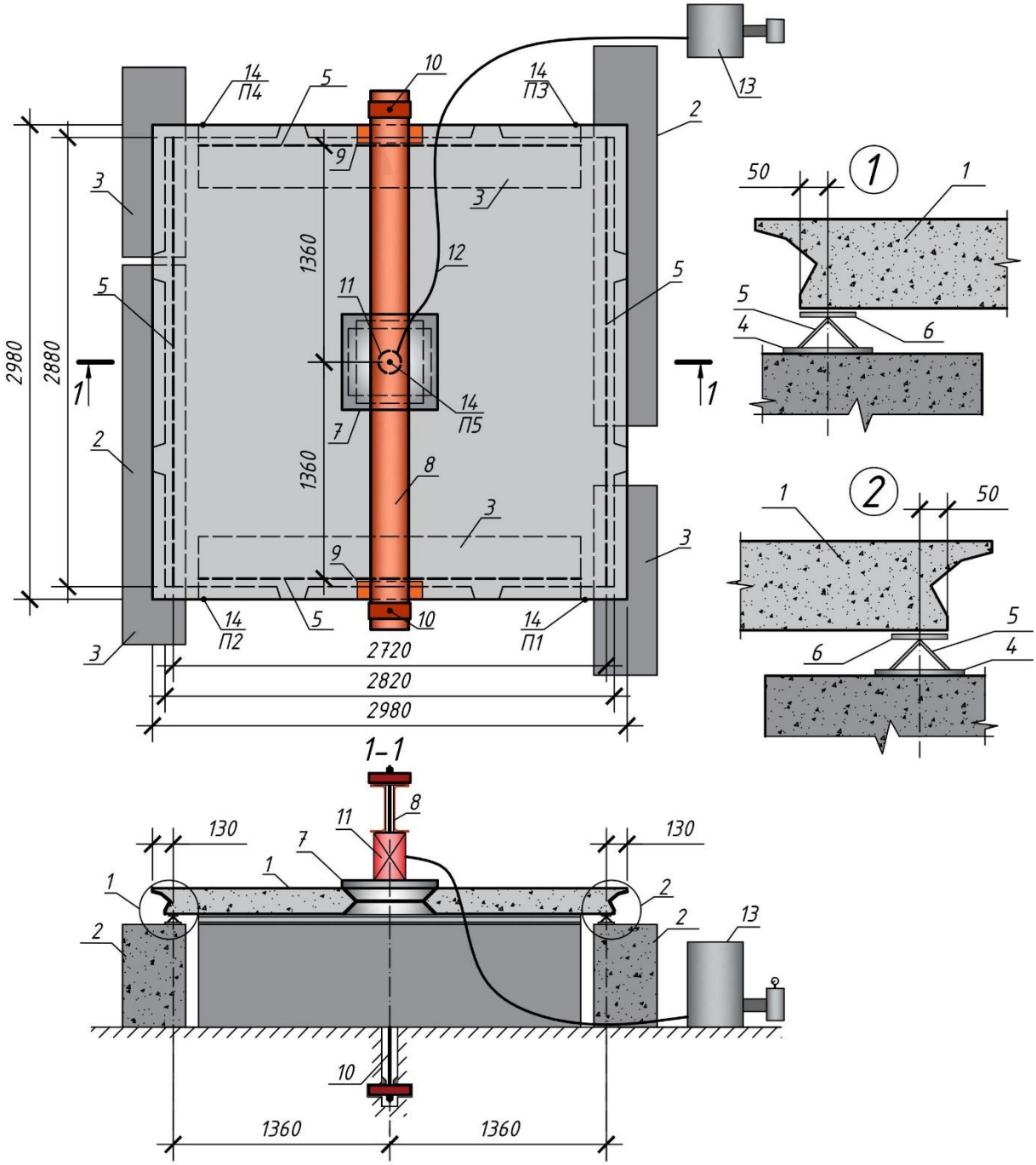


Рисунок 6.28 – Схема випробування надколонних плит серії ПН-2:
1 – плита ПН-2; 2 – опорний елемент (блок ФС 24.6.5); 3 – опорний елемент (блок ФС 12.6.5); 4 – сталева підкладка (полоса 150×10); 5 – шарнірно-нерухома опора (кутик 75×5); 6 – сталева підкладка (полоса 100×8); 7 – сталева пластина (полоса 600×5); 8 – траверса (2 швелера №30); 9 – тимчасова опора для траверси; 10 – тяж (Ø30А240С за ДСТУ 3760); 11 – гідравлічний домкрат F = 500 кН; 12 – масляний трубопровід; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу 6ПАО

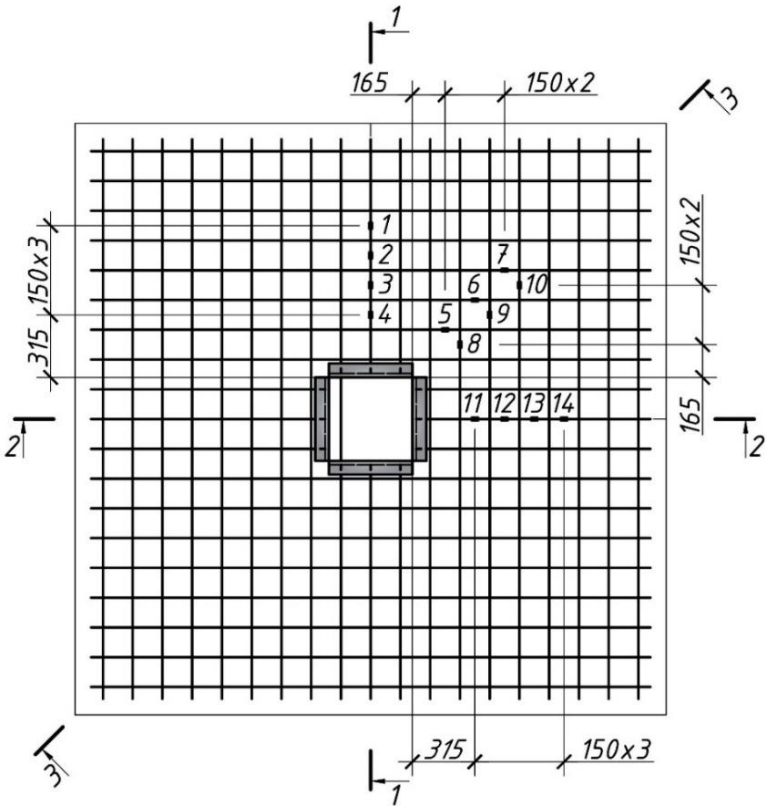


Рисунок 6.29 – Схема розташування тензорезисторів на робочій арматурі надколонних плит серії ПН-2: 1 … 14 – тензорезистори базою 20 мм

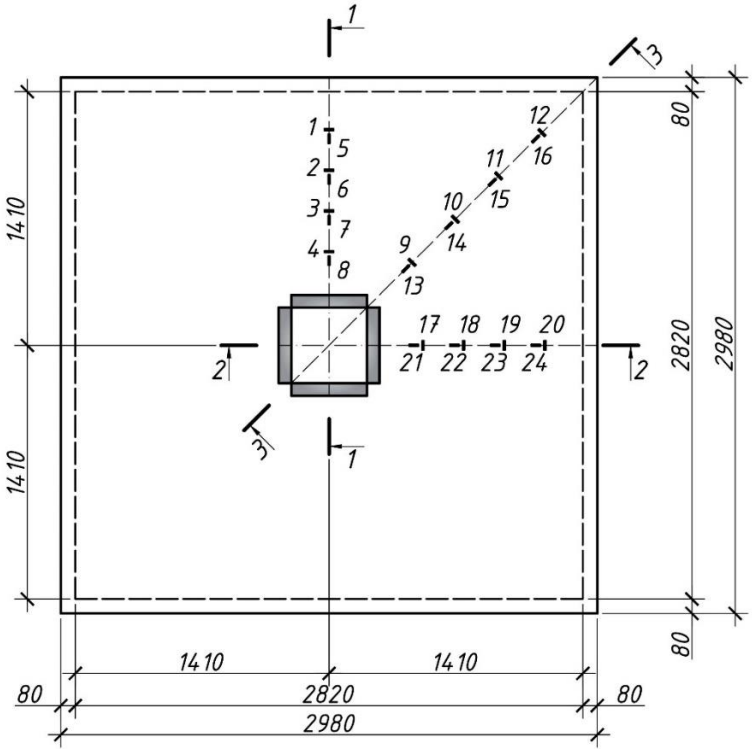


Рисунок 6.30 – Схема розташування тензорезисторів на бетоні надколонних плит серії ПН-2: 1 … 24 – тензорезистори базою 50 мм

Фізико-механічні характеристики арматурної сталі прийнято з паспорту даних на арматурну сталь, наданого заводом-виробником. Надані дані наведені в таблиці 6.5.

Таблиця 6.5 – Характеристики матеріалів, використаних при виготовленні дослідних зразків надколонних плит

Фізико-механічні характеристики матеріалів		Шифр зразка плити		
		ПН-2-1	ПН-2-2	ПН-2-3
Арматура класу А500С				
Ø18	σ_y, МПа	600	600	600
Ø14	σ_y, МПа	610	610	610
Ø10	σ_y, МПа	620	620	620
Ø8	σ_y, МПа	630	630	630
Бетон класу С25/30				
f_{cd}, МПа		17	17	17

Загальний вигляд установки під час випробування дослідних зразків надколонних плит та розташування всіх вимірювальних приладів представлено на рисунку 6.31.

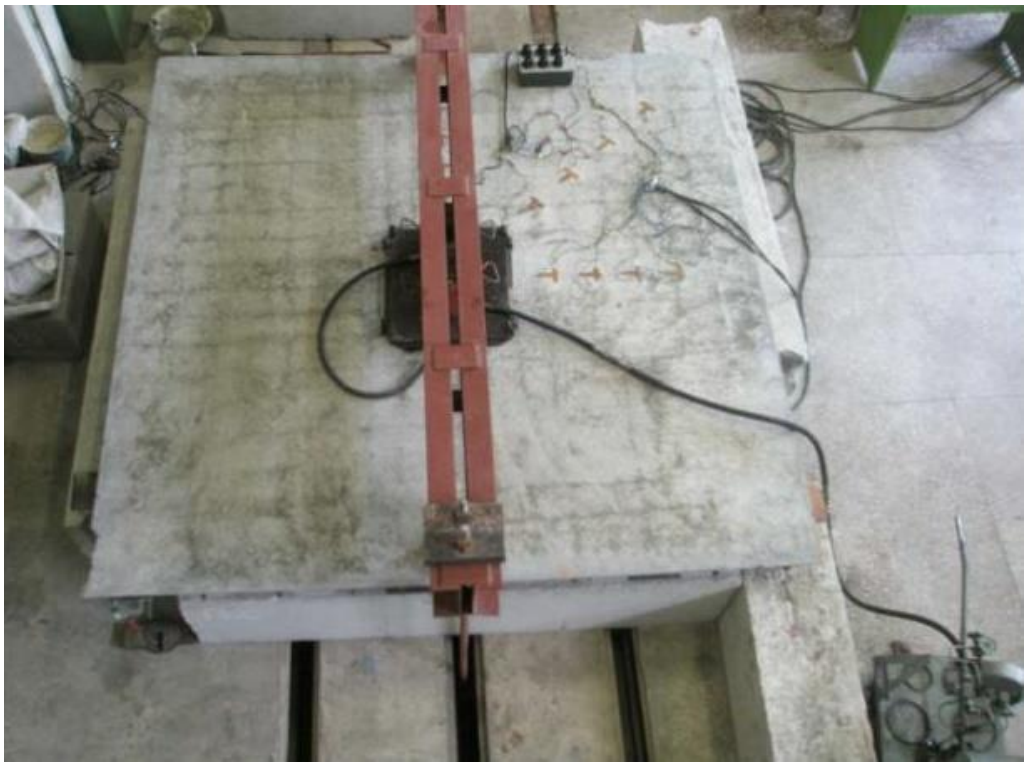


Рисунок 6.31 – Загальний вигляд надколонної плити ПН-2-1 під час випробування

6.4.3 Результати експериментальних досліджень надколонних плит перекриття

Перед початком проведення випробувань були перевірені геометричні параметри експериментальних зразків, при цьому ставилось за мету відпрацювання технології їх виготовлення.

Значення відхилень геометричних розмірів плит, товщини захисного шару бетону для арматури, положення (розташування) закладних виробів, випусків арматури від проектних параметрів наведені в таблиці 6.6.

На основі отриманих даних та за результатами проведених експериментальних досліджень розроблені технічні умови контролю якості виготовлення надколонних плит [448].

Таблиця 6.6 – Відхилення від встановлених параметрів плит

Найменування відхилення	Найменування параметра	Марка надколонної плити		
		ПН-2-1	ПН-2-2	ПН-2-3
1. Відхилення від геометричного розміру, мм	Довжина Ширина Товщина Розміри отворів Розмір, який визначає положення отвору	+5 +5 +2 +10 0	+5 –1 +2 0 0	+7 +7 +3 0 0
2. Прямолінійність лицьових поверхонь	– на всій довжині – на заданій довжині 1600 мм	+5 +3	+4 +2	+4 +3
3. Відхилення від рівності діагоналей	Різниця довжин діагоналей	0	+4	+5
4. Відхилення від номінальної товщини захисного шару		–8	–1	–7
5. Відхилення від встановленого розміщення закладних виробів	– у площині виробу – із площини виробу	+10 0	– –	– –
6. Відхилення від встановленого розміщення випусків арматури		–7 +2	–10 +5	–10 +10

6.4.3.1 Тріщиноутворення та прогини дослідних зразків

Випробування надколонних плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 відбувалося до величини зовнішнього навантаження відповідно 320 кН, 360 кН та 400 кН, що складало відповідно близько 0,55F_{Rd}, 0,6F_{Rd} та 0,7F_{Rd}, де F_{Rd} = 580 кН – розрахункове значення руйнівного навантаження, обчислене за кінематичним способом методу граничної рівноваги для надколонної плити без обриву арматури за 3.4.

В процесі проведення випробувань було відмічено, що характер утворення тріщин та зростання прогинів різних дослідних зразків плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 суттєво не відрізнявся, оскільки всі дослідні зразки мали однакові геометричні розміри та випробовувались за однією і тією ж схемою спирання та завантаження (рис. 6.28).

При випробуванні плити ПН-2-1 перша волосяна тріщина утворилася поблизу отвору вздовж однієї з діагоналей плити при навантаженні 120 кН (0,2F_{Rd},). При збільшенні навантаження вона почала розкриватися, а потім утворилася ще одна тріщина уздовж іншої діагоналі плити. Ці тріщини в процесі навантаження простиралися у вздовж діагоналей у напрямі від центра плити до її країв.

Ширина розкриття тріщин у плиті при навантаженні 120 кН становила 0,1 мм, при навантаженні 320 кН (0,55F_{Rd}) ширина розкриття досягла 2 мм.

В ході проведення експериментальних випробувань надколонних плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 вивчалась залежності прогинів від величини зовнішнього навантаження. Фіксування показань прогиномірів П1 – П5, розташування яких зображено на рисунку 6.28, проводилось для всіх зразків плит до значення навантаження 320 кН. Графіки залежності F – f прогинів натурних надколонних плит від значення зовнішнього навантаження наведені на рисунку 6.32.

З графіків видно, що до значення навантаження, яке складало 40 кН (0,07F_{Rd}) у плитах ПН-2-1 та ПН-2-3 та 60 кН (0,1F_{Rd}) у плиті ПН-2-2 прогини в

плитах зростали значно повільніше, ніж після цього рівня, що пояснюється впливом роботи бетону розтягнутої зони плити на величину її прогинів.

Вказані рівні навантаження можуть служити моментами утворення тріщин в розтягнутій зоні надколонної плити. Також аналізуючи графіки на рисунку 6.32 можна дійти висновку, що залежність прогинів від рівня навантаження носить прямо пропорційний характер. Тобто, залежність прогинів від навантаження на графіках лінійна, коли робоча арматура плити, що розташована в розтягнутій її зоні, працює пружно.

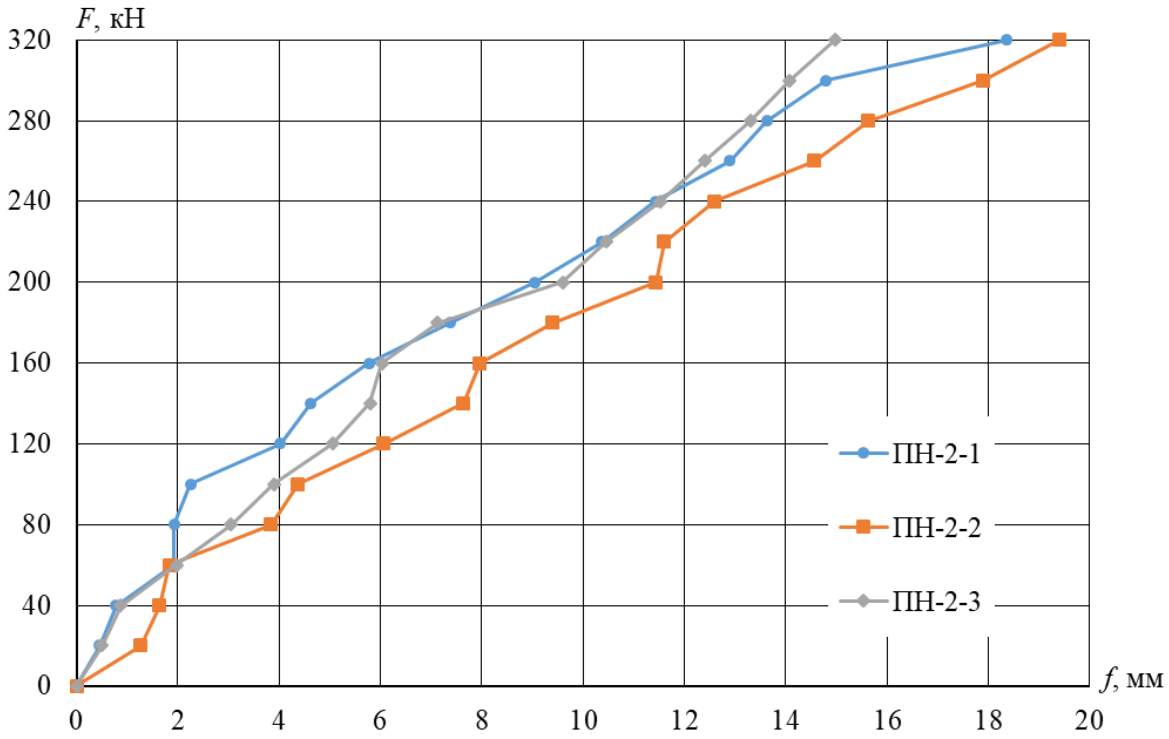


Рисунок 6.32 – Зростання загального прогину надколонних плит серії ПН-2 у процесі випробування

3 графіків (рис. 6.32) видно, що при рівні зовнішнього навантаження 280 кН ($0{,}5F_{Rd}$) прогини всіх дослідних зразків надколонних плит найбільш близькі за значеннями. Значення прогинів для плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 відповідно складають 13,9 мм (l / 209)та 14,9 мм (l / 195) та 13,9 мм (l / 209).

Максимальні заміряні прогини плит ПН-1, ПН-2 та ПН-3 при навантаженні 320 кН ($0{,}55F_{Rd}$), склали 18,2 мм (l / 159), 18,4 мм (l / 158) та 15,6 мм (l / 186) відповідно.

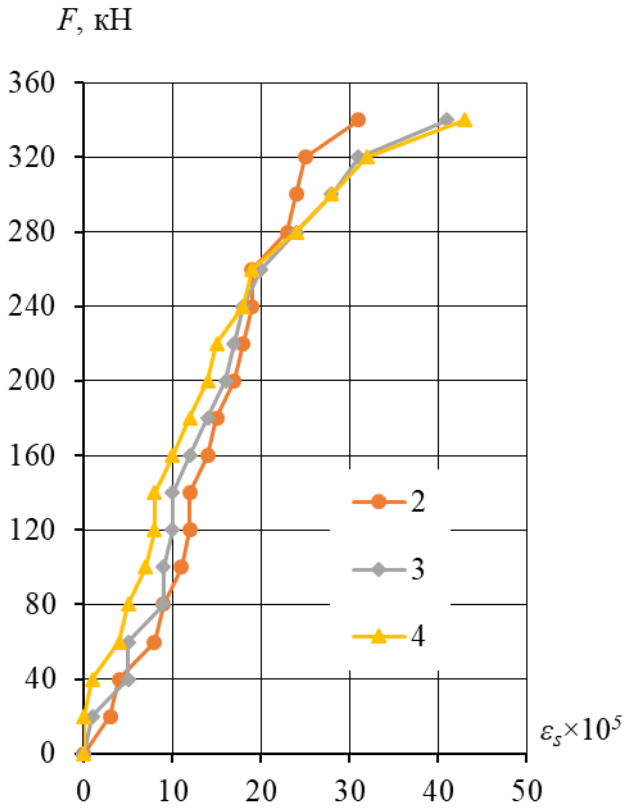
6.4.3.2 Деформації арматури

При проведенні експериментальних досліджень зразків надколонних плит згідно з прийнятою методикою вимірювання деформацій бетону та арматури проводилися на одній з чотирьох чвертей плити (рис. 6.29 – 6.30), оскільки плита симетрична відносно двох взаємно перпендикулярних осей симетрії, що проходять через центр ваги конструкції та через центри крайніх сторін квадратної плити. Це дозволяло в достатньому об'ємі вивчити особливості напружено-деформованого стану дослідних зразків, що випробовувалися.

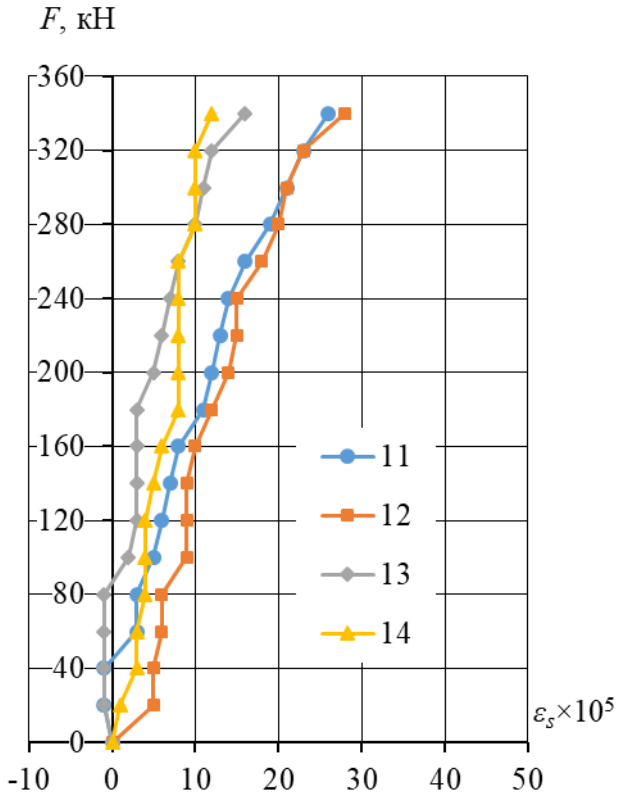
Закономірність розподілу деформацій простежується на графіках залежності деформацій ε_s розтягнутої арматури від значення зовнішнього завантаження F, побудованих за результатами експериментальних досліджень (рис. 6.33 – 6.35).

3 графіків (рис. 6.33 – 6.35) видно, що деформації арматури залежно від навантаження мали різні значення на різних ділянках. Від самого початку навантаження максимальні деформації спостерігались у перерізі 3-3, а при подальшому завантаженні ці деформації в діагональному напрямі (переріз 3-3) суттєво зростали і різниця між ними та деформаціями в поздовжньому й поперечному напрямах (перерізи 1-1 та 2-2) значно збільшувалась.

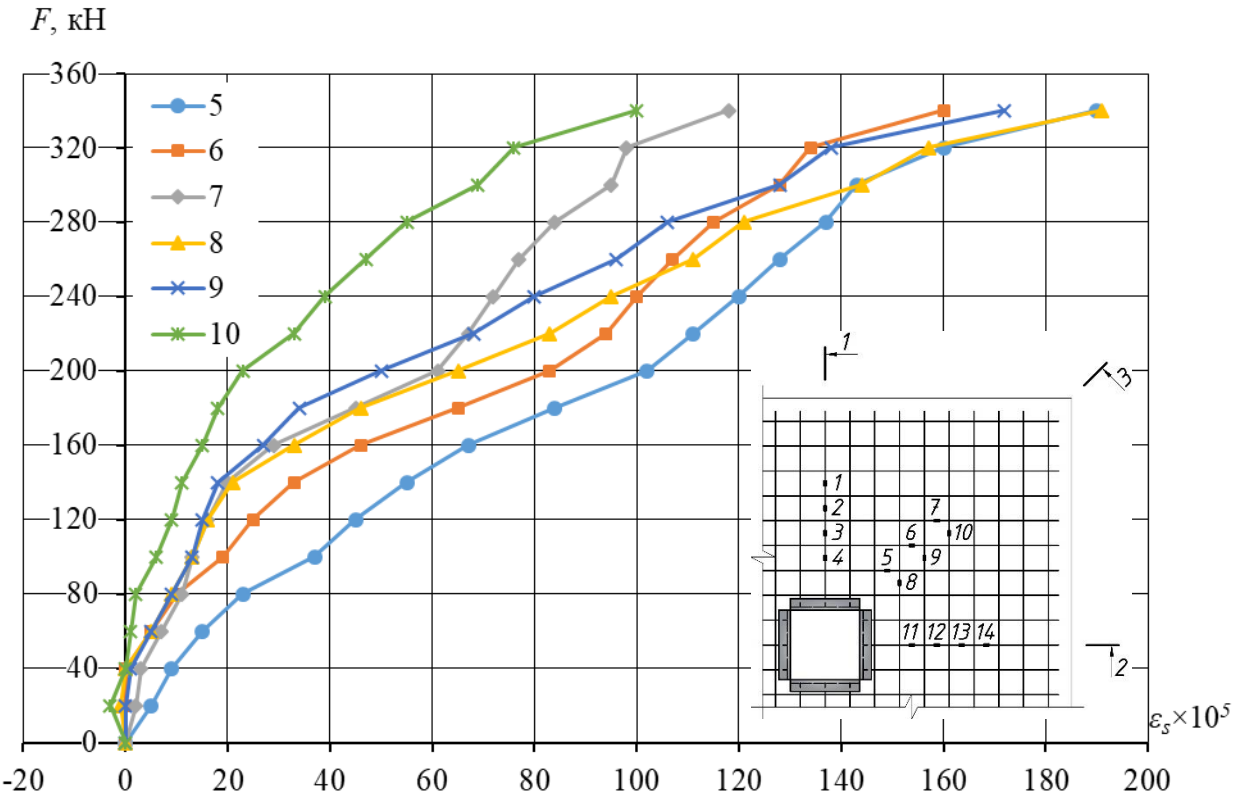
3 графіків на рисунках 6.33, *а, б* – 6.35, *а, б* випливає, що в перерізах 1-1 та 2-2 стержні працюють пропорційно відповідно до сприйнятого навантаження. При цьому значення їх деформацій складає у плиті ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0{,}55F_{Rd}$) – $10\cdot10^{-5}$ – $32\cdot10^{-5}$ ($0{,}03\varepsilon_{s0}$ – $0{,}1\varepsilon_{s0}$), у плиті ПН-2-2 при навантаженні 360 кН ($0{,}6F_{Rd}$) – $9\cdot10^{-5}$ – $37\cdot10^{-5}$ ($0{,}03\varepsilon_{s0}$ – $0{,}1\varepsilon_{s0}$), у плиті ПН-2-3 при навантаженні 400 кН ($0{,}7F_{Rd}$) – $3\cdot10^{-5}$ – $23\cdot10^{-5}$ ($0{,}03\varepsilon_{s0}$ – $0{,}08\varepsilon_{s0}$), де $\varepsilon_{s0} = \sigma_y / E_s = 600 / 210000 = 286\cdot10^{-5}$ – деформації арматури на межі текучості. Отже, можна зробити висновок про резерви економії цих стержнів.



а)

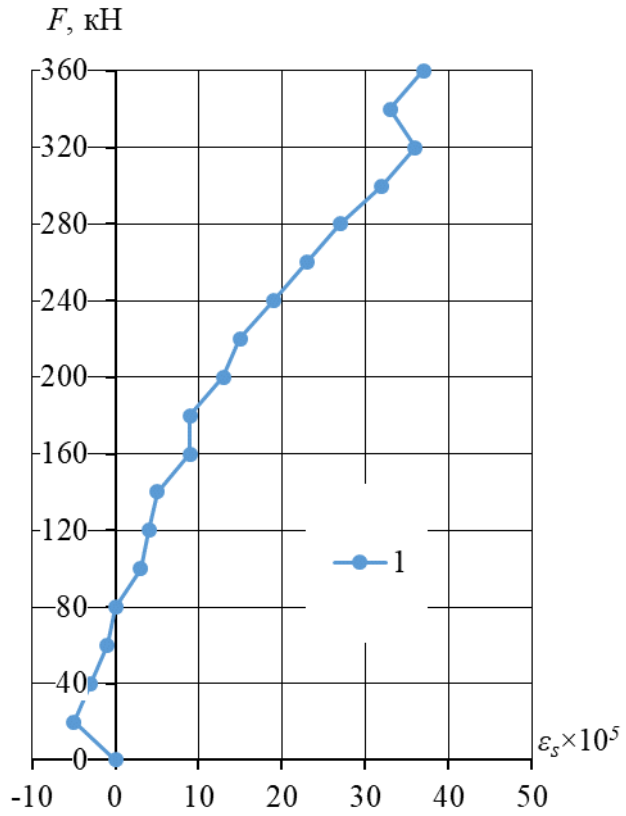


б)

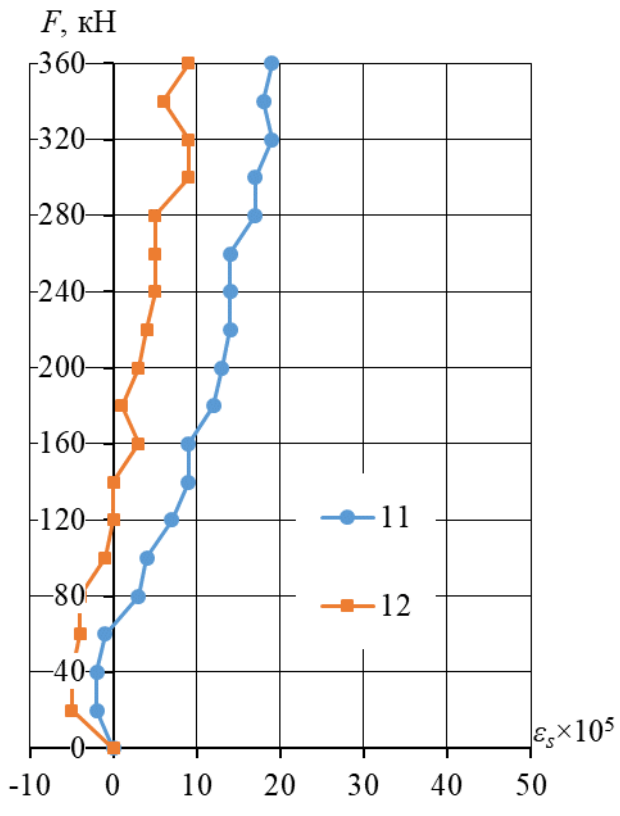


в)

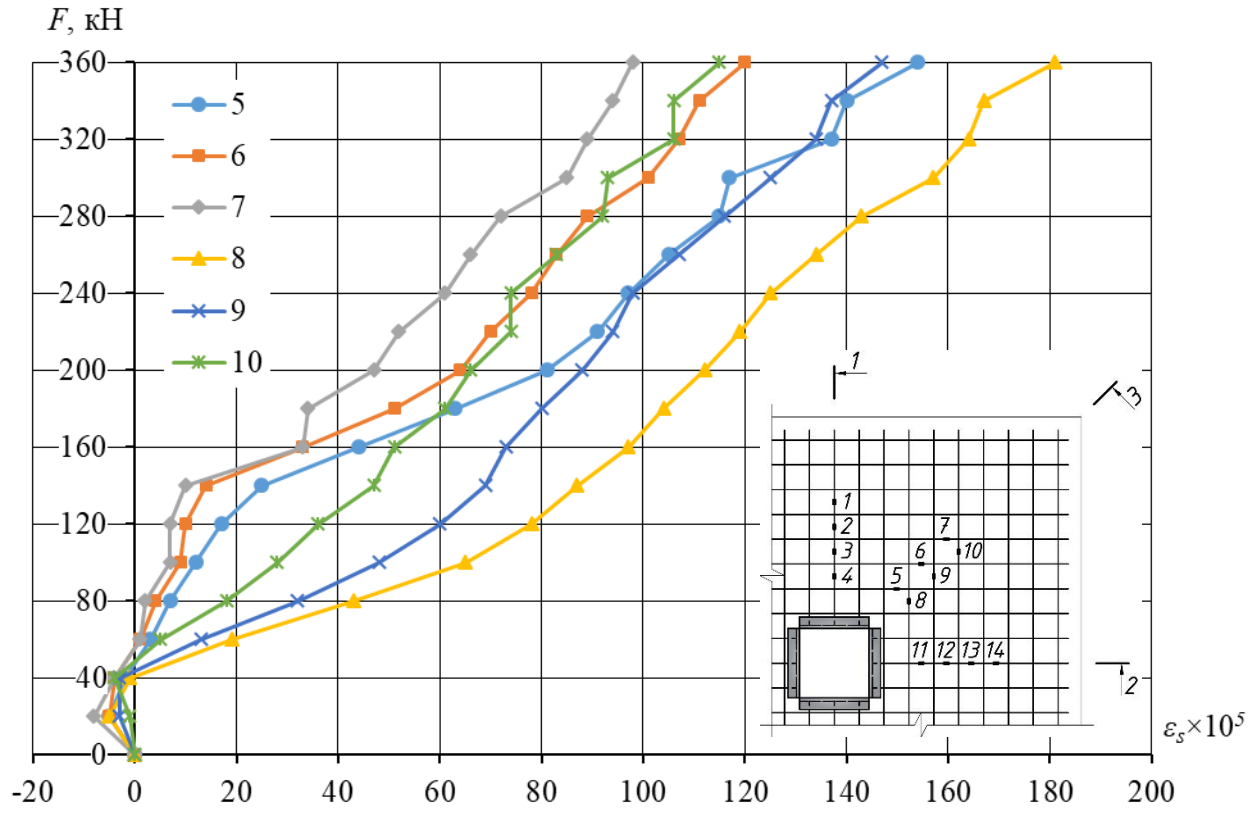
Рисунок 6.33 – Деформації робочої арматури надколонної плити ПН-2-1 у процесі завантаження: а) – в перерізі 1-1; б) – в перерізі 2-2; в) – в перерізі 3-3



а)

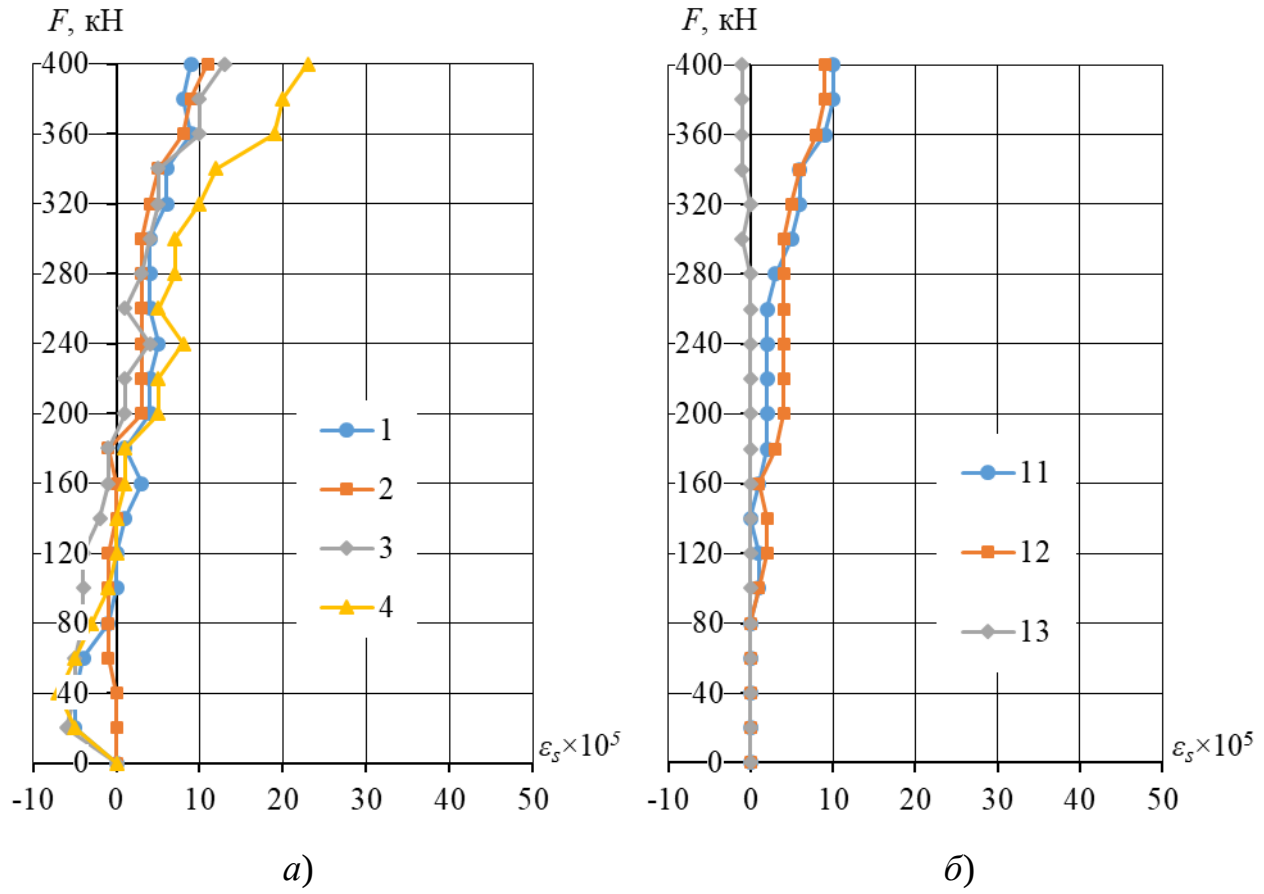


б)

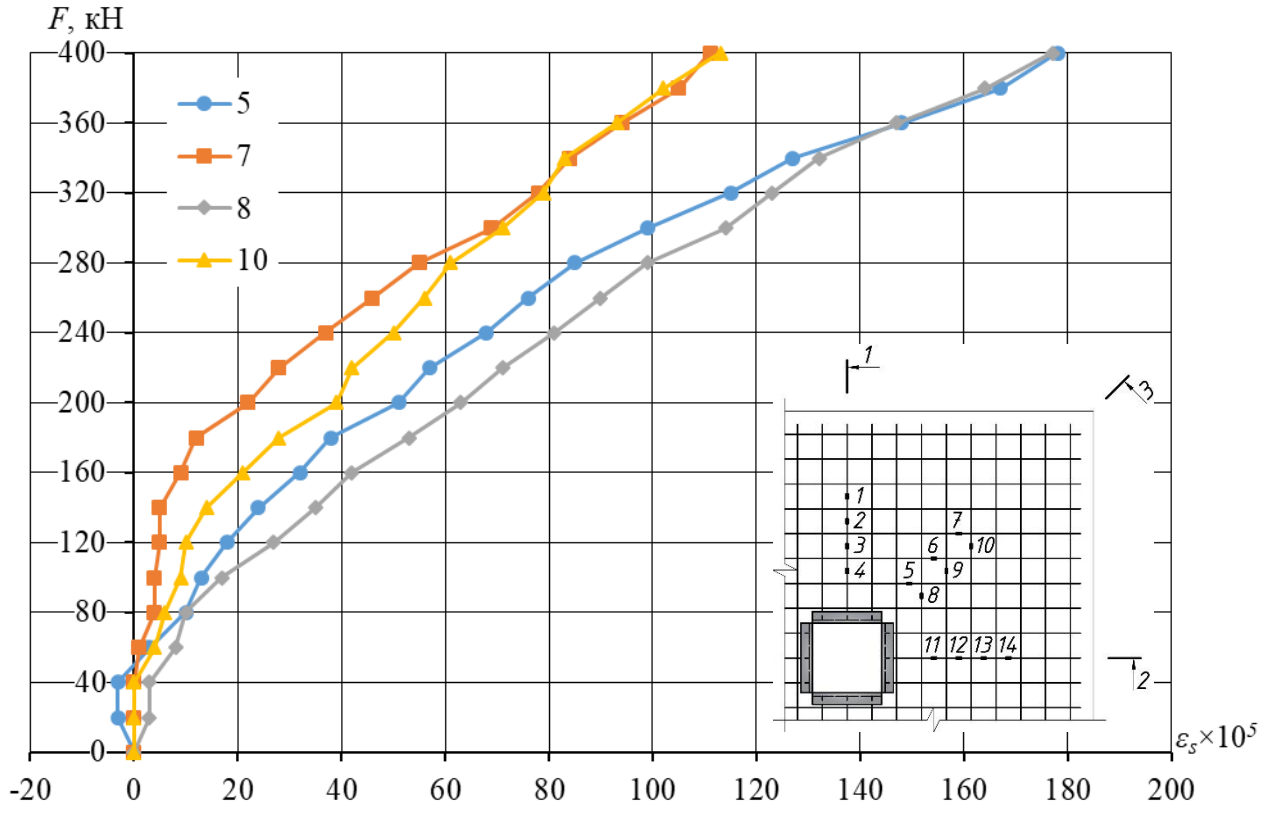


в)

Рисунок 6.34 – Деформації робочої арматури надколонної плити ПН-2-2 у процесі завантаження: а) – в перерізі 1-1; б) – в перерізі 2-2; в) – в перерізі 3-3



а) *б*)



в)

Рисунок 6.35 – Деформації робочої арматури надколонної плити ПН-2-3 у процесі завантаження: а) – в перерізі 1-1; б) – в перерізі 2-2; в) – в перерізі 3-3

Розглядаючи графіки деформацій арматури в перерізі 1-1 (рис. 6.33, *а* – 6.35, *а*) у місцях розташування датчиків 1 – 4 можна дійти до висновку, що з поступовим наближенням до обойми деформації стержнів розтягнутої зони плити зростають незначно. В той час в перерізі 3-3 (рис. 6.33, *в* – 6.35, *в*) спостерігається суттєве збільшення деформацій в міру наближення арматурних стержнів до обойми.

Графіки деформації арматурних стержнів у діагональному перерізі 3-3 (рис. 6.33, *в* – 6.35, *в*) до значення деформацій $20 \cdot 10^{-5}$ ($0{,}07\varepsilon_{s0}$, де $\varepsilon_{s0} = \sigma_y / E_s = 610 / 210000 = 290 \cdot 10^{-5}$ – деформації арматури на межі текучості). мають суттєво більший кут нахилу до горизонтальної вісі, ніж після досягнення цього значення, що свідчить по більш інтенсивне їх деформування в подальшому діапазоні. Це пояснюється початком утворення тріщин в розтягнутому бетоні. При цьому арматурні стержні досягали цих значень деформацій при різних значеннях зовнішнього навантаження від 70 кН до 170 кН. Найпершими досягали значень вказаних деформацій стержні, що розташовані найближче до отвору. Отже, можна спрогнозувати, що руйнування плити почнеться з досягнення межі текучості насамперед арматурними стержнями, котрі проходять навколо отвору плити.

Максимальне значення деформацій розтягу робочої арматури в діагональному перерізі 3 - 3 при навантаженні 320 кН ($0{,}55F_{Rd}$) склало у плиті ПН-2-1 – $160 \cdot 10^{-5}$ ($0{,}6\varepsilon_{s0}$), при навантаженні 360 кН ($0{,}6F_{Rd}$) у плиті ПН-2-2 – $181 \cdot 10^{-5}$ ($0{,}6\varepsilon_{s0}$), при навантаженні 400 кН ($0{,}7F_{Rd}$) у плиті ПН-2-3 – $178 \cdot 10^{-5}$ ($0{,}6\varepsilon_{s0}$), а мінімальне $76 \cdot 10^{-5}$ ($0{,}3\varepsilon_{s0}$), $98 \cdot 10^{-5}$ ($0{,}3\varepsilon_{s0}$), $111 \cdot 10^{-5}$ ($0{,}4\varepsilon_{s0}$) відповідно.

6.4.3.3 Деформації бетону

При проведенні експериментальних досліджень натурних надколонних плит ПН-2-1, ПН-2-2 та ПН-2-3 окрім деформацій арматури ε_s розтягнутої зони плити також вивчалися деформації бетону ε_c, розташованого в стиснутій зоні.

Викладена методика експериментальних досліджень забезпечувала визначення значень деформацій бетону на всіх ступенях завантаження. Від самого початку проведення експериментальних досліджень в ході завантаження дослідних зразків надколонних плит перекриття максимальні значення деформацій бетону стиснутої зони спостерігались в точках розташування датчиків 1– 4, 9 – 12 та 17 – 20 (рис. 6.36 – 6.44) відповідно у перерізах 1-1, 2-2, 3-3.

Аналізуючи характер графіків на рисунках 6.36 – 6.44, можна відмітити, що деформування бетону впоперек перерізів 1-1, 2-2 та 3-3 відбувалось більш інтенсивно, ніж у поздовжньому напрямі. Вказана різниця є характерною для всіх перерізів.

Максимальні значення деформацій стиску бетону в поперечному напрямі в перерізах 1-1, 2-2 та 3-3 склали:

– у плиті ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0{,}55F_{Rd}$) відповідно $64\cdot10^{-5}$ ($0{,}2\varepsilon_{cu1}$), $110\cdot10^{-5}$ ($0{,}3\varepsilon_{cu1}$) та $70\cdot10^{-5}$ ($0{,}2\varepsilon_{cu1}$);

– у плиті ПН-2-2 при навантаженні 360 кН ($0{,}6F_{Rd}$) відповідно $52\cdot10^{-5}$ ($0{,}1\varepsilon_{cu1}$), $89\cdot10^{-5}$ ($0{,}3\varepsilon_{cu1}$) та $84\cdot10^{-5}$ ($0{,}2\varepsilon_{cu1}$);

– у плиті ПН-2-3 при навантаженні 400 кН ($0{,}7F_{Rd}$) відповідно $102\cdot10^{-5}$ ($0{,}3\varepsilon_{cu1}$), $110\cdot10^{-5}$ ($0{,}3\varepsilon_{cu1}$) та $96\cdot10^{-5}$ ($0{,}3\varepsilon_{cu1}$), де $\varepsilon_{cu1} = 350\cdot10^{-5}$ – граничні значення деформацій бетону класу С25/30 за [210].

Максимальні значення деформацій стиску бетону в поздовжньому напрямі в перерізах 1-1, 2-2 та 3-3 склали:

– у плиті ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0{,}55F_{Rd}$) відповідно $29\cdot10^{-5}$ ($0{,}08\varepsilon_{cu1}$), $23\cdot10^{-5}$ ($0{,}07\varepsilon_{cu1}$) та $30\cdot10^{-5}$ ($0{,}08\varepsilon_{cu1}$),

– у плиті ПН-2-2 при навантаженні 360 кН ($0{,}6F_{Rd}$) відповідно $17\cdot10^{-5}$ ($0{,}05\varepsilon_{cu1}$), $10\cdot10^{-5}$ ($0{,}03\varepsilon_{cu1}$) та $9\cdot10^{-5}$ ($0{,}03\varepsilon_{cu1}$),

– у плиті ПН-2-3 при навантаженні 400 кН ($0{,}7F_{Rd}$) відповідно $23\cdot10^{-5}$ ($0{,}07\varepsilon_{cu1}$), $22\cdot10^{-5}$ ($0{,}07\varepsilon_{cu1}$) та $18\cdot10^{-5}$ ($0{,}05\varepsilon_{cu1}$).

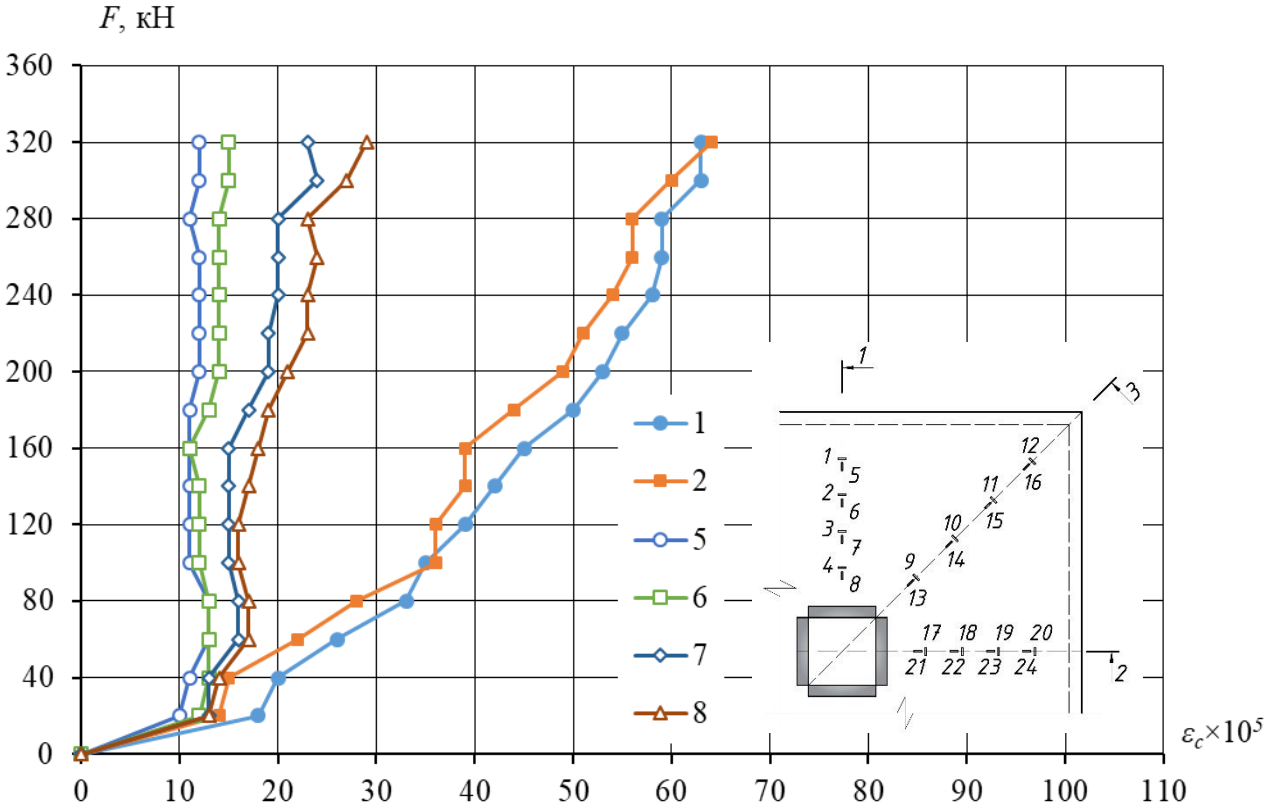


Рисунок 6.36 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-1 в перерізі 1-1 у процесі завантаження

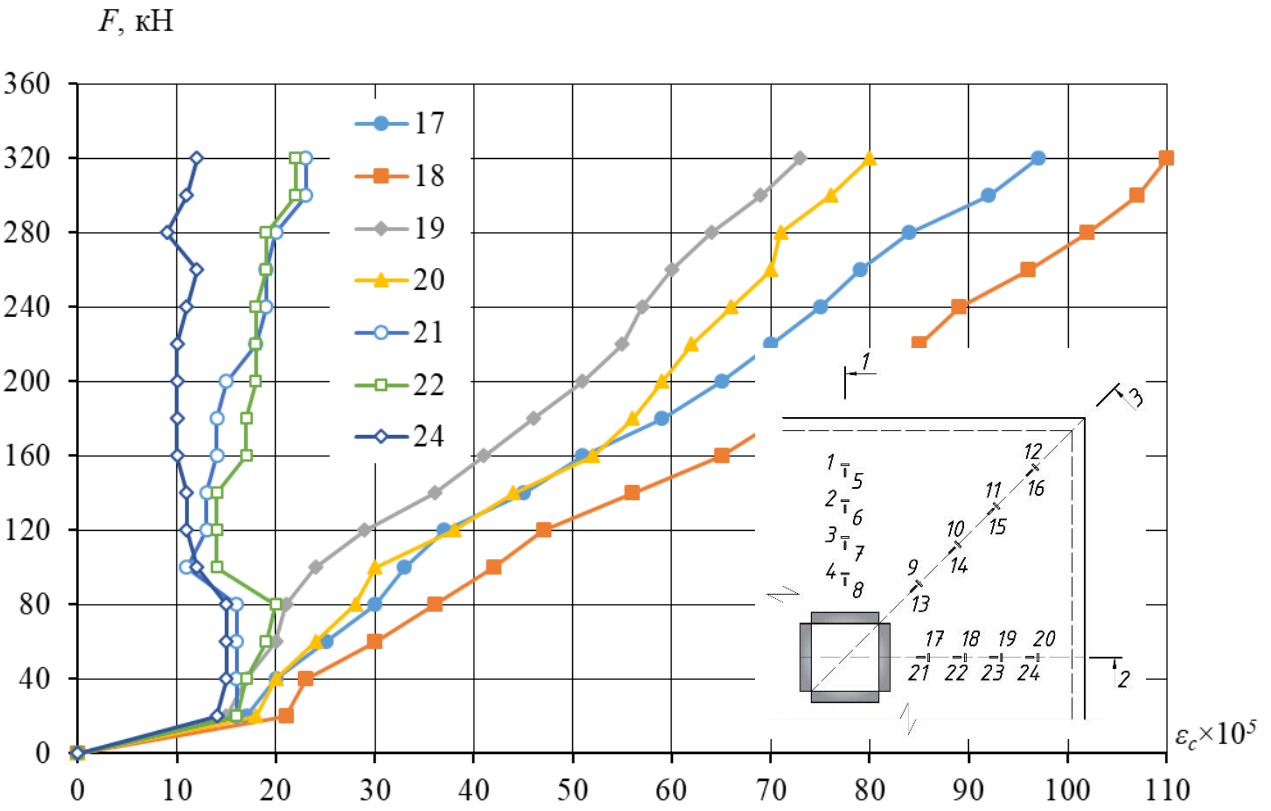


Рисунок 6.37 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-1 в перерізі 2-2 у процесі завантаження

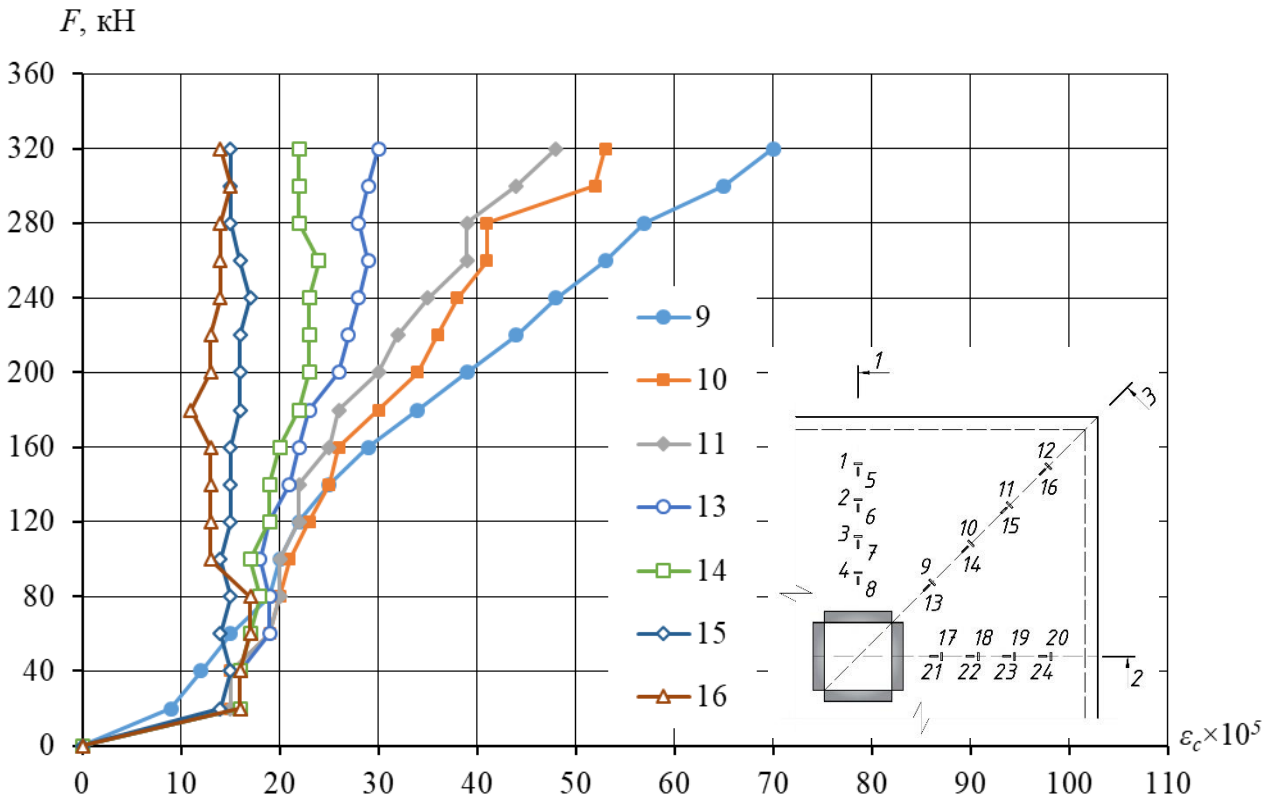


Рисунок 6.38 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-1 в перерізі 3-3 у процесі завантаження

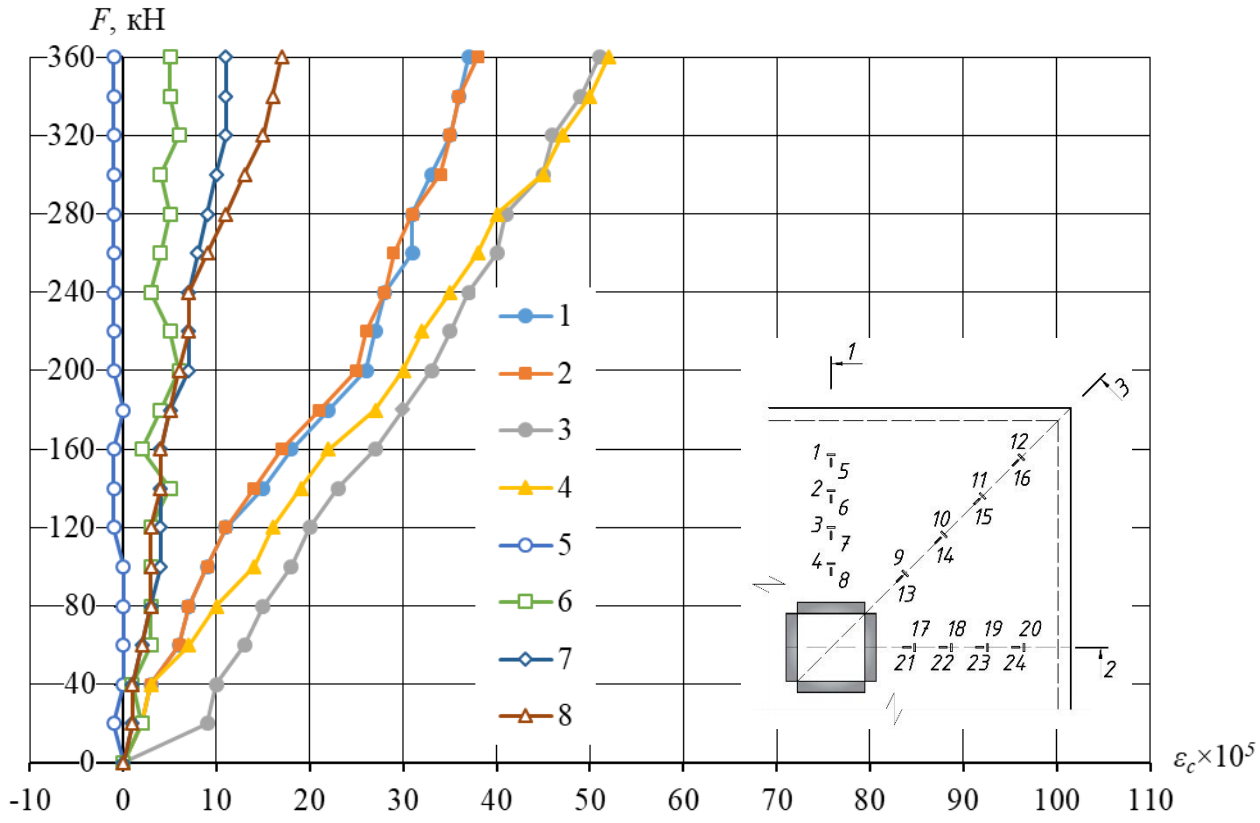


Рисунок 6.39 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-2 в перерізі 1-1 у процесі завантаження

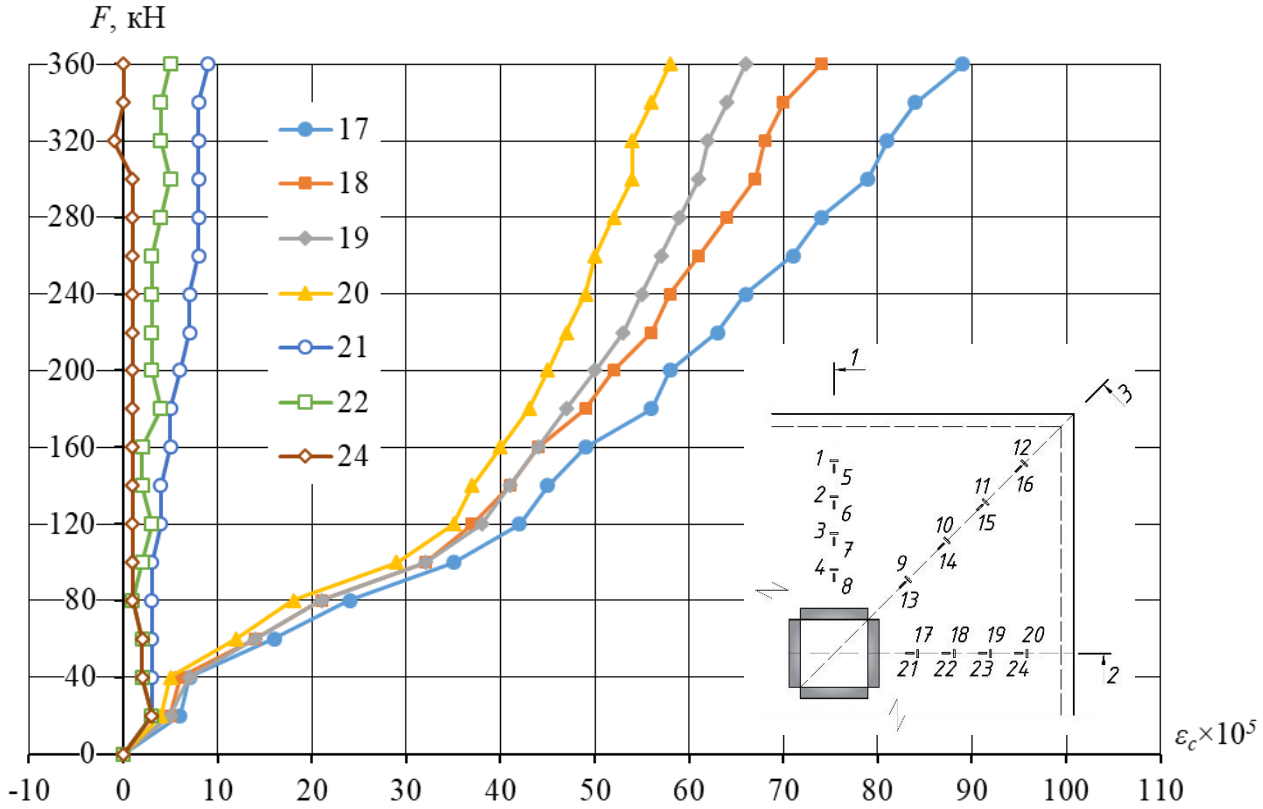


Рисунок 6.40 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-2 в перерізі 2-2 у процесі завантаження

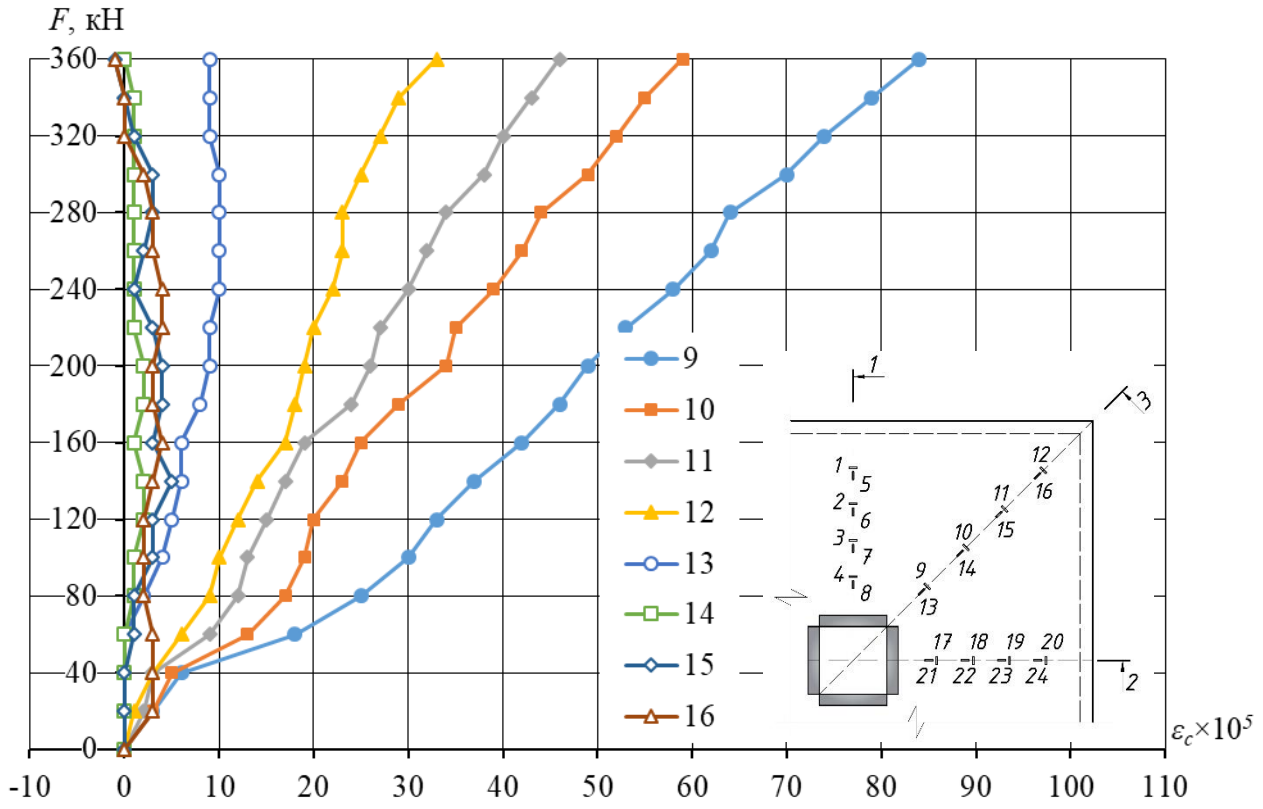


Рисунок 6.41 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-2 в перерізі 3-3 у процесі завантаження

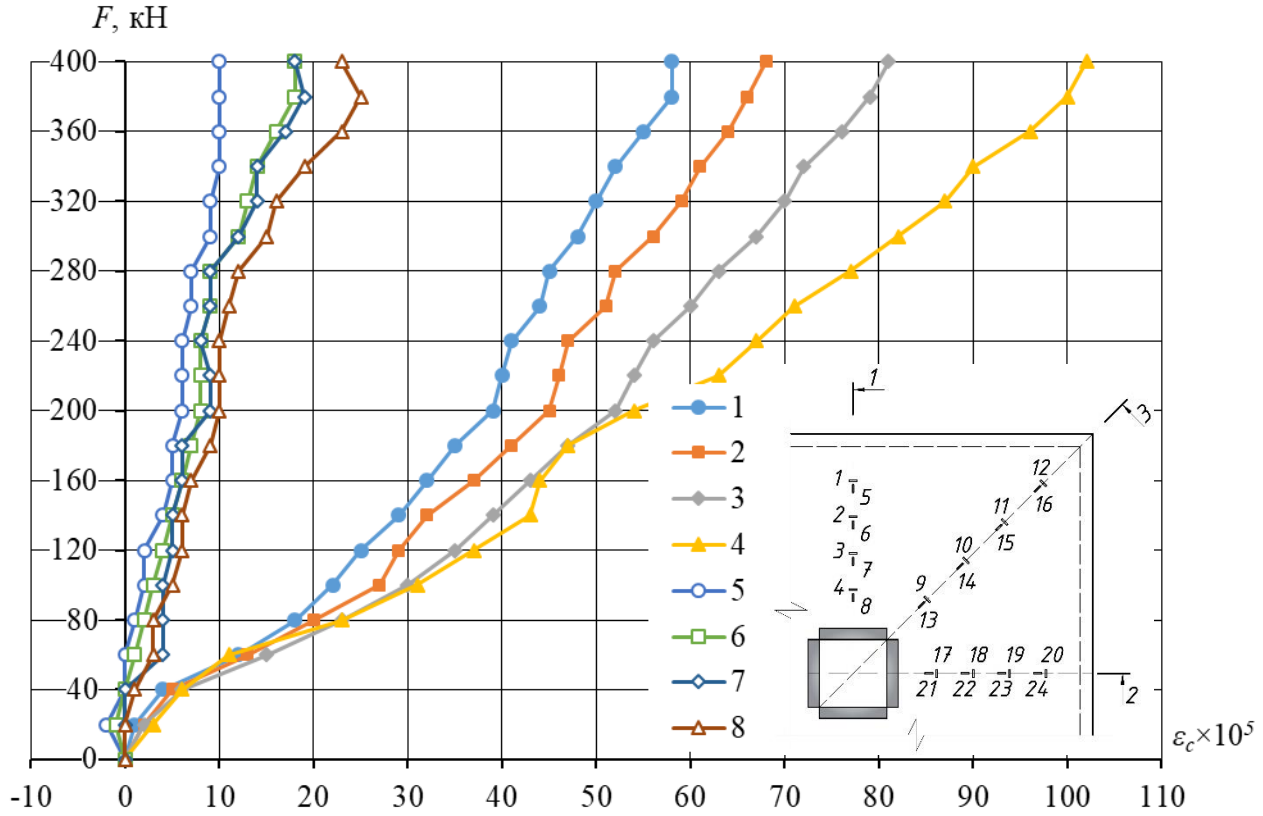


Рисунок 6.42 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-3 в перерізі 1-1 у процесі завантаження

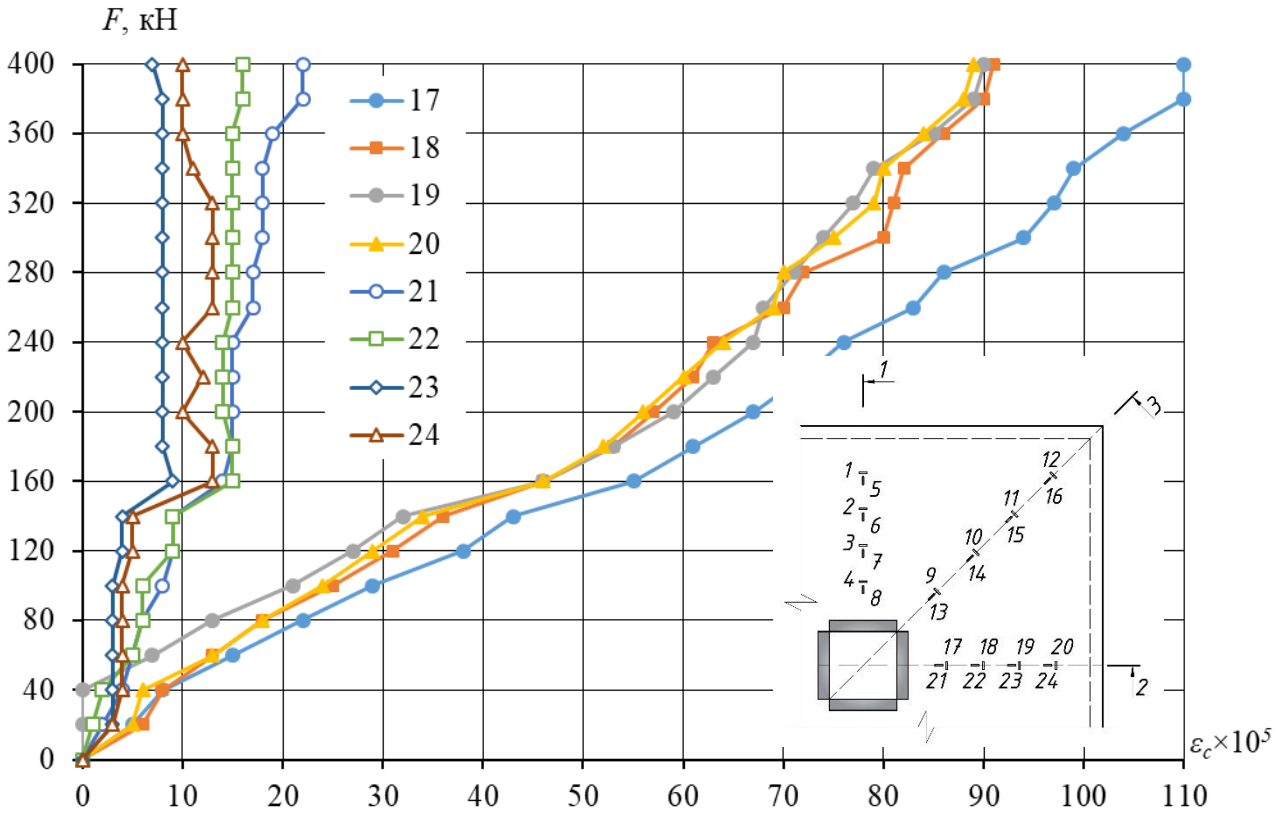


Рисунок 6.43 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-3 в перерізі 2-2 у процесі завантаження

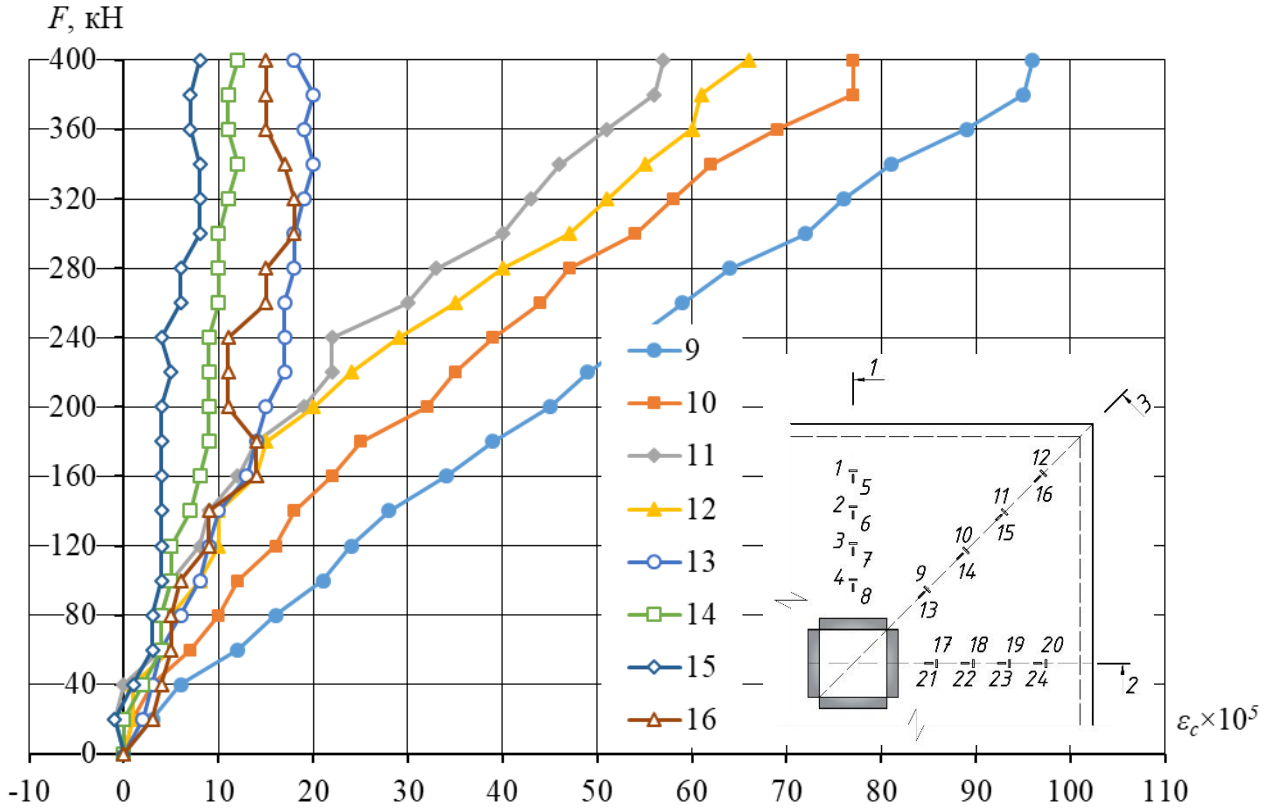


Рисунок 6.44 – Деформації бетону надколонної плити ПН-2-3 в перерізі 3-3 у процесі завантаження

Таким чином, різниця між деформаціями в поперечному та поздовжньому напрямах для всіх плит коливалась в перерізі 1-1 від 69% до 82%, в перерізі 2-2 від 79% до 93%, в перерізі 3-3 від 64% до 84%.

Розглядаючи графіки деформацій бетону за датчиками, що перпендикулярні перерізу, можна дійти висновку, що з поступовим наближенням до монтажного отвору значення фіброві деформацій бетону стиснутої зони плити суттєво зростають. При цьому в поздовжньому напрямі (за датчиками, розташованими вздовж перерізів) ця тенденція значно меш виражена.

6.4.3.4 Схема зламу дослідних зразків

Порівнюючи графіки деформацій стиснутого бетону та розтягнутої арматури, слід відмітити, що в бетоні розподіл деформацій в перерізах 1-1, 2-2 та 3-3 не має суттєвої різниці на відміну від арматури, в якій деформації в перерізі 3-3 суттєво більші порівняно з деформаціями в перерізах 1-1 та 2-2. Вказана тенденція наочно продемонстрована при побудові полей розподілу деформацій по площі дослідних плит за результатами експериментальних досліджень (рис. 6.45 – 6.46).

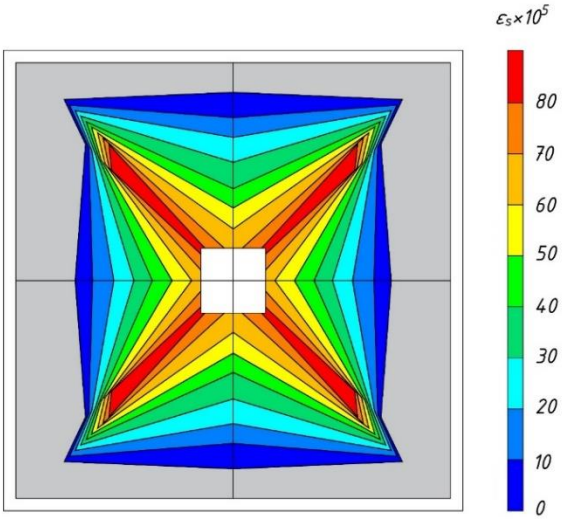


Рисунок 6.45 – Експериментальні ізополя деформацій робочої розтягнутої арматури надколонної плити ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0{,}55F_{Rd}$)

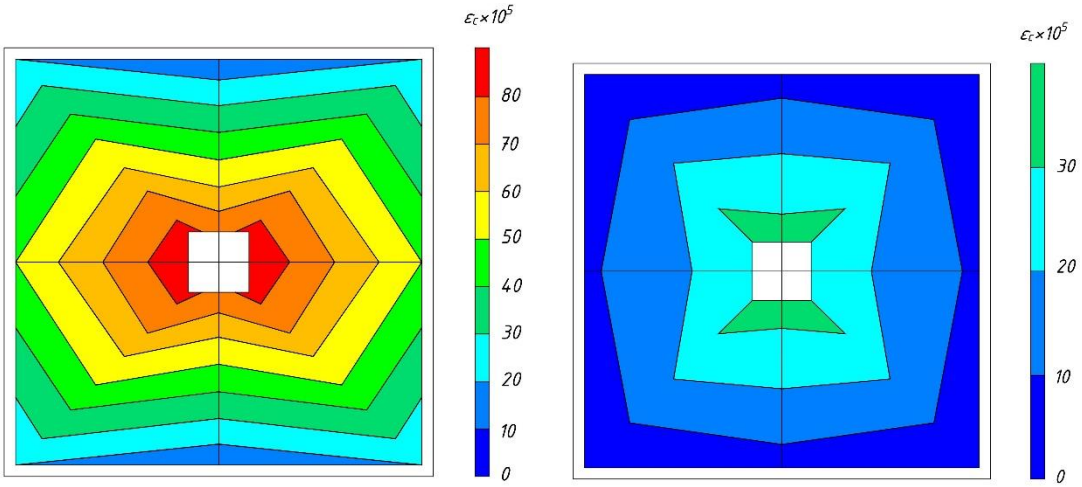


Рисунок 6.46 – Експериментальні ізополя деформацій стиснутого бетону надколонної плити ПН-2-1 при навантаженні 320 кН ($0{,}55F_{Rd}$)

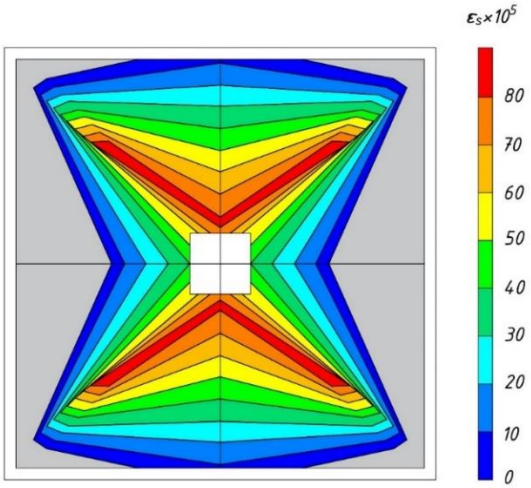


Рисунок 6.47 – Експериментальні ізополя деформацій робочої розтягнутої арматури надколонної плити ПН-2-2 при навантаженні 360 кН ($0{,}6F_{Rd}$)

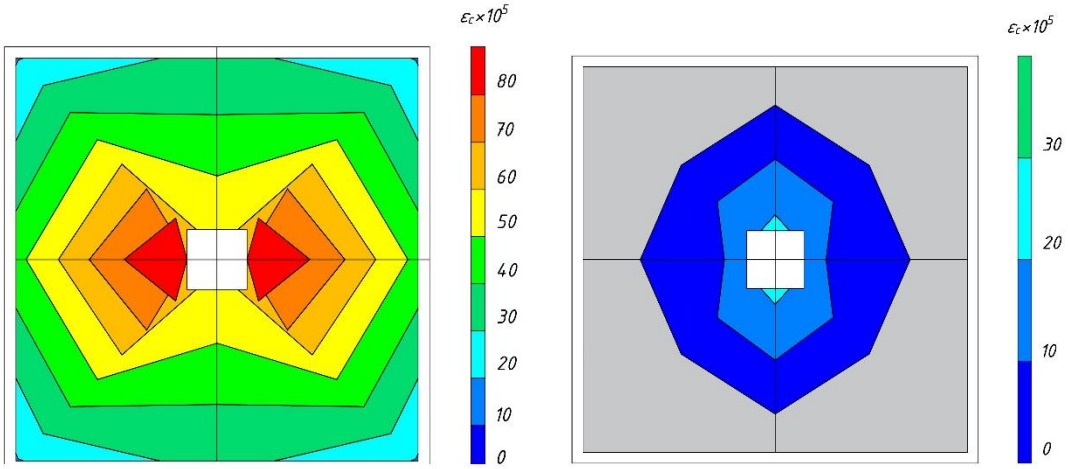


Рисунок 6.48 – Експериментальні ізополя деформацій стиснутого бетону надколонної плити ПН-2-2 при навантаженні 360 кН ($0{,}6F_{Rd}$)

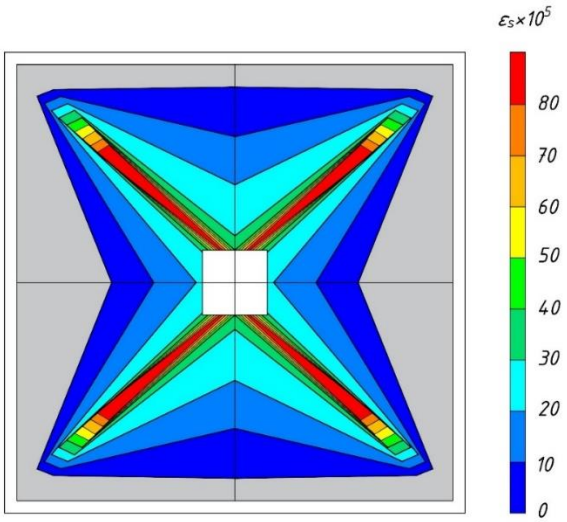


Рисунок 6.49 – Експериментальні ізополя деформацій робочої розтягнутої арматури надколонної плити ПН-2-3 при навантаженні 400 кН ($0{,}7F_{Rd}$)

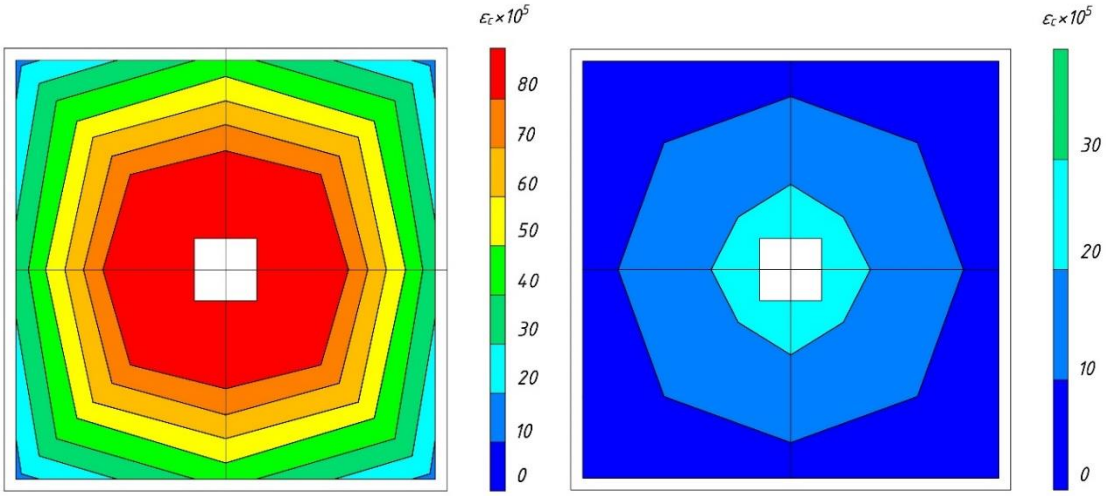


Рисунок 6.50 – Експериментальні ізополя деформацій стиснутого бетону надколонної плити ПН-2-3 при навантаженні 400 кН ($0{,}7F_{Rd}$)

На рисунках 6.45 – 6.46 проілюстровано, що надколонні плити ПН-2 при роботі у складі перекриття мають найбільші значення деформацій розтягнутої арматури в діагональних напрямах. В момент руйнування вздовж діагоналей плити утворюватимуться лінійні пластичні шарніри, котрі характеризуються досягненням межі текучості в розтягнутій арматурі.

Явище текучості, котре розпочалось в найбільш напружених місцях плити – навколо монтажного отвору – при збільшенні навантаження розповсюджуватиметься на всю арматуру вздовж її діагоналей, утворюючи лінії вздовж яких згинальний момент досягає граничного значення. При цьому плита членується на окремі диски, з’єднані між собою діагональними пластичними шарнірами, що відповідає прийнятій схемі зламу надколонної плити (3.3) при її розрахунку за кінематичним способом методу граничної рівноваги.

Також, слід відмітити, що плита працює у двох напрямах, тобто бетон стиснутої зони зазнає плоского двоосьового стиску. Цей аспект не враховується повною мірою в розрахунках її несучої здатності. Врахування дійсного напружено-деформованого стану надколонної плити безкапітельно-безбалкового перекриття дасть можливість більш економно використовувати робочу арматуру для забезпечення міцності конструкції перекриття.

6.4.3.5 Зміна положення нейтральної лінії в процесі завантаження

Однією з поставлених задач при проведенні експерименту була задача дослідити зміну положення нейтральної лінії в процесі завантаження надколонної плити. Це стало можливим завдяки побудованим графікам на рисунку 6.51.

Як видно з рисунку 6.51, зі збільшенням навантаження стиснута зона бетону зменшувалась, а нейтральна лінія рухалась паралельно у напрямі найбільш стиснутої грані. Цей процес максимально інтенсивно відбувався до значення зовнішнього навантаження 160 кН ($0{,}3F_{Rd}$), при подальшому збільшенні навантаження він суттєво сповільнювався, а після досягнення значення 280 кН ($0{,}5F_{Rd}$) майже зупинявся.

На основі наведеного, можна дійти висновку, що значення висоти стиснутої зони, отримані з експерименту при навантаженнях $0{,}55F_{Rd}$, $0{,}6F_{Rd}$ та $0{,}7F_{Rd}$ (рис. 6.51) для плит ПН-1, ПН-2 та ПН-3 відповідно є досить близькими до значення висоти стиснутої зони в момент руйнування. При цьому слід відмітити, що згідно з розрахунком за кінематичним способом методу граничної рівноваги (3.3) розрахункова висота стиснутої зони бетону становить x = 43 мм.

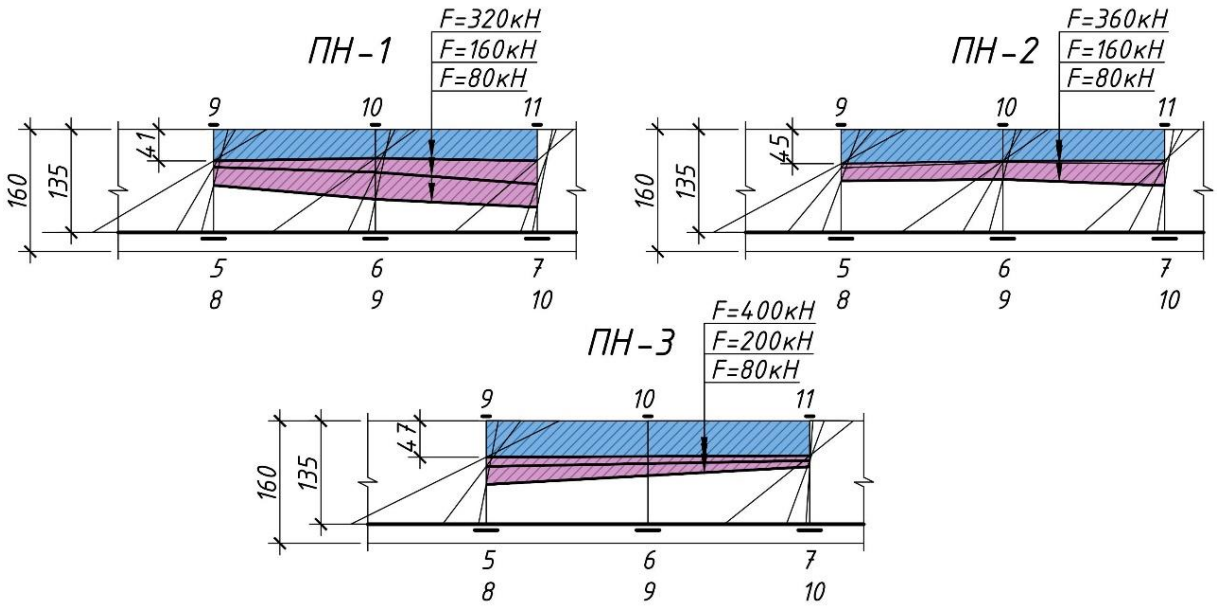


Рисунок 6.51 – Зміна положення нейтральної лінії надколонних плит ПН-2 у діагональному напрямі в процесі завантаження

6.5 Експериментальне дослідження залізобетонних колон на косий стиск

При виготовленні експериментальних колон ураховувалося, що міцність і напружено-деформований стан елемента в першу чергу залежать від таких факторів, як: кількість й розміщення робочої арматури в стиснутій та розтягнутій зонах, фізико-механічні властивості матеріалів, ексцентриситет прикладання навантаження.

Основними задачами при проведенні експериментальних досліджень були:

– визначення положення нейтральної лінії в перерізі колони на кожному ступені завантаження;

– встановлення форми стиснутої зони в перерізі колони в момент руйнування;

– дослідження характеру руйнування дослідних зразків при різних формах стиснутої зони бетону;

– визначення деформацій у найбільш стиснутій фібрі бетону нормального перерізу при різних ступенях і схемах завантаження;

– визначення несучої здатності колон при їх косому стисканні.

До початку виготовлення дослідних зразків було проведено підбір складу бетонної суміші. В якості крупного та дрібного заповнювача використовувався гранвідсів. Застосований гранітний відсів фракцією 0/5. Було підібрано таке співвідношення компонентів цемент : гранвідсів : вода – 1:3:0,5.

При підборі ключовим показником була міцність бетону на стиск, що визначалася випробуваннями бетонних кубиків розміром 150×150×150 мм на стиск у пресі ПГ-125.

6.5.1 Конструкція дослідних зразків колон

Було виготовлено 10 зразків залізобетонних колон прямокутного профілю з дрібнозернистого бетону. Усі експериментальні колони мали висоту 1 м та проектні розміри поперечного перерізу 125×125 мм. Ці розміри відповідають

розмірам колон безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель (висота 3,2 м, переріз 400×400 мм) у масштабі 1:3. Конструкція експериментальних зразків наведена на рисунку 6.52. Характеристики бетону та арматури, використаних для виготовлення експериментальних колон, вказані в таблиці 6.7.

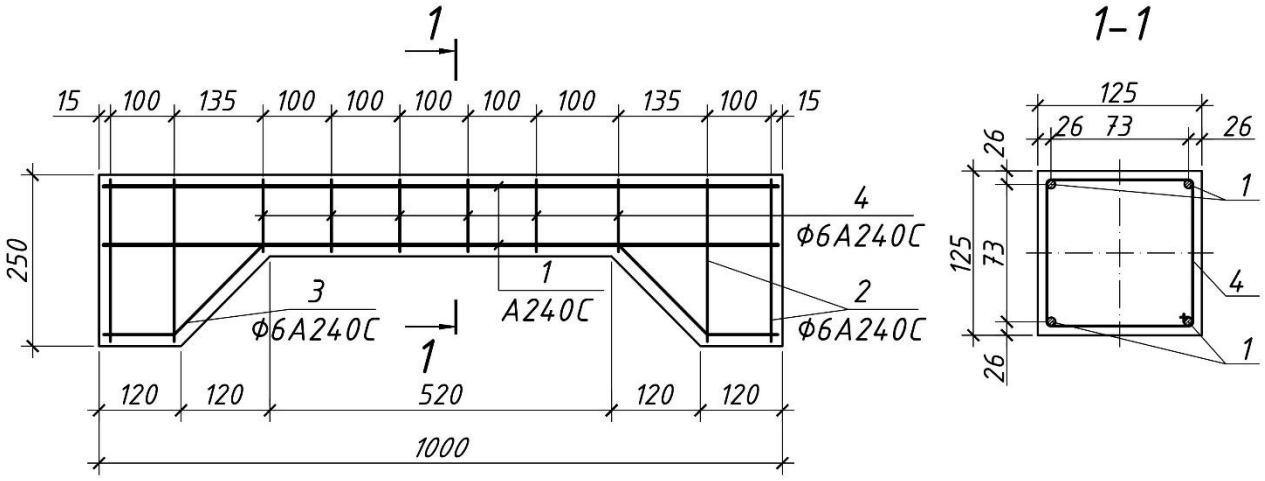


Рисунок 6.52 – Конструкція та схема армування дослідних зразків колон:
1 – поздовжня робоча арматура

Таблиця 6.7 – Характеристики експериментальних зразків колон (рис. 6.53)

Шифр зразка	Ексцентриситети (рис. 6.58)		Бетон	Арматура класу А240С					
				Робоча (поз.1)			Конструктивна		
	e_b, мм	e_h, мм	f_{cm}, МПа	Ø, мм	σ_y, МПа	E_s, МПа	Ø, мм	σ_y, МПа	E_s, МПа
К-1-1	15	30	15,7	8	285	210000	6	256	210000
К-1-2	10	20	15,7	8	285	210000	6	256	210000
К-1-3	30	15	15,7	8	285	210000	6	256	210000
К-2-1	10	30	15,7	10	278	210000	6	256	210000
К-2-2	30	40	15,7	10	278	210000	6	256	210000
К-2-3	0	20	15,7	10	278	210000	6	256	210000
К-2-4	0	50	15,7	10	278	210000	6	256	210000
К-3-1	15	30	15,7	12	328	210000	6	256	210000
К-3-2	10	20	15,7	12	328	210000	6	256	210000
К-3-3	10	30	15,7	12	328	210000	6	256	210000

Дослідні колони поділені на три серії залежно від діаметра поздовжньої робочої арматури (рис. 6.52, позиція 1). Для виготовлення каркасів в якості

робочої повздовжньої арматури, використовувалася арматура класу А240С діаметрами 8 та 10 мм та конструктивна арматура класу А240С діаметром 6 мм.

Робоча та конструктивна арматура зразків з'єднувалася між собою за допомогою в'язального дроту у просторові в'язані каркаси (рис. 6.53, *а*).



а) *б*)

Рисунок 6.53 – В'язані арматурні каркаси (*а*) з наклеєними тензорезисторами (*б*)

З метою визначення фізико-механічних характеристик арматури при виготовленні каркасів від кожного робочого арматурного стержня відрізалися зразки довжиною 600 мм, котрі потім випробовувались для отримання межі текучості арматурної сталі.

Після виготовлення каркасів на робочі поздовжні арматурні стержні в середній їх частині з діаметрально протилежних сторін наклеювалися електротензодатчики опору з базою 20 мм. Їх наклеювання виконувалося із застосуванням клею БФ-2 з виконанням всіх рекомендацій щодо виконання таких робіт. Тензодатчики наклеювалися після обробки поверхні: зачищення наждаком, промивки розчинником, ґрунтування тонким шаром клею.

Після припаювання датчиків до комутаційних проводів виконувалося їх покриття епоксидною смолою, чим була забезпечена надійна гідро- та електроізоляція (рис. 6.53, *б*).

Перед бетонування металеві форми змащувалися мастилом для металевих опалубок для полегшення розпалублення зразків.

Бетонування колон здійснювалося в лабораторних умовах. З одного замісу виготовлялось 10 колон, а також 3 призми розмірами 150×150×600 мм. Призми використовувались в подальшому для визначення фізико-механічних характеристик бетону за [452].

Дрібнозерниста бетонна суміш для колон виготовлялась в лабораторних умовах за допомогою бетонозмішувача. В якості в'яжучої речовини застосовувався портландцемент марки М400 виготовлений на заводі в м. Івано-Франківськ. В якості дрібного та крупного заповнювача використаний гранвідсів фракції 0 – 5 мм. Після вкладання бетонної суміші в металеву опалубку (рис. 6.54, *а*), вона ущільнювалась глибинним вібратором.

Забетоновані зразки витримувалися 28 діб в металевій опалубці в умовах природного твердіння у вологому стані. Колони, що досягли віку 30 – 40 діб, готувалися до випробування.

Після просушування зразків колон на бетон у зоні можливого руйнування по всьому периметру перерізу колон наклеювались тензорезистори за базою 50 мм (рис. 6.54, *б*). Попередньо поверхня бетону була відшліфована, знежирена розчинником і проґрунтована клеєм БФ-2. Схема розташування тензодатчиків на бетоні та арматурі наведена на рис. 6.55.



а) *б*)

Рисунок 6.54 – Загальний вигляд опалубки підчас ущільнення бетону вібратором (а) та дослідні зразки колон з наклеєними тензорезисторами (б).

Слід відмітити, що зовнішня поверхня колон за рахунок застосування дрібнозернистого бетону та його ретельного ущільнення була однорідною з мінімальною кількістю пор і каверн. Отже, використання такого бетону в конструкціях мінімізує витрати на їх опорядження.

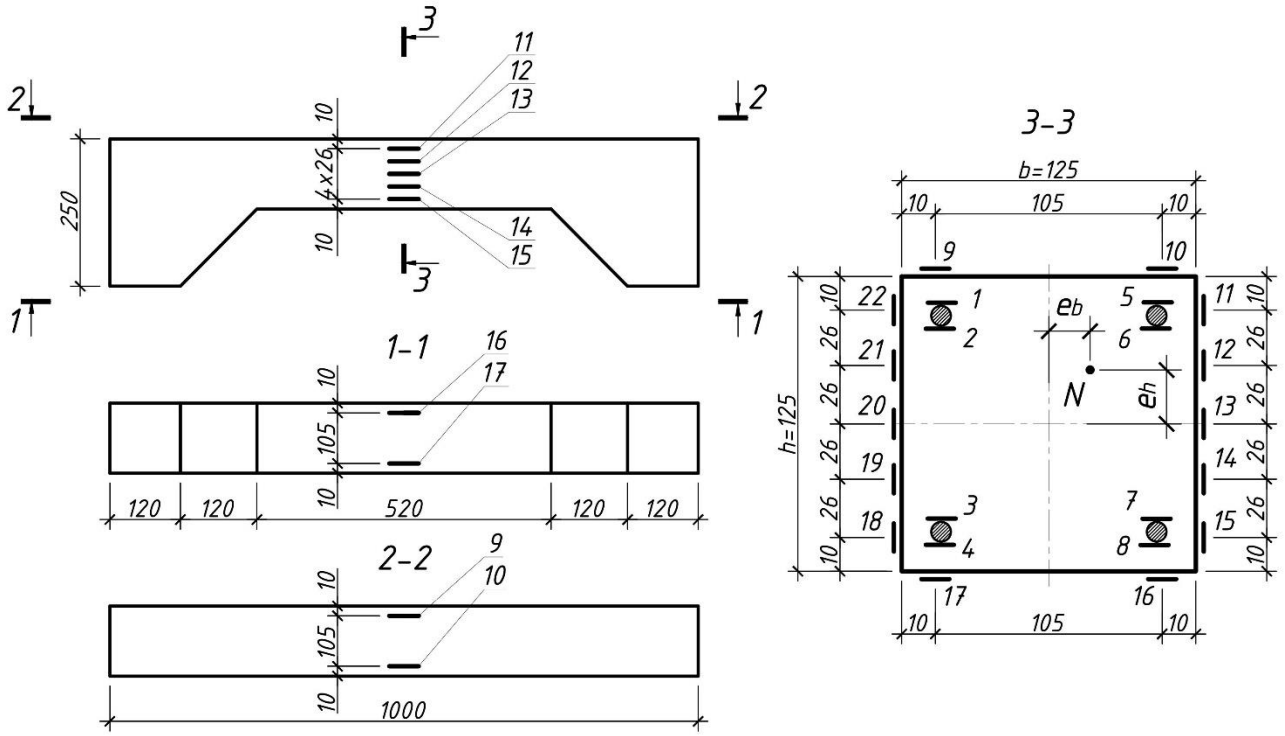


Рисунок 6.55 – Схема розміщення тензорезисторів на дослідних зразках колон

6.5.2 Фізико-механічні характеристики арматурної сталі та бетону

Для визначення фізико-механічних характеристик арматурної сталі використовувались раніше заготовлені зразки довжиною 600 мм, відрізані від кожного робочого та конструктивного поздовжнього стрижня.

Випробування зразків арматури на розтяг здійснювали на сертифікованому пресі ГМС-50, шкала силовимірювача 100 кН. В результаті випробувань визначалася межа текучості арматурної сталі. Розкид значень був невеликим, адже арматурні стержні були вирізані з однієї партії. Середні дані за результатами випробування трьох зразків наведені в таблиці 6.6.

Для визначення властивостей бетону проводились випробування бетонних призм безпосередньо перед випробуванням колон. Дослідження проводились на

гідравлічному пресі 2ПГ-125. Шкала силовимірювача – 490 кН. Для призм визначалися: відносні деформації бетону ε_c на різних ступенях завантаження, модуль пружності бетону E_{cm} та призмова міцність f_{cm}. Навантаження на зразок передавалося ступенями 1/10…..1/15 від руйнівного. Швидкість завантаження підтримувалася постійною – по 5 хвилин на ступінь.

Призмова міцність бетону при випробуванні призм визначена за фактичними значеннями експериментальних величин в момент руйнування зразка. Результати випробувань наведені в таблиці 6.7.

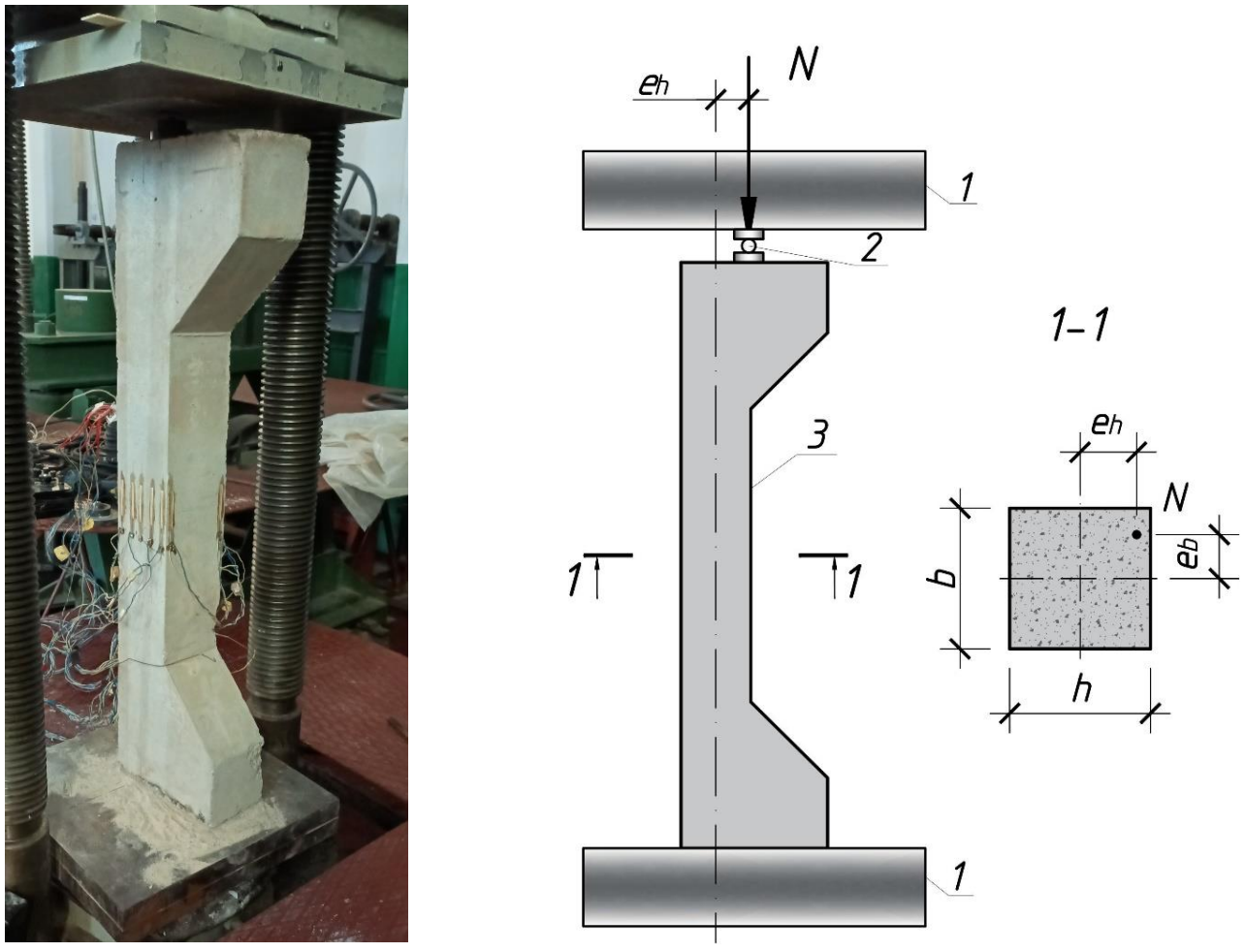
6.5.3 Методика проведення експериментальних досліджень колон

Випробування експериментальних зразків колон на дію косого стиску здійснювалося на гідравлічному пресі ПГ-125. Перед проведенням випробувань колона установлювався на робочу плиту преса, центрувалася по геометричній осі, а у верхній частині колоні встановлювався шарнір, який передавав силу з двома ексцентриситетами відносно осей інерції перерізу колони. Виконувалось тарування шкали преса подачею мастила в поршень робочої плити, до тих пір коли стрілка на шкалі преса не зайняла нульове положення.

Навантаження на зразок передавалося за допомогою верхньої рухомої плити преса. Забезпечення прикладання навантаження з прийнятими ексцентриситетами відображено на рисунку 6.56. Навантаження прикладалось ступенями не більше 10% від розрахункового руйнівного навантаження. На початку завантаження величина ступенів навантаження складала 5% від руйнівного. Загальний час випробування однієї колони складав 1 – 1,5 години.

Як пристрій для реєстрації відліків за датчиками використовувався автоматичний вимірювач деформацій АИД-2. Поздовжні деформації бетону та арматури вимірювалися в середньому перерізі колони за допомогою електротензодатчиків опору. Схеми розміщення датчиків по контуру перерізу наведені на рисунку 6.55.

Під час випробування на кожному ступені завантаження виконувався ретельний огляд поверхні граней колон; фіксувались в журналі випробувань відліки за всіма тензодатчиками як на бетоні, так і на арматурі, величина навантаження; тріщини, що з'явились, та ширина їх розкриття. Для вимірювання ширини розкриття тріщин застосовувався вимірювальний мікроскоп МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.



а) *б*)

Рисунок 6.56 – Загальний вигляд дослідного зразка колони під час випробування (*а*) та схема його завантаження (*б*):1 – плити преса; 2 – шарнір; 3 – дослідний зразок

Під час випробування колони доводились до руйнування, тобто вичерпання несучої здатності, яке характеризувалось залежно від величини

ексцентриситетів руйнуванням бетону стиснутої зони при незначному розкритті тріщин в розтягнутій зоні або розвитком і розкриттям тріщин в розтягнутому бетоні з утворенням лещадки в зоні стиску при досягнутому максимальному навантаженні з наступним поступовим зниженням тиску по шкалі преса.

6.5.4 Результати експериментальних досліджень колон

Як відомо, при косому стиску залізобетонних елементів, залежно від зміни ексцентриситетів прикладання поздовжньої сили, стиснута зона бетону може набувати різних геометричних форм, які однозначно визначаються розміщенням нейтральної лінії у перерізі. При дослідженні косо стиснутих колон особлива увага приділялась з'ясуванню положення нейтральної лінії, оскільки воно є важливим критерієм напружено-деформованого стану таких елементів.

Положення нейтральної лінії в перерізі дослідних колон на кожному ступені завантаження визначалось за допомогою епюр відносних деформацій арматури і бетону, побудованих за даними показань тензодатчиків. За результатами випробувань відмічено, що в дослідних колонах переважно утворювалась трапецієподібна стиснута зона бетону (рис. 6.57). При цьому утворення трапеції реалізувалось з основами як на поздовжніх (рис.6.57, *в*), так і на поперечних гранях перерізу (рис. 6.57, *б*). Трикутна форма стиснутої зони в ході випробувань експериментальних зразків реалізована не була, а п'ятикутна (рис. 6.57, *а*) реалізувалась при найменших значеннях ексцентриситетів. При цьому за відсутності ексцентриситету в одному напрямку плоский позацентровий стиск не був реалізований, про що свідчить поворот нейтральної лінії від її горизонтального положення (рис.6.57, *в*). Що додатково підтверджує твердження про те, що реалізація плоского деформування в залізобетонних конструкціях неможлива.

На основі аналізу формоутворення стиснутої зони бетону в перерізі дослідних колон, встановлено, що косе деформування, яке може бути викликане випадковими факторами, тобто з ексцентриситетами, один з яких (випадковий)

суттєво менший від іншого (розрахункового), як правило реалізується з утворенням трапецієподібної форми стиснутої зони або п’ятикутної при відносно малому значенні розрахункового ексцентриситету. Реалізація трикутної форми стиснутої зони найбільш ймовірна в конструкціях, що зазнають дії поздовжньої сили з розрахунковими ексцентриситетами у двох площинах.

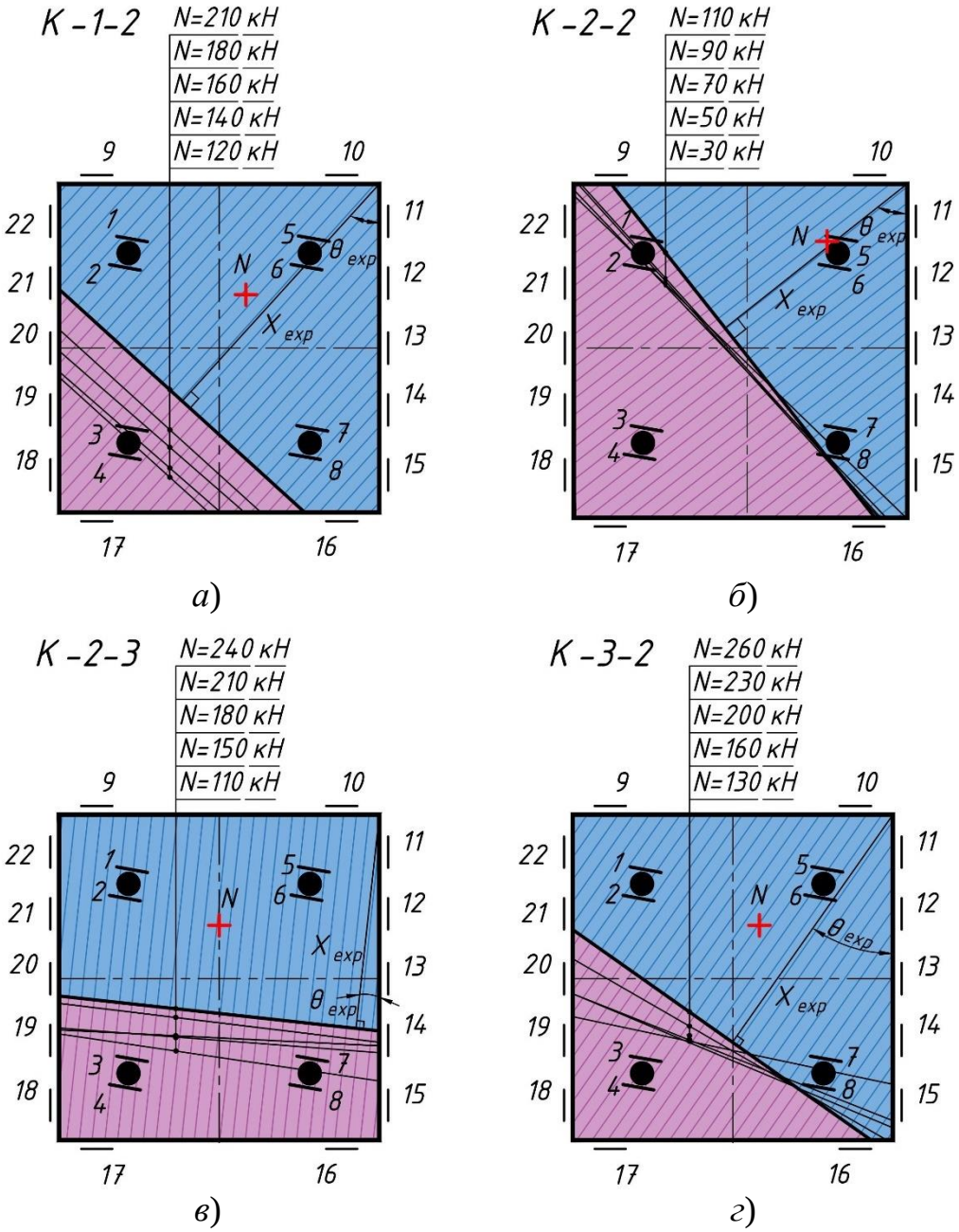


Рисунок 6.57 – Зміна позиції нейтральної лінії в процесі завантаження та форми стиснутої зони дослідних колон в момент руйнування

Були побудовані епюри деформацій та визначене розташування нейтральної лінії в перерізах дослідних колон на різних ступенях завантаження. Це дало можливість прослідкувати за зміною положення нейтральної лінії у процесі випробування (рис. 6.57). Відмічено, що в колонах під час всього завантаження відбувалось практично паралельне з невеликими відхиленнями переміщення нейтральної лінії в бік найбільш стиснутого ребра. Виключення відмічались при переході однієї форми в іншу у вигляді стрибкоподібних поворотів нейтральної лінії. Напрямок повороту в кожному випадку змінювався при переході нейтральної лінії через ребро. Це пояснюється врівноваженням внутрішніх та зовнішніх моментів сил у перерізі колони при зміні форми стиснутої зони.

При проведенні дослідних випробувань колон увага приділялась визначенню граничних фіброві деформацій дрібнозернистого бетону стиснутої зони. З самого початку завантаження максимальні деформації бетону $\varepsilon_{c(1)}$ спостерігались в найбільш стиснутому ребрі косо стиснутих колон (рис.6.58), а в момент руйнування вони досягали граничних значень ε_{cu}.

Аналіз наведених графіків (рис. 6.58) показує, що граничні деформації дрібнозернистого бетону у складі дослідних колон залежать від площі A_s робочої поздовжньої арматури. Так, в колонах серії К-1, що мають менший діаметр робочої арматури (A_s = 201 мм^2), граничні деформації бетону досягають менших значень (рис. 6.58, *а*) порівняно з деформаціями бетону колон К-2 (A_s = 314 мм^2) (рис. 6.58, *б*). Той самий висновок можна зробити порівнюючи деформації колон серії К-2 та серії К-3 (A_s = 452 мм^2) (рис. 6.58, *в*).

За результатами аналізу граничних деформацій дрібнозернистого бетону відзначено, що при однаковому армуванні вони зростають при переході від п’ятикутної до трапецієподібної форми стиснутої зони і при подальшому наближенні до трикутної, а отже змінюються за закономірностями, котрі були відмічені для важкого бетону [362]. Значення граничних фіброві деформацій дрібнозернистого бетону дослідних колон варіювались в межах від 0,00212 до 0,00392. Таким чином, виявлено, що аналогічно до важкого бетону граничні деформації дрібнозернистого бетону на гранвідсіві не є сталою величиною, що

залежить тільки від класу бетону. Отже, визначення їх розрахунком залежно від кількості робочої арматури, форми перерізу та інших факторів є обґрунтованим та доцільним.

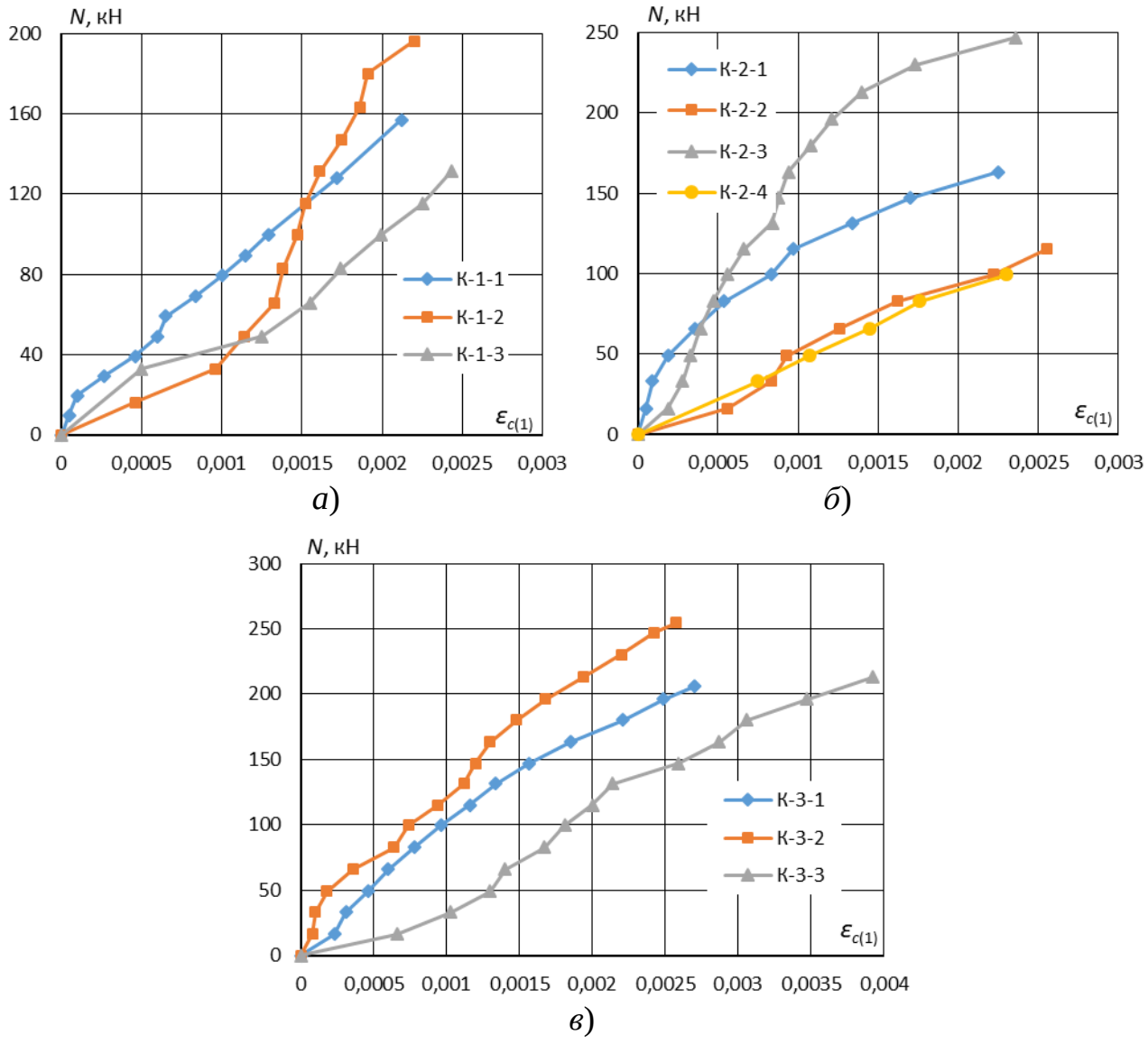


Рисунок 6.58 – Графіки N-$\varepsilon_{c(1)}$ експериментальних колон:

а) – серії К-1; *б*) – серії К-2; *в*) – серії К-3

b)

Аналіз деформацій робочої поздовжньої арматури на всіх ступенях завантаження надав можливість з'ясувати характер роботи кожного арматурного стрижня та виявити його вплив на напружено-деформований стан та несучу здатність колон. На рисунку 6.59 представлені найбільш характерні графіки залежності деформацій ε_s арматурних стрижнів від дії зовнішньої поздовжньої

сили *N*. Графіки відносних деформацій арматурних стрижнів побудовані за усередненими показаннями датчиків, наклеєних на кожному стержні.

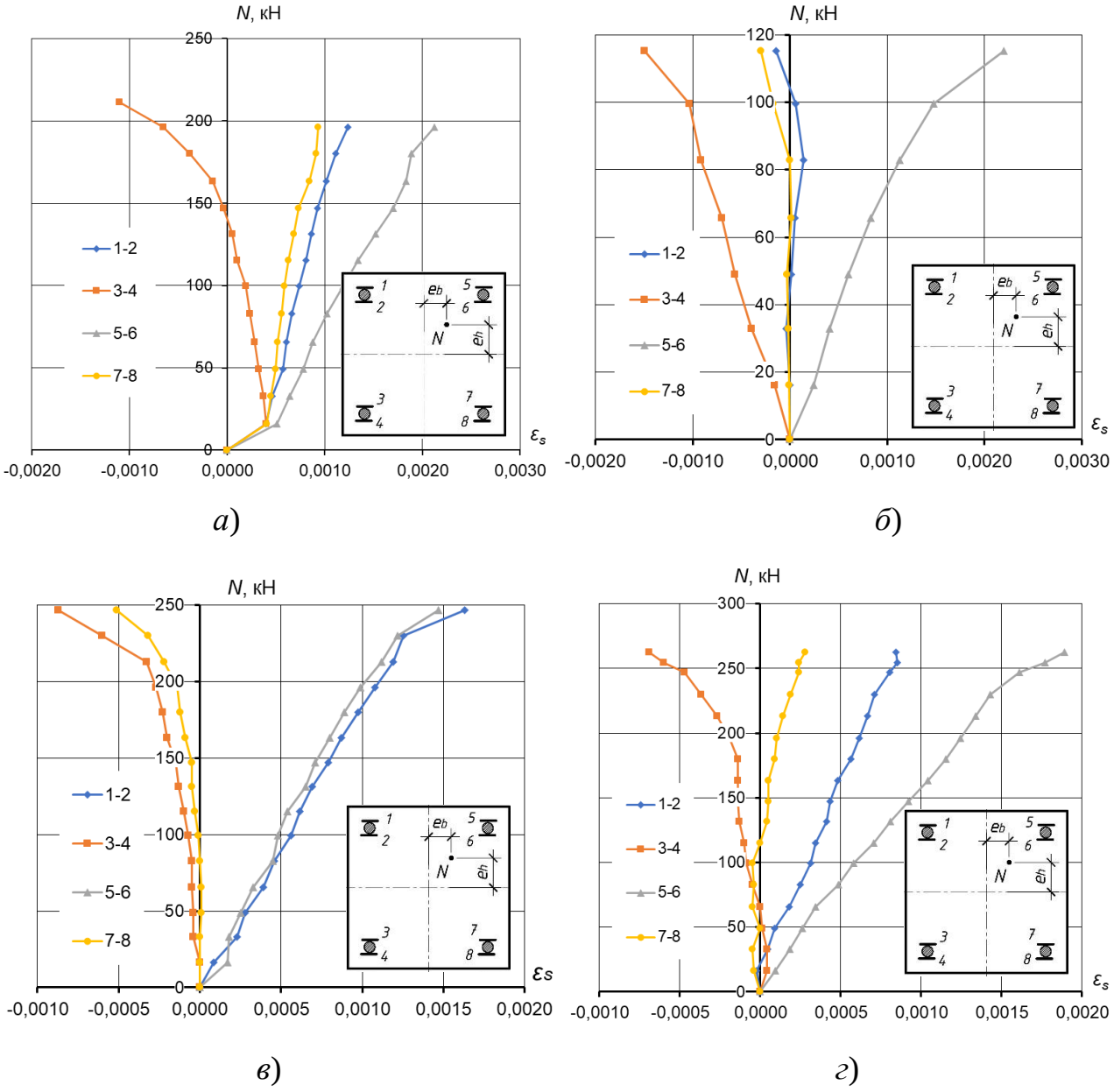


Рисунок 6.59 – Графіки залежності N-ε_s для дослідних колон за даними тензорезисторів (рис. 6.55): *а*) – К-1-2; *б*) – К-2-2; *в*) – К-2-3; *г*) – К-3-2

Розглядаючи зміну відносних деформацій арматурних стержнів з датчиками 1-2 та 7-8 (рис. 6.59, *б*), що знаходяться на межі стиснутої та розтягнутої зон перерізу колони К-2-2 (рис. 6.55), за графіками можна

простежити за поворотом нейтральної лінії у процесі завантаження. Вказані арматурні стержні на перших ступенях навантаження зазнають розтягу, потім стиску, а на останніх ступенях знову сприймають розтягуючі зусилля. Аналогічні зміни деформацій арматури відмічені в колонах К-2-1, К-1-3, К-3-1, К-3-3 та К-3-2 за датчиками 7-8 (рис. 6.59, *г*). В деформаціях стержнів колон К1-2 та К-2-3 (рис. 6.59, *а, в*), а також інших колон, в яких від початку завантаження зміни форми стиснутої зони не відбувалось, подібного варіювання деформацій арматури не спостерігалось.

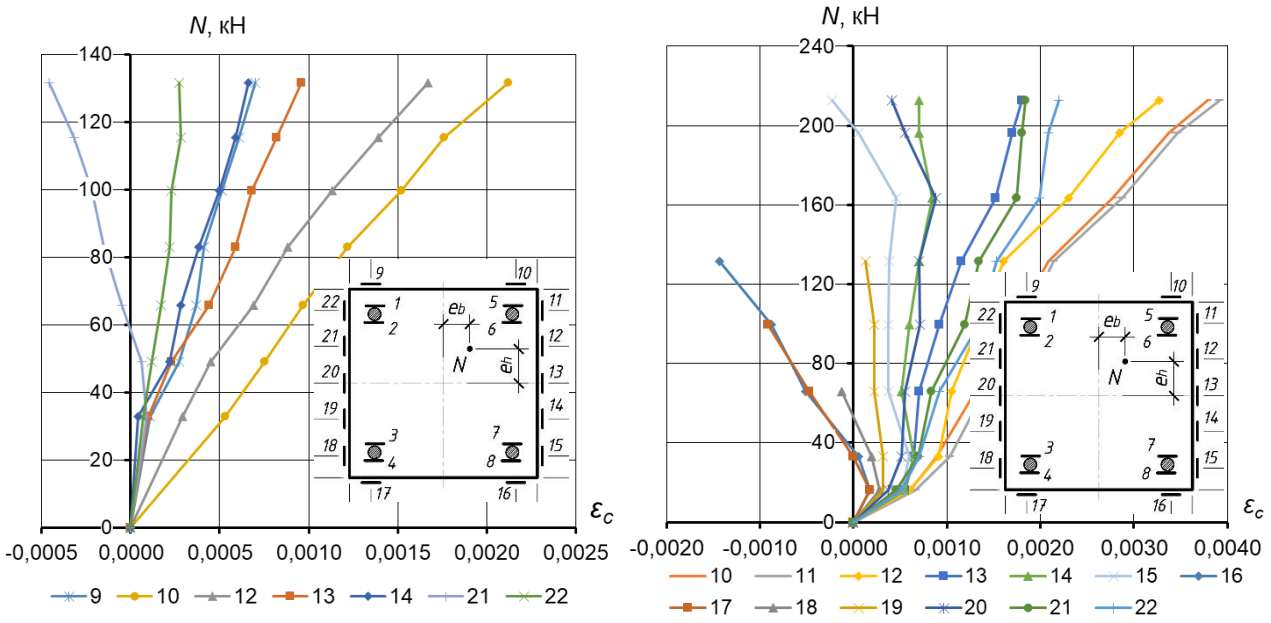
Деформації розтягнутих і стиснутих стрижнів найбільш віддалених від нейтральної лінії відбувались більш інтенсивно порівняно з іншими. При рівнях завантаження $0{,}85 - 0{,}90N_{Em}$ (де N_{Em} – значення руйнівної поздовжньої сили з експерименту) деформації в найбільш розтягнутих стержнях колон К-1-3, К-2-4 та К-2-2 (рис. 6.59, *б*) досягали значень, що відповідають межі текучості, в результаті чого характер їх руйнування був пластичним. В інших колонах деформації, що характеризують початок площадки текучості арматури, визначені тільки в найбільш стиснутих стержнях при рівнях навантаження $0{,}9 - 1{,}0N_{Em}$, при цьому деформації найбільш розтягнутих стержнів становили 65 – 80% від деформацій, що відповідають межі текучості. Як наслідок, характер руйнування цих колон був крихким.

Положення нейтральної лінії та характер роботи дрібнозернистого бетону в процесі завантаження дослідних колон визначались також за даними показань тензорезисторів (рис. 6.60), наклеєних на бетоні по периметру перерізу.

Зокрема, виявлено, що на перших етапах завантаження при значенні навантаження до $0{,}2 - 0{,}3N_{Em}$ весь переріз колон був стиснутий. При збільшенні навантаження з’являлась зона розтягу, поява якої супроводжувалась виникненням волосяних тріщин в бетоні при навантаженні $0{,}25 - 0{,}35N_{Em}$.

Подальшу роботу дрібнозернистого бетону дослідних колон можна назвати близькою до лінійної до досягнення навантаження $0{,}8 - 0{,}9N_{Em}$, після якого в найбільш напружених фібрах перерізу спостерігається викривлення

графіків залежності N-ε_c, що свідчить про інтенсивний розвиток пластичних деформацій.



а) *б*)

Рисунок 6.60 – Графіки залежності N-ε_c для дослідних колон за даними тензорезисторів (рис. 6.57): *а*) – К-1-3; *б*) – К-3-3

Дані експериментальних випробувань колон із дрібнозернистого бетону на гранітному відсіві були порівняні з результатами розрахунку міцності колон на косий стиск за методикою, розробленою в розділі 5 для конструкцій з важкого бетону (табл. 6.8).

Як видно з аналізу даних порівнянь, методика розрахунку на косий стиск за розділом 5 дозволяє отримати досить точні значення міцності колон із дрібнозернистого бетону. Коефіцієнт варіації за значеннями руйнівної поздовжньої сили N складає 8,37%.

Слід також відмітити певне завищення теоретичних значень висоти x стиснутої зони, що обумовлено спрощеннями, прийнятими в розрахунку, а саме застосуванням прямокутного розподілу напружень в бетоні стиснутої зони. При цьому завищення значення висоти x складало в середньому 13,47%.

Таблиця 6.8 – Порівняння результатів теоретичного розрахунку міцності косо стиснутих колон з експериментальними даними

Шифр зразка	e_b, мм	e_h, мм	Кут нахилу нейтральної лінії θ^o			Висота стиснутої зони x, мм			Руйнівна сила N, кН		
			Теор.	Експ.	Теор. / Експ.	Теор.	Експ.	Теор. / Експ.	Теор.	Експ.	Теор. / Експ.
К-1-1	15	30	33,63	32,01	1,05	108,65	97,45	1,11	142,90	157,00	0,91
К-1-2	10	20	34,34	42,24	0,81	119,50	109,86	1,09	172,60	211,40	0,82
К-1-3	30	15	53,17	52,56	1,01	105,74	99,44	1,06	131,10	144,20	0,91
К-2-1	10	30	26,06	26,09	1,00	110,88	100,35	1,10	171,00	180,00	0,95
К-2-2	30	40	39,53	52,00	0,76	99,70	87,02	1,15	115,30	115,30	1,00
К-2-3	0	20	0,00	6,00	-	104,01	80,60	1,29	209,30	248,40	0,84
К-2-4	0	50	0,00	6,00	-	70,51	62,02	1,14	108,20	99,57	1,09
К-3-1	15	30	33,45	24,00	1,39	115,50	100,87	1,15	195,40	206,01	0,95
К-3-2	10	20	34,47	35,00	0,98	126,53	108,82	1,16	235,20	262,42	0,90
К-3-3	10	30	26,05	25,35	1,03	113,29	103,40	1,10	205,60	230,04	0,89
Математичне очікування					1,0051			1,1347			0,9254
Дисперсія					0,0359			0,0039			0,0060
Стандарт					0,1895			0,0624			0,0775
Коефіцієнт варіації					0,1885			0,0550			0,0837

Найбільш варіативні значення розбіжностей спостерігалися для значень кута θ нахилу нейтральної лінії, коефіцієнт варіації для якого склав 18,85%, що пояснюється сукупністю випадкових факторів, котрі могли вплинути на цей чутливий параметр при випробуванні, оскільки значення кута θ суттєво різняться при найменших змінах деформацій бетону чи арматури. Тим не менше загальна тенденція зміни даного параметра залежно від зміни ексцентриситетів прикладання зовнішнього навантаження дослідних колон відповідає розрахунковій.

6.6 Висновки за розділом 6

В результаті проведення експериментальних випробувань дослідних елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель встановлено наступне:

1. Схеми спирання та навантаження дослідних натурних середніх, міжколонних та надколонних плит перекриття під час випробовування прийняті такими, котрі максимально наближені до дійсної схеми роботи плит у складі безкапітельно-безбалкового перекриття при експлуатації.

2. При випробуванні дослідних натурних середньої ПС-1, міжколонної ПМ-1 та надколонної ПН-1 плит до руйнування отримані наступні значення їх несучої здатності 211,82 кН, 156,90 кН та 266,70 кН відповідно. Розбіжність між даними випробувань та результатами теоретичного розрахунку несучої здатності плит складає близько 48%, 22% та 10% для середньої, міжколонної та надколонної плит відповідно.

3. За даними випробувань трьох надколонних плит ПН-2 до навантажень 320 кН, 360 кН та 400 кН визначено, що в середньому значення прогину $l/200$ досягається за навантаження $0{,}5F_{Rd}$, де F_{Rd} = 580 кН – розрахункове значення руйнівного навантаження, обчислене за методикою розділу 3.

4. Від самого початку проведення експерименту в ході завантаження дослідних зразків ПН-2 максимальні деформації арматури спостерігались уздовж характерних ліній, що відповідали місцям утворення лінійних пластичних шарнірів, розташованих по діагональним лініям тріщиноутворення надколонних плит. Тобто, експериментально підтверджено, що надколонна плита при сприйнятті навантаження поділяється на чотири диски за рахунок утворення діагональних пластичних лінійних шарнірів, що відповідає схемі зламу плити при розрахунку її несучої здатності за методикою розділу 3.

5. У всіх дослідних зразків натурних надколонних плит перекриття ПН-2 висота стиснутої зони зменшувалась на всьому проміжку завантаження. При збільшенні навантаження понад 280 кН ($0{,}5F_{Rd}$) зменшення висоти стиснутої зони є незначним. Зіставлення розрахункової висоти стиснутої зони, обчисленої за розділом 3, x_{teor} = 43 мм з експериментальними даними при навантаженнях $0{,}55F_{Rd}$ (ПН-1) x_1 = 41 мм; $0{,}6F_{Rd}$ (ПН-2) x_2 = 45 мм та $0{,}7F_{Rd}$ (ПН-3) x_3 = 47 мм свідчить про їх переконливу збіжність.

6. При випробуванні на косий стиск моделей залізобетонних колон із дрібнозернистого бетону на гранвідсіві стиснута зона бетону набувала двох геометричних форм: трапецієподібної та п’ятикутної, котрі є найбільш характерними в стадії експлуатації колон збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель.

7. Нейтральна лінія в нормальному перерізі колон під час всього завантаження паралельно переміщувалась в бік найбільш стиснутого ребра при сталій формі стиснутої зони бетону. При зміні форми, тобто при переході нейтральної лінії через ребро перерізу, у процесі завантаження спостерігався поворот нейтральної лінії.

8. Граничні фіброві деформації дрібнозернистого бетону в складі косо стиснутих залізобетонних колон збільшуються зі збільшенням площі поздовжньої арматури колон, а також при переході від п’ятикутної до трапецієподібної форми стиснутої зони із наближенням до трикутної форми. Значення граничних фібрових деформацій дрібнозернистого бетону дослідних колон варіювались в межах від 2,12 до 3,92‰. Таким чином, виявлено, що граничні деформації дрібнозернистого бетону на гранвідсіві не є сталою величиною, котра залежить тільки від класу бетону. Тому визначення їх розрахунком за методикою розділу 5 є обґрунтованим та доцільним.

9. Проведений порівняльний аналіз результатів розрахунку параметрів напружено-деформованого стану дослідних кососігнутих колон в момент руйнування підтверджує можливість і доцільність застосовування методики розрахунку несучої здатності при косому стисканні, розробленої в розділі 5, при визначенні несучої здатності колон із дрібнозернистого бетону.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вирішено важливу науково-технічну проблему синтезу каркасних конструктивних систем будівель зі створенням на його основі єдиного методологічного комплексу розрахунків несучої здатності елементів збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель. Проведені в роботі теоретичні та експериментальні дослідження дають змогу зробити наступні висновки:

1. Встановлено, що синтез каркасних конструктивних систем будівель шляхом безпосереднього з'єднання перекриття з колонами є визначальним рушійним фактором упровадження каркасів у житлове будівництво. При цьому сполучення плити з колоною у збірному варіанті каркасної безкапітельно-безбалкового конструктивної системи будівель є найбільш ефективним рішенням для швидкого відновлення житлового фонду України, оскільки поєднує простоту геометричних форм з максимальною кількістю переваг архітектурно-планувального та технологічного характеру. У складі досліджуваної конструктивної системи будівель максимально ефективно використовується робота перекриття у двох напрямках, але при її реалізації виникає ряд проблем, що стосуються забезпечення стійкості каркаса, врахування просторової роботи збірних плит перекриття та складного деформування колон.

2. На основі розробленої структурної схеми синтезу каркасних конструктивних систем будівель виявлено, що безкапітельно-безбалкова система є наслідком об'єднання двох прототипів: балкового каркасу та площинного перекриття, утвореного розширенням оголовків колон. Нехтування останнім та приведення в розрахунку просторового безкапітельно-безбалкового каркасу до плоских рам спричиняє появу низки невідповідностей при визначенні несучої здатності його елементів, які стосуються неврахування наявності стиків збірних елементів, неточності перерозподілу згинальних моментів, неврахування просторової роботи плит та нехтування складним деформуванням колон. Названі недоліки гальмують розвиток збірної

безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель. Для усунення виявлених невідповідностей удосконалено основні положення розрахунку збірної каркасної конструктивної системи будівель з безкапітельно-безбалковим перекриттям шляхом врахування резервів несучої здатності елементів системи. Запропоновано та розроблено конструктивне рішення каркасної конструктивної системи, котре дозволяє підвищити поверховість будівель на 30%.

3. Створено на основі кінематичного принципу поділу перекриття на диски в стадії граничної рівноваги просторову модель деформування перекриття, котра підтверджується дослідними випробуваннями. Із застосуванням розробленої моделі та аналітично встановленої послідовності утворення лінійних пластичних шарнірів виявлена схема передачі навантаження між дисками, котрі являють собою збірні суцільні плити перекриття. Встановлено фізичне підґрунтя можливості розгляду в розрахунку кожної збірної плити перекриття окремо з урахуванням визначеного способу опирання, завантаження та взаємодії плит між собою. Сумісна робота плит взята до уваги шляхом моделювання стика збірних плит перекриття як пружно-пластичного шарніра, здатного сприймати визначене значення згинального моменту. Це дозволило виявити резерв несучої здатності плит, який у розглянутих випадках варіюється від 21 до 42%.

4. Розроблені можливі схеми руйнування збірних плит у складі безкапітельно-безбалкового перекриття, на основі яких розв’язані задачі визначення несучої здатності та необхідної кількості арматури для кожного типу плит. Виявлено, що виконання практичних розрахунків несучої здатності плит збірного безкапітельно-безбалкового перекриття кінематичним способом методу граничної рівноваги дає підстави суттєво (від 22% у розглянутому випадку) зменшити кількість робочої арматури плит порівняно з розрахунком за методом скінченних елементів. Визначений діапазон оптимального зменшення використання робочої арматури збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття шляхом її обриву в прольоті. Отримані результати

дають змогу оптимізувати схеми армування збірних плит та досягти економії робочої арматури плит. Виявлено, що найбільш доцільним є обрив робочої арматури надколонних плит. Економія сталі при обриві 50% робочої арматури надколонної плити в прольоті може сягати 37%.

5. Доведено, що колони збірної каркасної безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель працюють в умовах косого деформування. Для їх оптимального проектування запропоновано критерій повного використання опору стиснутої зони бетону. Цей критерій за своєю фізичною сутністю є критерієм руйнування бетону стиснутої зони при максимальному значенні внутрішнього зусилля в ній, тобто при максимальному наповненні епюри напружень стиску. Використання сформульованого критерію при визначенні несучої здатності колон дозволяє більш повно враховувати можливості деформування бетону на ділянці спадної гілки діаграми його стану, а також виявити можливості результативного застосування високоміцної арматури. З його використанням встановлена найбільша ефективність застосування високоміцної арматури в колонах у поєднанні з високоміцним бетоном.

6. На основі сформульованого критерію міцності визначені аналітично граничні значення фібрових деформацій бетону в складі косо стиснутих залізобетонних колон при умові, що у граничному стані арматура працює в пружній стадії. Розроблена з використанням теоретично отриманих діаграм граничних значень фібрових деформацій бетону в складі косо стиснутих колон при роботі арматури в пружній стадії методика розрахунку несучої здатності колон, котра враховує випадки однорідного та неоднорідного деформування прямокутних перерізів колон з утворенням всіх можливих форм стиснутої зони. Отримані аналітичні залежності дають змогу точно визначати параметри напружено-деформованого стану косо стиснутих колон у граничному стані та оптимізувати їх проектування, що підтверджується порівнянням результатів розрахунків з експериментальними даними інших авторів. Коефіцієнт варіації для 25 зразків становить 5,42%.

7. Проведені експериментальні випробування натурних збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття підтвердили схеми руйнування, розроблені на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги. Розбіжність між даними випробувань та результатами теоретичного розрахунку несучої здатності плит складає близько 48%, 22% та 10% для середньої, міжколонної та надколонної плит відповідно.

8. Під час дослідних випробувань на косий стиск залізобетонних колон було підтверджено теоретичну залежність граничних фіброві деформацій дрібнозернистого бетону від форми стиснутої зони бетону. Порівняльний аналіз теоретичних та експериментальних результатів визначення несучої здатності косо стиснутих колон довів ефективність застосування розробленої методики розрахунку несучої здатності колон збірного безкапітельно-безбалкового каркасу. Коефіцієнт варіації за даними порівнянь теоретичних та експериментальних значень руйнівної поздовжньої сили, отриманих за результатами власних досліджень, склав 8,4%.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Engineer's Outlook. (2011). *History of Reinforced Concrete and Structural Design.* Доступ через https://engineersoutlook.wordpress.com/2011/10/11/structural-concrete-design/

2. McKay, G. (2011). *Misfits' architecture*. Assorted Architecture Myths. Доступ через https://misfitsarchitecture.com/2011/10/29/the-things-architects-believe-1/

3. Гаузе, Ф.Г. (1927). *Железобетон в XX веке*. Издание автора.

4. Schifman, J. (2017). *The rock solid history of concrete*. Popular mechanics. Доступ через https://www.popularmechanics.com/technology/infrastructure/a28502/rock-solid-history-of-concrete/

5. Witcher, T.R. (2018). Reinforced Concrete Rises: The Ingalls. *Civil Engineering Magazine*, 88(11), 40-43. https://doi.org/10.1061/ciegag.0001338

6. Ali, M.M. (2001). Evolution of Concrete Skyscrapers: from Ingalls to Jin mao. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 1(1), 2-14. Доступ через https://web.archive.org/web/20050310231036/http://www.civag.unimelb.edu.au/ejse/Archives/Fulltext/200101/01/20010101.htm

7. Історія та архітектура Харкова. *Площа ім. Дзержинського, ДержПРОМ та харківський конструктивізм*. Доступ через http://www.kharkov.ua/culture/2b.html

8. Велика українська екнциклопдія. *Держпром у Харкові*. Доступ через https://vue.gov.ua/Держпром_у_Харкові

9. Вікіпедія. *Держпром*. Доступ через https://uk.wikipedia.org/wiki/Держпром

10. Cowan, Henry J. (1982). Science and Building. Structural and environmental design in the nineteenth and twentieth centuries. John Wiley & Sons.

11. Лопатто, А.Э. (1969). *Артур Фердинандович Лолейт. К истории отечественного железобетона*. Издательство литературы по строительству.

12. Лолейт, А.Ф. (1912). О безбалочных перекрытиях. Доклад на XIV съезде русских техников и заводчиков по цементному, бетонному и железобетонному делу. Дневники съезда.

13. Gasparini, D.A. (2002). Contributions of C.A.P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905–1909. *Journal of Structural Engineering*, 128(10). https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1243)

14. Turner, C.A.P. (1905). Discussion of "Reinforced Concrete Warehouse for North-West Knitting Co. Mineapolis, Minnesota". *Engineering News*, 54(15), 383-384.

15. Billington, D.P. (1991). Robert Maillart and the Art of Reinforced Concrete. MIT Press.

16. Di Stasio, J. (1941). Flat plate rigid frame design of low cost housing project in Newark and Atlantic Citi. *N. J. Proc. American Concrete Institute*, 37, 309-324.

17. Blekey, F.A. (1965). Towards an Australian structural form – the flat plate. *Architecture in Australia*, 54, 115-127.

18. Elstner, R.C., & Hognestad, E. (1956). Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. *Journal of the American Concrete Institute*, 53(7), 29-58.

19. Rosenthal, I. (1959). Experimental Investigation of Flat Plate Floors. *Journal of the American Concrete Institute*, 56(8), 153-166.

20. Corley, W.G., & Hawkins, N.M. (1968). Shearhead Reinforcement for Slabs. *Journal of the American Concrete Institute*, 65(10), 811-824.

21. Greaney, M. (2018, April 8). *Liverpool Heroes 1: John Alexander Brodie, City Engineer*. Historic Liverpool. Доступ через https://historic-liverpool.co.uk/liverpool-heroes-1-john-alexander-brodie-city-engineer/

22. Дыховичный, Ю.А. (1970). Конструирование и расчет зданий повышенной этажности. Стройиздат.

23. Михайлов, К.В., Волков, Ю.С. (2006). Збірний залізобетон: історія та перспективи. *Будівельні матеріали*, 1, 5-9.

24. Дыховичный, Ю.А., Максименко, В.А. (1985). Сборный железобетонный унифицированный каркас. Проектирование, исследование, изготовление, монтаж, перспективы развития. Стройиздат.

25. Штаерман, М.Я., Ивянский, А.М. (1953). *Безбалочные перекрытия*. Гос. изд. литер. по строит. и арх.

26. Мурашев, В.И., Сигалов, Э.Е., Байков, В.Н. (1962). *Железобетонные конструкции. Общий курс.* Гос. изд. литер. по строит., арх. и строй. матер.

27. Глуховский, А.Д. (1956). Железобетонные безбалочные бескапительные перекрытия для многоэтажных зданий. Гос. изд. литер. по строит. и арх.

28. Дорфман, А.Э., Левонтин, Л.Н. (1975). Проектирование безбалочных бескапительных перекрытий. Стройиздат.

29. Азизов, Т.Н. (2005). *Пространственная работа железобетонных перекрытий. Теория и методы расчета.* (Дис. д-ра техн. наук: спец. 05.23.01). Полтава: ПолтНТУ.

30. Азизов, Т.Н. (2002). Экономические конструкции покрытий и перекрытий. Умань.

31. Азизов, Т.Н. (2001). Теория пространственной работы перекрытий. Киев.

32. Артюх, В.Г., Санников, І.В. (2007). Досвід проектування та будівництва монолітних залізобетонних плит з циліндричними порожнинами в перекриттях цивільних будинків. *Будівництво України*, 4, 13-15.

33. Артюх, В.Г., Тонкачєєв, Г.М. (2005). Практика проектування і зведення велико-прольотних монолітних багатопустотних плит перекриття. *Сучасне промислове та цивільне будівництво,* Т1, 1, 5-12.

34. Артюх, В.Г., Санніков, І.В. (2003). Монолітні залізобетонні каркаси із включенням нерегулярностей для цивільних будівель. Конструкції цивільних будівель: збірник наукових праць, 18-24.

35. Бамбура, А.М., Мельник, І.В., Білозір, В.В., Сорохтей, В.М. (2018). Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного

перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом. *Наука та будівництво*, 1, 4-11.

36. Бамбура, А.М., Болотов, О.Ю., Карпенко, О.А. (2017). Особливості конструювання та роботи збірно-монолітних перекриттів каркасних будівель. *Строительство, материаловедение, машиностроение*, 100, 25-33.

37. Барашиков, А.Я., Сморкалов, Д.В. (2014). Розрахунок міцності одно- і двошарових залізобетонних плит, опертих по контуру. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 28, 126-136.

38. Барашиков, А.Я., Журавський, О.Д. (2005). Особливості розрахунку плит, підсилених шаром сталефібробетону. *Механіка та фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: збірник наукових праць*, 6, 416-425.

39. Барашиков, А.Я., Журавський, О.Д., Сморкалов Д.В. (2003). Експериментальні дослідження двошарових плит. *Будівельні конструкції*, 59, 109-114.

40. Бережная, Е.В., Стебловский, И.А. (2012). Серия натурных испытаний эффективного железобетонного перекрытия. Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: материалы III Международной научно-технической интернет-конференции, 237-240. Харьков.

41. Бережная, Е.В., Стебловский, И.А., Помазан, М.Д., Заика, В.Е. (2011). Натурные испытания эффективного железобетонного перекрытия. *Науковий вісник будівництва*. *ХДТУБА, ХОТВ АБУ*, 66, 145-151.

42. Vatulia, G.L., Smolyanyuk, N.V., Shevchenko, A.A., Orel, Y.F. & Kovalov, M.O. (2020) Evaluation of the load-bearing capacity of variously shaped steel-concrete slabs under short term loading. Materials Science and Engineering, 1002(1), 012007. Режим доступу: https://doi.org/10.1088/1757-899X/1002/1/012007

43. Vatulia, G., Rezunenko, M., Petrenko, D., Balaka, Y., & Orel, Y. (2020). A statistical method for predicting the eccentric load capacity of rectangular concrete filled steel tubular columns. MATEC Web of Conferences, 313, 00031. Режим доступу: https://doi.org/10.1051/matecconf/202031300031

44. Vatulia, G.L., Komagorova, S.D., Opanasenko, O.V. & Lobiak, O.V. (2020) Optimal Design of a Three-Hinged Arch with Given Topology Under Constant Load. Lecture Notes in Civil Engineering, 47, 501-509. Режим доступу: https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-27011-7_64

45. Гнідець, Б.Г., Гнідець, З.Б. (2019). Нові збірні залізобетонні конструкцій каркасів багатоповерхових будинків і технології їх виготовлення та монтажу. *Вісник Національного університету Львівська політехніка. Теорія і практика будівництва*, 912, 29-34.

46. Гнідець, Б.Г. (2014). Збірно-монолітні залізобетонні конструкції. Проектування, дослідження і впровадження в будівництво. Львів.

47. Гнідець, Б.Г. (2007). Досвід застосування збірно-монолітних кесонних перекрить громадських будинків. *Будівельні конструкції*, 67, 549-560.

48. Демчина, Б.Г., Литвиняк, О.Я., Безушко, А.Й., Онисько, Р.В. (2013). Експериментальні випробування на згин збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття із використанням безавтоклавного пінобетону. *Будівельні конструкції*, 78 (1),184-189.

49. Демчина, Б.Г., Литвиняк, О.Я., Кунанець, Ю.М. (2012). Експериментальні дослідження коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*, 737, 78-84.

50. Демчина, Б.Г., Рутковська, І.З., Вознюк, Л.І. (2009). Особливості розрахунку багатошарових плит перекриття на ПК «ЛИРА». *Сучасне промислове та цивільне будівництво*, 5(4), 179-185.

51. Дорофеев, В.С., Шеховцов, И.В., Петраш, С.В. (2013). О некоторых аспектах работы каркасных систем с безбалочными перекрытиями. *Будівельні конструкції*, 78(1), 35-40.

52. Дорофеев, В.С., Бондаренко, Д.О. (2011). Результаты численных исследований фрагментов монолитных безбалочных бескапительных перекрытий. *Будівельні конструкції*, 74(1), 563-570.

53. Євстаф'єв, В.І. (2004). Полегшені багатошарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). Київ.

54. Естафьев, В.И. (2003). Опыт внедрения большепролетных трехслойных монолитных перекрытий. *Будівельні конструкції*, 59, 241-247.

55. Yermolenko D., Nyzhnyk, O., Tehza, I., Yefimenko, O. (2022). Design of modified prefabricated beamless floors for multi-storey residential buildings. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1 (58), 40-46. https://doi.org/10.26906/znp.2022.58.2858

56. Стороженко, Л.І., Єрмоленко, Д.А., Нижник, О.В.,Богоста, В.І., Тегза, І.І. (2014). Нові ефективні рішення безбалкових збірних перекриттів багатоповерхових будівель. *Галузеве машинобудування, будівництво*, 3(42)-1, 183-187.

57. Zhuravskyi, O., Tymoshchuk, V., Zhuravska, N., & Hajiyev, M. (2021). Influence of Strengthening Flat Slab by External Prestressed Reinforcement on Deformation Characteristics of the Slab. *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations*, 449-456. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_42

58. Журавський, О., Тимощук, В. (2018). Розрахункова модель плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою. *Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник Львівського національного аграрного університету*, 19, 41-45.

59. Журавський, О.Д., Мельник, І.В. (2013). Робота монолітних залізобетонних плит з постнапруженою арматурою. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*, 755, 135-138.

60. Лапенко, О.І. (2021). Сталезалізобетонні плити в незнімній опалубці. *Архітектура, будівництво, дизайн в освітньому просторі: колективна монографія*, 236-263. Рига, Латвія: "Baltija Publishing".

61. Lapenko, O., Baranetska, D., Makarov, V., & Baranetskyi, A. (2020). Designing of Structural Construction and Orthotropic Slabs from Steel Reinforced Concrete. *Materials Science Forum*, 1006, 173–178. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.1006.173

62. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Приставський, Т.В., Грушка, Р.І., Барщик, П.С. (2015). Експериментальні дослідження деформативності фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. *Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*, 823(56), 236-243.

63. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Лундяк, В.С., Крет, В.О. (2011). Залізобетонне монолітне перекриття з порожниноутворюючими вставками і металевим профнастилом. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 22, 427-432.

64. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Кузик, О.О. (2010). Монолітні плоскі залізобетонні перекриття з пінополістирольними вставками. *Вісник Академії будівництва України Львівського територіального відділення*, 5’10, 146-153.

65. Микитенко, С.М. (2015). Розрахунок несучої здатності залізобетонних міжколонних плит безкапітельно-безбалкових перекриттів методом граничної рівноваги. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, 151(2), 82-89. https://doi.org/10.18664/1994-7852.151.2015.68829

66. Микитенко, С.М. (2014). Раціональне проектування безкапітельно-безбалкових залізобетонних каркасів будівель. *Мосты и тоннели: теория, исследования, практика*, 6, 103-108.

67. Микитенко, С.М. (2013). Аналіз основних розрахункових положень збірно-монолітного безбалкового безкапітельного каркаса. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 4(39), 1, 171-178.

68. Нижник, О.В., Мурза, С.О., Дрижирук, Ю.В. (2014). Дослідження сталезалізобетонних та залізобетонних плит безбалкового перекриття. *Строительство, материаловедение, машиностроение*, 77, 117-123.

69. Нижник, О.В. (2014). Будівництво сталезалізобетонного каркаса багатоповерхових будівель із безбалковим перекриттям. *Збірник наукових праць. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3(1), 127-131.

70. Нижник, О.В. (2012). *Безбалкові та часторебристі сталезалізобетонні перекриття* (Дис. … д-ра техн. наук спец. 05.23.01). Полтава.

71. Буцька, О.Л., Нікіфорова, Т.Д., Буцький, Р.В. (2024). Моделювання полегшеного плоского перекриття з пустотами із пластиковими кулями. Український журнал будівництва та архітектури, 2(020), 7-12. Режим доступу: https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.260324.7.1036

72. Буцька, О.Л., Нікіфорова, Т.Д., Шевченко, Т.Ю., Буцький, Р.В. (2024). Вибір оптимальних параметрів полегшеного плоского перекриття з пустотами з пластиковими кулями. Український журнал будівництва та архітектури, 2 (020), 13-17. https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.260324.13.1037

73. Савицький, М.В., Нікіфорова, Т.Д., Титюк, А.О., Сопільняк, А.М., Шляхов, К.В., Титюк, А.А. (2023). Проектування швидкомонтованих модульних будинків для потреб переселенців України. *Український журнал будівництва та архітектури*, (6 (018)), 104-110. https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.261223.104.1012

74. Onyshchenko, V., Pavlikov, A., & Mykytenko, S. (2016). Implementation of flat slab column reinforced concrete frames in low cost housing construction. Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych, (3), 29-33.

75. Pavlikov, A., Mykytenko, S., & Hasenko, A. (2018). Effective Structural System for the Affordable Housing Construction. *International Journal of Engineering and Technology (UAE)*, 7, 291-298. https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14422

76. Павліков, А.М., Жарий, С.С. (2009). Конструювання та розрахунок плит збірно-монолітних конструктивних систем житлових будівель. *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, 2, 8-13.

77. Павліков, А.М., Пашинський, В.А., Микитенко, С.М., Губій, М.М., Бабич, Є.М., Петтер, Б.М. (2009). Особливості конструктивної системи збірно-монолітних каркасних багатоповерхових будівель під соціальне житло. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*, 18, 390-395.

78. Савицький, М.В., Буцька, О. Л., Пірадов, К.О., Ковтун-Горбачова, Т.А. (2015). Міцність вузла сполучення збірних плит і монолітних ригелів плоского збірно-монолітного перекриття. *Сборник научных трудов строительство, материаловедение, машиностроение*, 81, 185-190.

79. Савицький, М.В., Сопільняк, А.М., К.В. Погребняк, К.В. (2014). Визначення раціонального монолітного залізобетонного перекриття за допомогою ПК Мономах 4.5. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури : зб. наук. пр.*, 1 (190), 4-7. https://orcid.org/0000-0003-3325-4675

80. Савицкий, Н.В., Зезюков, Д.М., Панченко, Н. (2013). Рациональные конструкции железобетонных перекрытий жилых зданий. *Theoretical foundations of civil engineering: Polish-Ukrainian Transactions*, 21, 389-394.

81. Smorkalov, D., Zhuravskyi, O., & Delyavskyy, M. (2019). Experimental and theoretical studies of single and double-layer slabs supported on four sides. *AIP Conference Proceedings*, 2077 (1): 020052. https://doi.org/10.1063/1.5091913

82. Сморкалов, Д.В. (2017). Дослідження прогинів плит, опертих по контуру. *Будівельні конструкції: теорія і практика*, 1, 136-143.

83. Стебловський, І.А. (2015). Конструктивно-монотропне залізобетонне перекриття з раціональними параметрами: автореф. дис. канд. тех. ... наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Харків.

84. Стороженко, Л.І., Нижник, О.В. (2011). Нові конструкції збірних сталезалізобетонних безбалкових перекриттів. *Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: зб. наук. статей*, 9, 207-217.

85. Стороженко, Л.І., Нижник, О.В. (2011). Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих перекриттів. Полтава.

86. Стороженко, Л.І., Нижник, О.В. (2010). Збірні сталезалізобетонні безбалкові перекриття. *Сб. «Строительство, материаловедение, машиностроение»*, 51, 509-514.

87. Шагин, А.Л., Шмуклер, И.В. (1994). Исследование и регулирование напряженно-деформированного состояния в составных дисках перекрытий. *Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях: междунар. науч.-практ. конф.*, Сумы, 107-108.

88. Шагин, А.Л., Шмуклер, И.В. (1993). Оптимальное проектирование железобетонных перекрытий из плит балочного типа со сложными условиями опирання. *Повышение эффективности строительства: 48-я науч.-техн. конф. ХИСИ,* 44.

89. Shekhovtsov, I., Bondarenko, A., Shekhovtsov, V., Petrash, S. (2019). Experience of full-scale experimental investigation of flat girderless slab with local reinforcing. *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures*, 1289-1294.

90. Shekhovtsov, I., Shekhovtsov, V., Bondarenko, A., Petrash, S., Malakhov, V. (2019). Full-scale testing of reinforced concrete roof slab of 12-stories apartment house. *Proceedings of the 1st fib Italy YMG Symposium on Concrete and Concrete Structures, FIBPRO 2019*, 184-190.

91. Шеховцов, И.В., Петраш, С.В., Бондаренко, А.В., Шеховцов, В.И. (2015). Безбалочное перекрытие с локальным усилением. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 60, 330-337.

92. Шмуклер, В.С. (1997). Пространственные железобетонные системы многокритериального соответствия (Дис. … д-ра тех. наук спец. 05.23.01). Харьков.

93. Шмуклер, В.С. (2002). Специальные конструктивные системы для возведения жилых домов. *Коммунальное хозяйство городов*, 42, 34-58. Харьков.

94. Шмуклер, В.С., Климов, Ю.А., Бурак, Н.П. (2008). *Каркасные системы облегченного типа*. Харьков, Золотые страницы.

95. Югов, А.М., Таран, В.В. (2009). Ефективність застосування полегшених монолітних плит перекриттів при реконструкції будівель. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 18, 540-548.

96. Югов, А.М., Таран, В.В., Тонкачеев, Г.Н., Сопельник, В.И. (2009). Опыт надстройки при реконструкции здания за счет уменьшения веса монолитной плиты перекрытия. *Науковий вісник будівництва*, 52, 59-64.

97. Dmytrenko, Y., Usenko, M., & Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharskyy, Z., Zhelykh, V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 604. Springer, Cham. Режим доступу: https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5

98. Dmytrenko, Ye., Genzerskiy, Yu., Yakovenko, I., & Bakulin, Ye. (2023). Strength analysis of normal cross-sections of reinforced concrete structures in uniaxial bending by Wood-Armer method in LIRA SAPR software. AIP Conf. Proc. 15 February 2023, 2678 (1): 020006. Режим доступу: https://doi.org/10.1063/5.0118680

99. Yakovenko, I.A., Dmytrenko, Ye.A. & Bakulina, V.M. (2022) Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskyi, A., Breskich, V. (eds) Safety in Aviation and Space Technologies: Lecture Notes in Mechanical Engineering, 107-120. Режим доступу: https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_10

100. Sterken, C.A.J. (1999). Beton-innovaties maken hoogbouw tot interessante uitdaging. *Millenniumtoren. Rotterdam. Cement*, 8, 34-39.

101. Mota, M. (2010). Voided Slabs. *Then and now. Concrete international*, 32(10), 41-45.

102. Albrecht, C. (2012). Experimental and theoretical analyses of the load-bearing behaviour of slim biaxial hollow core slabs with flattened void formers. *Proceedings of The 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, Karlsruhe, 85-90.

103. Кріпак, В.Д., Антонов, Р.Е. (2017). Монолітні плоскі перекриття з порожнистими вкладишами. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 8, 135-145. Доступ через: http://nbuv.gov.ua/UJRN/stmrb_2017_8_20

104. Kahn, S., & Williams, M. (1995). *Post-tensioned concrete floors.* Butter worth-Heinemann Ltd.

105. Шмуклер, В.С., Бабаєв, В.М., Бугаєвський, С.О., Бережна, К.В., Карякін, І.А., Кондращенко, В.І., Сеірскі, І.М. (2014). *Каркасна будівля "монофант"* (Патент України 89464). Держ. служба інтелект. власності України. Доступ через https://uapatents.com/13-89464-karkasna-budivlya-monofant.html

106. Серия 1.020-1 (1982). Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных и производственных зданий. НИИЖБ Госстроя СССР, 1-10.

107. ИИ-04 (1966). Сборные элементы зданий каркасной конструкции. ЦИТП, 1-19.

108. Романенко, І.І., Мізяк, М.І., Гордієнко, С.М. (2005). Варіантна житлова система на базі модифікацій міжвидового каркаса серії 1.020-1/87. *Коммунальное хозяйство городов*, 66, 184-196.

109. Pessiki, S., Prior, R., Sause, R., & Slaughter, S. (1995). Review of Existing Precast Concrete Gravity Load Floor Framing Systems. *PCI Journal*, 40(2), 52-68. https://doi.org/10.15554/pcij.03011995.52.68

110. Rise, G.A. (1984). Swedish Precast Concrete System for Multi-story Utility Buildings. AB Strangbetong.

111. Ontario Precast Concrete Manufacturers Association and PCA (1967). Duotek, Portland Cement Association.

112. PD2 FRAME (1970). *Company literature*. Bison Concrete Limited.

113. Бетон від Ковальської. Доступ через https://beton.kovalska.com

114. Обербетон Україна. Доступ через https://oberbeton.ua/uk/

115. 3 бетони. Доступ через http://3betony.com.ua

116. Павліков, А.М., Балясний, Д.К., Гарькава, О.В., Довженко, О.О., Микитенко, С.М., Пінчук, Н.М., Федоров, Д.Ф. (2017). *Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону*. Полтава, ПолтНТУ.

117. Hormipret. Prefabricados para la Construccion. Доступ через: https://www.hormipret.cl/index.php?dir=obra&id=13

118. Perry, E.D. (1968). The Dyna-Frame System of Structural Building Elements. *PCI Journal*, 13(5), 57-65. https://doi.org/10.15554/pcij.10011968.57.65

119. Yoshizaki, S., Sugano, S., Yoshioka, K., Mikame, A., Yagishita, K., & Iso, K. (1990). Existing Precast Frame Systems in Japan. *First Meeting of the U.S.-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Precast Seismic Structural Systems (JTCC-PRESSS)*. San Diego.

120. MID-STATE FILIGREE SYSTEMS. Доступ через: https://www.filigreeinc.com

121. Contiframe (1992). *The Natural Progression – Company literature.* Contiframe Structures Limited, Atherstone, Warwickshire, Great Britain.

122. Шмуклер, В.С. (1994). *Каркасно-панельний будинок «рампа»* (Патент України 4638). Доступ через: https://uapatents.com/12-4638-karkasno-panelnijj-budinok-rampa.html

123. Шмуклер, В.С., Бугаевский, С.А., Никулин, В.Б. (2015). Система «Монофант» для возведения монолитных железобетонных каркасов. *Вестник ХНАДУ*, 71, 70-84.

124. Шмуклер, В.С., Шмуклер, І.В. (1996). *Каркасно-панельний будинок «ікар»* (Патент України 10955). Доступ через : https://uapatents.com/6-10955-karkasnijj-budinok-ikar.html

125. Requena A. Structurapid: un ejemplo de prefabricacion en hormigon en Italia. Доступ через: https://revistasdex.uchile.cl/article

126. Contreras, L., Rojas, I., Zenteno, M.A. (2014). Structurapid. Sistema Constructivo. *Taller Integrado de Tecnologías y Procesos*. Доступ через: https://baixardoc.com/documents/structurapid-2-5c58a0d5b0158

127. Composite Dycore Office Structures (1992). *Company literature*. Finfrock Industries Inc., Orlando, FL.

128. Quickfloor Integrated Building Systems (1990). *Company literature*. Quick-floor America, Inc., Portolla, CA.

129. Spanlight Precast Frame System (1991). *Company literature*. Dow Mac Pro-jects, Precast Concrete Division of Costain Building Products Ltd., London.

130. Low, S.-G., Tadros, M.K., & Nijhawan, J.C. (1991). Minimization of Floor Thickness in Precast Prestressed Concrete Multistory Buildings. *PCI Journal*, 36(4), 74-92. https://doi.org/10.15554/pcij.07011991.74.93

131. Petrovic, B., & Dimitrijevic, R. (1978). Prefabricated Prestressed Concrete Skeleton System IMS. *Housing Science*, 2(4), 369-375.

132. Peikko. Deltabeam Composite beam. Доступ через : https://www.peikko.com/products/product/deltabeam-product-information/

133. Мордич, А.И., Вигдорчик, Р.И., Белевич, В.Н., Залесов, А.С. (1991). Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий. *Бетон и железобетон*, 1, 2-4.

134. Таран, В.В., Тахтай, Д.А., Недорезов, А.В. (2009). Особенности конструктивных решений возведения многоэтажных зданий по системе «АРКОС». *Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури*, 6(80), 89-94.

135. Бамбура, А.М., Бєлоконь, А.М., Борецька, Н.С., Жарко, Л.О., Петрик, Ю.М., Тарасюк, В.Г., ... Тащилова, А.О. (2017). Натурні випробування інноваційного рішення збірно-монолітного перекриття з пустотними попередньо напруженими плитами та прихованими ригелями. *Наука та будівництво*, 12(2), 19-25.

136. Савицкий, Н.В., Буцкая, Е.Л. (2010). Плоское железобетонное сборно-монолитное перекрытие. *Вісник нац. ун-ту «Львівська політехніка»: зб. наук. праць*, 662, 258-263.

137. Савицкий, Н.В., Буцкая, Е.Л. (2010). Обоснование выбора плоского сборно-монолитного перекрытия ПГАСА. *Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов*, 56, 396-402.

138. Савицький М.В., Магала В.С., Рабіч О.В. та ін. (2007). *Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття*. (Патент України 23418). Доступ через : https://uapatents.com/1-23418-sposib-ulashtuvannya-zbirno-monolitnogo-zalizobetonnogo-perekrittya.html

139. Магала, В.С., Савицький, М.В., Зезюков, Д.М., Рабіч, О.В. (2011). *Спосіб улаштування збірно-монолітного перекриття* (Патент України 63024). Доступ через : https://uapatents.com/2-63024-sposib-ulashtuvannya-zbirno-monolitnogo-perekrittya.html

140. Савицкий, Н.В., Буцкая, Е.Л., Чернец В.А. (2011). Результаты натурных испытаний фрагмента сборно-монолитного перекрытия. *Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов*, 61, 382-387.

141. Butska, O., Nikiforova, T., Makhinko, M., & Shekhorkina, S. (2019). Investigating the strength and deformability of the node that connects precast slabs and monolithic joists in a flat precast-monolithic flooring slab. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 4(1 (100), 14–25. https://doi.org/10.15587/1729-4061.2019.174476

142. Буцкая, Е.Л., Савицкий, Н.В. (2013). Расчет плоского железобетонного сборно-монолитного перекрытия с круглопустотными плитами и монолитными ригелями с помощью ПК SCAD. *Вісник ПДАБА: зб. наук. праць*, 1-2, 9-13.

143. Рекомендации по проектированию конструкций плоского сборно-монолитного перекрытия «Сочи» (1975). Стройиздат.

144. SUPRA. Універсальне збірно-монолітне перекриття. Доступ через: https://www.supra.in.ua

145. TERIVA. Доступ через: https://teriva.ua/catalog/teriva

146. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Федоров, Д.Ф., Фаренюк, Г.Г., Петтер, Б.М., Бовкун, Ж.М. (2014). *Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла* (Патент України 93195). Держ. служба інтелект. власності України. Доступ через: https://uapatents.com/4-93195-industrialnijj-bezkapitelno-bezbalkovijj-karkas-budivli-dostupnogo-zhitla.html

147. Павліков, А.М., Федоров, Д.Ф., Качан, Т.Ю. (2014). *Спосіб з'єднання панелей діафрагм жорсткості в будинках безкапітельно-безбалкової конструктивної системи* (Патент України 91267). Доступ через: https://uapatents.com/4-91267-sposib-zehdnannya-zalizobetonnikh-panelejj-diafragm-zhorstkosti-v-budivlyakh-bezkapitelno-bezbalkovo-konstruktivno-sistemi.html

148. Павліков, А.М., Качан, Т.Ю., Балясний, Д.К., Федоров, Д.Ф. (2015). *Спосіб з'єднання залізобетонних плит перекриття в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи* (Патент України 9828). Режим доступу: https://uapatents.com/4-98285-sposib-zehdnannya-zalizobetonnikh-plit-perekrittya-v-budivlyakh-bezkapitelno-bezbalkovo-konstruktivno-sistemi.html

149. Павліков, А.М., Федоров, Д.Ф., Качан, Т.Ю. (2015). *Спосіб з'єднання надколонної плити перекриття з колоною в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи* (Патент України 102290). Доступ через : https://uapatents.com/4-102290-sposib-zehdnannya-nadkolonno-pliti-perekrittya-z-kolonoyu-v-budivlyakh-bezkapitelno-bezbalkovo-konstruktivno-sistemi.html

150. Довженко, О.О., Погрібний, В.В., Чурса, Ю.В., Бігдан, А.О. (2014). Вузол з'єднання надколонної плити з колоною у збірно-монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттях (Патент України 95177). Доступ через: https://uapatents.com/4-95177-vuzol-zehdnannya-nadkolonno-pliti-z-kolonoyu-u-zbirno-monolitnikh-bezkapitelno-bezbalkovikh-perekrittyakh.html

151. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий: рабочий проект : в 9-ти выпусках (1990). Фирма «КУБ» СП «ИНЭКС», Научно-проектно-строительное объединение монолитного домостроения, НСПО «МОНОЛИТ».

152. Банах, А.В. (2013). Вплив сейсмічних дій на залізобетонні каркаси споруд підвищеного рівня відповідальності. *Будівельні конструкції*, 78 (1), 300-306.

153. Банах, А.В. (2013). Анализ напряжённо-деформированного состояния конструкций недостроенного сооружения класса ответсвенности СС2. *Містобудування та територіальне планування*, (48), 29-36.

154. Павліков, А.М., Бабич, Є.М., Петтер, Б.М. (2013). Безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівлі: особливості та досвід використання під доступне житло. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науковий збірник наукових праць (будівництво)*, 78(1), 28-34.

155. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Безрукавий, Д.В. (2013). Впровадження безригельно-безкапітельної каркасної конструктивної системи в проектування будівель під доступне житло. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 27, 352-359.

156. Павліков, А.М., Зоценко, М.Л., Нестеренко, Т.М., Петраш, О.В. (2013). Конструктивні елементи житлової будівлі за програмою «Доступне житло». *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития*, 68, 259-265.

157. Пушкарьова, К.К., Бамбура, А.М., Дворкін, Л.Й., Градобоєв, О.В., Зоценко, М.Л., Кагановський, О.С., Павліков, А.М., …, Шабанова, Г.М. (2015). *Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури.* К.: Вік-принт.

158. Pavlikov, A., Pinchuk, N., & Garkava, O. (2016). Industrial Uncapital Ungirder Frame Structure for Residential Buildings. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (47), 96-103.

159. Павліков, А.М., Пінчук, Н.М., Гарькава, О.В. (2018). Безконсольно-безкапітельно-безбалкові каркаси в будівництві котеджів. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 36, 279-287.

160. ЗБВ для системи безригельного каркасу. Доступ через: https://beton.pl.ua/продукция-и-услуги/жби-для-системы-безригельного-каркаса1

161. СИСТЕМА БЕЗРИГЕЛЬНОГО КАРКАСУ «КУБ 2,5» Доступ через: https://www.yzzbk.com.ua

162. Павліков А.М. (2017). Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник. ПолтНТУ, Полтава: ТОВ «АСМІ».

163. Гарькава, О.В. (2024). Огляд збірних каркасних конструктивних систем будівель. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 21, 44-56.

164. Лолейт, А.Ф. (1916). К вопросу о теории расчета безбалочных железобетонных перекрытий. *Труды общества испытания материалов*.

165. Лолейт, А.Ф. (1926). О необходимых запасах прочности безбалочных перекрытий. *Строительная промышленность*, 11.

166. Лолейт, А.Ф. (1927). По поводу статьи проф. В. Келдыш. *Строительная промышленность*, 3.

167. Eddy, H.T., & Turner, C.A.P. (1919). *Concrete-steel construction*. Minneapolis.

168. Торнер, Ф.Е., Маурер, Е.Р. (1910). *Новейшіе методы разсчета железобетонных сооруженій, принятые въ Америке*. Изд. стр.-тех. конторы М.Н. Литвинова и Ко.

169. Grashof, F. (1878). Theorie der Elastizitad und Fezstigkeit. Berlin.

170. Macmilan, A.B. (1910). A Comparison of Methods of Computing the Strength of Flat Reinforced Concrete Plates, *Eng. News*, 63(13), 364-367.

171. Lord, A.R. (1911). A Test of a Flat Slab Floor in a Reinforced Concrete Building. *Proceedings of the National Association of Cement Users* (*ACI*), 7, 156-179.

172. Nichols, J.R. (1914). Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 77(1). https://doi.org/10.1061/taceat.0002589

173. Westergaard, H.M., & Slater, W.A. (1921). Moments and Stresses in Slabs. *ACI Journal Proceedings*, 17(2), 415-538.

174. Marcus, H. (1924). Die Theorie Elastischer Gewebe Und Ihre Anwendung Auf Die Berechnung Biegsamer Platten: Unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen Pilzdecken. Springer.

175. Lewe, V. (1926). *Pilzdecken*. Wilhelm Ernst & Sohn.

176. Келдыш, В.М. (1927). К вопросу о расчете безбалочных перекрытий. *Строительная промышленность*, 2, 3, 4.

177. Глуховский, А.Д. (1930). Железобетонные безбалочные перекрытия в холодильном сторительстве. *Строительная промышленность*, 4.

178. Галеркин, Б.Г. (1933). *Упругие тонкие плиты*. Госстройиздат.

179. Гвоздев, А.А. (1931). Испытание безбалочного перекрытия до разрушения. *Строительная промышленность*, 11-12.

180. Гвоздев, А.А., Боришанский, М.С. (1934). К вопросу о расчете изгибаемых железобетонных элементов по стадии разрушения. *Проект и стандарт*, 6, 20-24.

181. Гвоздев, А.А., Мурашев, В.И. (1933). *Инструкция по расчету железобетонных рам и каркасов*. Госстройиздат.

182. Подольский, И.С. (1928). Железобетонные безбалочные перекрытия. Госиздат.

183. Ивянский, А.М. (1946). Проектирование безбалочных перекрытий без обвязочных балок. *Бюллетень строительной техники*, 14.

184. Глуховский, А.Д. (1931). Железобетонные безбалочные перекрытия. *Труды Бюро стандартизации Мясохладстроя*, 1.

185. Щепотьев, А.С. (1940). Расчет безбалочных перекрытий по методу разрушающих нагрузок. *Труды ЦНИПС*, 4-5.

186. Шваб'юк, В.І., Ротко, С.В. (2015). *Лінійне деформування, міцність та стійкість композитних оболонок середньої товщини*. Луцьк, ЛНТУ.

187. Євстаф'єв, В.І. (2004). Полегшені багатошарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій (Автореф. дис. … канд. техн. наук спец. 05.23.01). Київ.

188. Клестов, О.В. (2014). Аналітичний розрахунок залізобетонних плит зі сталевим обрамленням. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 3(42), Т.2, 43-48.

189. Клестов, О.В. (2015). Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних плит зі сталевим обрамленням (Автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01). Полтава.

190. Тимошенко, С.П., Войновский-Кригер, С. (1966). *Пластины и оболочки*. Издательство «Наука».

191. Тимошенко С. П. (1972). *Курс теории упругости*. Наукова думка.

192. Azizov, T., Pereiras, R., & Maistrenko, O. F. (2023). Influence of the Structural Support Model on the Stress-Strain State of Reinforced Concrete Floor Slabs. *Materials Science Forum*, 1100, 159-165. Trans Tech Publications, Ltd. https://doi.org/10.4028/p-mvjh9r

193. Azizov, T., & Orlova O. (2022). Reinforced concrete orthotropic slabs calculation. *East European science journal*, 1(77), 4-7 https://doi.org/10.31618/ESSA.2782-1994.2022.1.77.226

194. Зезюков, Д.М. (2012). *Рациональное проектирование железобетонных конструкций многоэтажных зданий рамной конструктивной системы со сборно-монолитными перекрытиями* (Дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01). Днепропетровск.

195. Зезюков, Д.М., Махінько, М.М., Буцька, О.Л., Котов, М.А. (2019). Щодо визначення фактичного напруженого стану елементів плоских збірно-монолітних перекриттів. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*, 2, 64-71.

196. Гвоздев, А.А. (1939). Обоснование норм проектирования железобетонных конструкций. Строительная промышленность, 17, 17 – 26.

197. Taylor, S.E., Rankin, G.I.B., & Cleland, D.J. (2001). Arching action in high-strength concrete slabs. *Struct. & Build*. , 146(4), 353-362.

198. Zheng, Y., Robinson, D., Taylor, S., Cleland, D., & Shaat, A. (2008). Analysis of compressive membrane action in concrete slabs. *PI Civil Eng*., 161, 21-31.

199. Qian, K., & Li, B. (2015). Load-resisting mechanism to mitigate progressive collapse of flat slab structures. *Mag Concrete Res,* 67(7), 349-363.

200. Ma, F.H., Gilbert, B.P., Guan, H., Lu, X.Z., & Li, Y. (2020). Experimental study on the progressive collapse behaviour of RC flat plate substructures subjected to edge-column and edge-interior-column removal scenarios. *Engineering Structures*, 209, 520-536.

201. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 (2012). Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). Укрархбудінформ, Київ.

202. EN 1992-1-1 (2004) (English): *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings* [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

203. ACI 318-08 (2008): Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute.

204. BS 8110-1:1997 (1997). Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction. BSI.

205. *Worked examples to Eurocode 2* (2009). Published by the Concrete Centre. Michael Burbridge Ltd, Maidenhead, UK.

206. *Guide to design and construction of reinforced concrete flat slabs* (2007). Published by the Concrete Society. Cromwell Press, Trowbridge, UK.

207. Sahab, M., Ashour, A., Toropov, V. (2005). Cost optimisation of reinforced concrete flat slab buildings. Engineering Structures, 27(3), 313-322. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.10.002

208. Taylor, F.W., Thompson, S.E., & Smulski E. (1925). *Concrete, Plain and Reinforced*. John Wiley and Sons.

209. Khan, F.R., & Sbarounis, J.A. (1964). Interaction of Shear Walls and Frames. *Proceedings ASCE*, 90(ST3), 285-335.

210. Corley, W.G., Sozen, M.A., & Siess, C.P. (1961). The equivalent frame analysis for reinforced concrete slabs. *Structural Research Series*, 218.

211. Corley, W.G., & Jirsa, J.O. (1970). Equivalent frame analysis for slab design. *ACI Journal Proceedings*, 67(11), 875-884.

212. Pecknold, D.A. (1975). Slab effective width for equivalent frame analysis, *ACI Journal Proceedings*, 72(4), 135-137.

213. Vanderbilt, M.D. (1981). The Equivalent Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs. *Structural Research Series*, 36.

214. Vanderbilt, M.D., & Corley, W.G. (1983). Frame analysis for concrete buildings. *Concrete Int.*: *Design construct*., 5(12), 33-43.

215. Иванов, А. (2003). Расчет конструктивных систем каркасных монолитных зданий методом заменяющих рам. *Бетон и железобетон*, 4(2), 12-15.

216. Дорофеев, В.С., Заволока, Ю.В., Кобринец, В.М., Заволока, М.В. (2006). Расчет и конструирование безбалочных бескапительных монолитных перекрытий. *Вісник ОДАБА*, 21, 74-85.

217. Онищенко, О.Г., Пічугін, С.Ф., Онищенко, В.О., Стороженко, Л.І., Семко, О.В., … Ландар, О.М. (2010). *Високоефективні технології та комплексні конструкції в промисловому й цивільному будівництві: монографія*. Полтава.

218. Бабаєв, В.М., Бугаєвський, С.О., Євель, С.М., Євзеров, І.Д., Лантух-Лященко, А.І., … Шмуклер, В.С. (2017). *Чисельні та експериментальні методи раціонального проектування та зведення конструктивних систем*. Київ.

219. Дехтяр, А.С. (2018). Проектування безбалочних перекриттів. *Будівельна механіка та розрахунок споруд*, 2, 9-12.

220. Jirsa, J.O., Sozen, M.A., & Siess, C.P. (1963). The effect of pattern loadings on reinforced concrete floor slabs. *Structural Research Series*, 269.

221. Jirsa, J.O., Sozen, M.A., & Siess, C.P. (1969). Pattern loadings on reinforced concrete floor slabs. *Journal Struct. Div.- ASCE*, 96(ST5), 1117-1137.

222. Cano, M.T., & Kilngner, R.E. (1987). Comparison of analysis procedures for two-way slabs. *ACI Structural Journal*, 85(6), 597-608. http://dx.doi.org/10.14359/2702+

223. Hwang, S.J., & Moehle, J.P. (1993). An experimental study of flat-plate structures under vertical and lateral loads. *University of California, Berkeley, CA*.

224. Luo, Y.H., Durrani, A.J., & Conte, J.P. (1994). Equivalent Frame Analysis of Flat Plate Buildings for Seismic Loading. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(7). https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:7(2137)

225. Luo, Y.H., & Durrani, A.J. (1995). Equivalent beam model for flat slab buildings – part I: Interior connection. *ACI Structural Journal*, 92(1), 115-124. https://doi.org/10.14359/1534

226. Luo, Y.H., & Durrani, A.J. (1995). Equivalent beam model for flat slab buildings – Part II: Exterior connection. *ACI Structural Journal*, 92(2), 250-257. https://doi.org/10.14359/1154

227. Grossman, J.S. (1997). Verification of proposed design methodologies for effective width of slabs in slab-column frames. *ACI Structural Journal*, 94(2), 181–196. http://dx.doi.org/10.14359/472

228. Robertson, I.N. (1997). Analysis of flat slab structures subjected to combined lateral and gravity loads. *ACI Structural Journal*, 94(6), 723-729. http://dx.doi.org/10.14359/9732

229. Murray, A.K., Cleland, D.J., Gilbert, S.G., & Scott, R.H. (2003). Improved equivalent frame analysis method for flat plate structures in vicinity of edge columns. *ACI Structural Journal*, 100(4), 454-464. https://doi.org/10.14359/12654

230. Lee, Y.W., & Kim, J.W. (2003). An analysis of the flat plate structure with simplified equivalent beam model. *J. Archit. Insti. Korea*, 19(11), 57-64.

231. Kim, H.S. and Lee, D.G. (2005). Efficient analysis of flat slab structures subjected to lateral loads. *Eng. Struct.*, 27(2), 251-263.

232. Park, Y.M., Han, S.W., & Kee, S.H. (2009). A modified equivalent frame method for lateral load analysis. *Mag. Concrete Res.*, 61(5), 359-370. http://dx.doi.org/10.1680/macr.2008.00081+

233. Han, S.W., Park, Y.M., & Kee, S.H. (2009). Stiffness Reduction factor for flat slab structures under lateral loads. *Journal of Structural Engineering*, 135(6), 743-750. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000001

234. Kim, K.S., Choi, S.-H., Ju, H., Lee, D.H., Lee, J.-Ye., & Shin, M. (2014). Unified equivalent frame method for flat plate slab structures under combined gravity and lateral loads – Part 1: derivation. *Earthquakes and Structures*, 7(5), 719-733. http://dx.doi.org/10.12989/eas.2014.7.5.719

235. Kim, K.S., Choi, S.-H., Ju, H., Lee, D.H., Lee, J.-Ye., & Shin, M. (2014). Unified equivalent frame method for flat plate slab structures under combined gravity and lateral loads – Part 2: verification. *Earthquakes and Structures*, 7(5), 735-751. http://dx.doi.org/10.12989/eas.2014.7.5.735

236. Anjaneyulu, B., & Prakash, K.J. (2016). Analysis and Design of Flat Slab by Using Etabs Software. *International Journal of Science Engineering and Advance Technology*, 4(2), 105-112.

237. Pan, W., Wang, Zh., & Zhang, Ya. (2021). Module equivalent frame method for structural design of concrete high-rise modular buildings. *Journal of Building Engineering*, 44, 103214. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103214

238. Гетун, Г.В., Кушніренко, М.Г. (2010). Особливості дослідження та проектування розрахункових схем багатоповерхових каркасно-монолітних житлових будинків. *Опір матеріалів і теорія споруд*, 86, 65-72.

239. Ingerslev, A. (1921). Om en elementaer beregntngmetode af krydsarmerede plader. *Ingenifren*, 30, 507-515.

240. Johansen, K.W. (1931). *Beregning af Krydsarmerede Jernbetonpladers Brudmoment*. Tidsskrifter BSM 3-1 Bygningsstatiske Meddelelser.

241. Amerongen, C.V. (1962). The application of the yield line theory to calculation of flexural strength of slabs and flat slab floors. Comite Europeen du Beton, №35.

242. Taylor, R., Hayes, B., & Mohamedbhai, G.T.G. (1969). Coefficients for the design of slabs by yield-line theory. *Concrete*, 3, 171-172.

243. Holmer, M., & Majed, R.J. (1972). Beam and slab floor systems. Composite design by yield line theory. *Building Science*, 7, 215-224.

244. Desayi, P., & Muthu, K.U. (1988). A brief review on strength, deflection and cracking of rectangular, skew and circular reinforced concrete slabs. *Indian Inst. Sci.*, 68, 91-108.

245. Дубинский А.М. (1961). *Расчет несущей способности железобетонных плит*. Госуд. изд. лит. по строительсту и архитектуре УССР.

246. Гвоздев, А.А. (1934). Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем. *Проект и стандарт*, 8.

247. Голышев, А.Б., Бачинский, В.Я., Полищук, В.П., Харченко, А.В., Руденко, И.В. (1990). *Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие*. Будівельник.

248. Kemp, K.O. (1965). The Yield Criterion for Orthotropically Reinforced Concrete Slabs. *International Journal of Mechanical Sciences*, 7(11), 737-746. https://doi.org/10.1016/0020-7403(65)90002-0

249. Jones, L.L., & Wood, R.H. (1967). *Yield line analysis of slabs*. James & Hudson, London.

250. Shukla, S.N. (1973). *Handbook for Design of Slabs by Yield-line and Strip Methods*. Structural Engineering Research Centre, Roorkee, India.

251. Kennedy, G.C. (2003). *Practical yield line design*. British cement Association, U.K.

252. Quintas, V. (2003). Two main methods for yield line analysis of slabs. *Journal of Engineering Mechanics*, 129(2), 223-231. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:2(223)

253. Jain, A., & Veerendra, K. (2019). Yield Line Analysis of Reinforced Concrete Slab Carrying Concentrated Loading. *Journal of the Institution of Engineers (India)*: *Series A 101*, 1, 195-206. https://doi.org/10.1007/s40030-019-00414-7

254. Дехтяр, А.С. (2015). Несна здатність коробчатих тонкостінних конструкцій. *Вісник Національного транспортного університету*, 1(31), 189-193.

255. Дехтяр, А.С. (2016). Несна здатність консольних циліндричних оболонок. *Вісник Національного транспортного університету*, 1(34), 146-152.

256. Дехтяр, А.С. (2017). Несна здатність просторових пластинчатих конструкцій. *Будівельні конструкції: теорія і практика*, (1), 3-7.

257. Gupta, S., & Naval, S. (2020). Analysis of Orthotropic RC Rectangular Slabs Supported on Two Adjacent Edges - A Simplistic Approach. *Civil Engineering Journal*, 6(10), 1992-2001. http://dx.doi.org/10.28991/cej-2020-03091598

258. Panda, S.S., Subham, G., & Bhagabat, J. (2020). Yield Behaviour of Three Edge Simply Supported Two-Way Slab Under Concentrated Loading. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 213-220. https://doi.org/10.1007/978-981-15-4577-1_17

259. Al-Ahmed, A., Hussein, A., Al-Shamaa, M.F.K., & Ali, H.H. (2020). Implication of Yield Lines Theory in Method Three of the ACI Code for Two-Way Reinforced Concrete Slabs. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 737, 012005. https://doi.org/10.1088/1757-899x/737/1/012005

260. Al-Ansari, M.S., & Afzal, M.Sh. (2020). Structural Analysis and Design of Flat Slab with Irregular Column Layouts using Simplified Design Method. *SSRG International Journal of Civil Engineering*, 7(7), 44-52. https://doi.org/10.14445/23488352/IJCE-V7I7P107

261. di Prisco, M., Colombo, M., & Pourzarabi, A. (2019). Biaxial bending of SFRC slabs: Is conventional reinforcement necessary? *Materials and Structures*, 52:1. https://doi.org/10.1617/s11527-018-1302-0

262. Aidarov, S., Tošić, N., & de la Fuente, A. (2022). A limit state design approach for hybrid reinforced concrete column-supported flat slabs. *Structural Concrete*, 23, 3444-3464. https://doi.org/10.1002/suco.202100785

263. Salam Al-Sabah, A., & Falter, H. (2013). Finite element lower bound "yield line" analysis of isotropic slabs using rotation-free elements. *Engineering Structures*, 53, 38-51. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.005

264. Гарькава, О.В. (2014). Розрахунок міцності середньої плити перекриття безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 29, 86-93.

265. Павліков, А.М., Микитенко, С.М. (2014). Розрахунок несучої здатності збірних залізобетонних елементів безкапітельно-безбалкового перекриття методом граничної рівноваги. *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3(1), 132-139.

266. Павліков, А.М., Микитенко, С.М. (2015). Схеми руйнування середніх плит безкапітельно-безбалкових перекриттів і розрахунок їх міцності. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 30, 200-209.

267. Павліков, А.М., Микитенко, С.М. (2015). Розрахунок несучої здатності залізобетонних надколонних плит безкапітельно-безбалкових перекриттів методом граничної рівноваги. *Вісник Національного університету «Львівська полтехніка». Теорія та практика будівництва*, 823, 248-255.

268. Павліков, А.М., Балясний, Д.К. (2016). Удосконалення розрахункової схеми середньої плити безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 32, 226-230.

269. Pavlikov, A., Harkava, O., Prykhodko, Yu., & Baryliak, B. (2019). Highly constructed precast flat slab frame structural system of buildings and research of its slabs. *Proceedings of the International fib Symposium on Conceptual Design of Structures,* 493-500.

270. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., & Saiko, K.G. (2020). Calculation of inter-column slabs bearing capacity on the basis of the virtual works method. *Building innovations – 2020 : зб. наук. пр. за матеріалами III Міжнар. азерб.-укр. наук.-практ. конф.*, 153-156. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

271. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., Saiko, K.G., & Chaika, O.S. (2021). Calculation of new generation floor slabs in cottages.

Актуальные проблемы инженерной механики: тезисы докладов VIII Международной научно-практической конференции, 43-47. Одесса: ОГАСА.

272. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Сайко, К.Г. (2021). Особливості розрахунку середньої плити збірних безбалкових перекриттів. *Тези 73-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*, 1, 124-125. Полтава: Нац. університет імені Юрія Кондратюка.

273. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Ghazali, Muhammad Sani (2021). Principles of analysis of synthesized frame structural systems of buildings. *Збірник наукових праць IV Міжнародної азербайджансько-української науково-практичної конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2021»,* 150-152. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

274. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Газалі, Мухаммад Сані (2021). Принципи розрахунку плоских перекриттів каркасних конструктивних систем будівель. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доп. IV міжнар. конф.*, 124-126. Одеса: ОДАБА.

275. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Pinchuk, N.M. (2021). Calculation of Inter-Column Slabs Bearing Capacity by Kinematic Method. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1079, 4. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/5/052095

276. Павліков, А., Гарькава, О. (2023). Розрахунок несучої здатності плит збірного безбалкового перекриття кінематичним способом. *Матеріали IV Міжнародної науково-практичної конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: матеріали та конструкції»*, 77-78. К.: КНУБА.

277. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Дискова модель збірного безбалкового перекриття в граничному деформованому стані. *Тези 75-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*, 1, 114-115. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

278. Pavlikov, A., Harkava, O., Danych, D., Ghazali, M., & Dabo, A. (2023). Precast Flat Plate Analysis by Kinematic Method. *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient Proceedings of the fib Symposium 2023*, 1, 1526-1538 https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_154

279. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 17 листопада). Високоефективна збірна каркасна безбалкова конструктивна система будівель. *Сучасні проблеми містобудування. Перспективи та пріоритети розвитку: збірник тез доповідей Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції*, 83-84. Луцьк: ЛНТУ.

280. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Травка-Бабенко, З.Є., Білокінь, М.Ю., Кіяшко, Я.С. (2023, 29 листопада). Збірний безбалковий каркас будівель для поновлення житлового фонду України. *Тези III Всеукраїнської науково-практичної конференції «Роль науки у відбудові України»*, 35-38. Київ: НДІБК.

281. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 12-13 грудня). Збірна безбалкова безкапітельна каркасна конструктивна система будівель для відбудови України. *Збірник наукових праць XVI Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи»*, 313-315. Полтава: Полтавська політехніка.

282. Pavlikov, A. & Harkava, O. (2024). Precast flat plate frame of buildings for renewal of the housing stock of Ukraine. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(62), 32-37 https://doi.org/10.26906/znp.2024.62.3882

283. Pavlikov, A.M. & Harkava, O.V. (2024). Experimental tests of the over-columned plates of the precast building frame. IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science, 1415, 012067 https://doi.org/10.1088/1755-1315/1415/1/012067

284. Гарькава, О.В. (2024). *Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів*. Житомир, Видавничий дім «Бук-Друк».

285. Афанасьєва, Л.В. (2024). Ефективність використання безбалкових плит перекриття в багатоповерхових каркасно-монолітних будинках. *Наука та освіта. Збірка праць XVIII Міжнародної наукової конференції*, 51-55.

286. Гетун, Г., Безклубенко, І., Кошева, В., Кошева, І. (2022). Етапи розвитку бетону та досвід використання залізобетонних конструкцій. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 42-55. https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.42-55

287. Кріпак, В.Д., Антонов, Р.Е. (2018). Монолітні плоскі перекриття з порожнистими вкладишами. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 8, 135-145.

288. Адаменко, В.М. (2014). Реалізація вимог ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2 щодо розрахунку армування монолітних плит безбалкових перекриттів за допомогою ПК «ЛІРА». *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 53, 9-15.

289. Барабаш, М.С., Омельченко, Е.В. (2009). Аналіз способів моделювання стику безребристої безкапітельної залізобетонної плити та колони. *Вісник НАУ*, №3, 160-165.

290. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2024). Experimental Research of Biaxially Bended Reinforced Concrete Columns Manufactured on Granite Sifting. *Proceedings of the 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 43-50. Budapest.

291. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2016). Розрахунок несучої здатності колон при їх косому деформуванні у складі безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць*, 33, 191-199.

292. Гарькава, О.В., Пискун, А.О. (2018, 28-29 березня). Аналіз причин косого деформування залізобетонних колон. *Тези та програма III Міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві»*, 187-188. Київ: КНУБА.

293. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019, 5-7 березня). Особливості роботи залізобетонних колон у складі безбалкових каркасів

будівель. *Сучасні технології в науці та освіті: матеріали Другої міжнародної науково-практичної конференції*, 24-26. Сєвєродонецьк: вид-во СНУ ім. В. Даля.

294. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2018). *Залізобетонні конструкції в умовах складного деформування та їх розрахунок: навчальний посібник.* Полтава: Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка.

295. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2020). Розрахунок несучої здатності залізобетонних колон безбалкових каркасів. *Нові технології в будівництві*, 38, 10-16.

296. ДБН В.2.6 – 98:2009 (2011). Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, Мінрегіонбуд України.

297. ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010 (2011). Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ, Мінрегіонбуд України.

298. Bresler, B. (1960). Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending. *ACI Journal, Proceedings*, 57, 481-490.

299. Kamara, M.E., & Rabbat, B.G. (2005). *Notes on ACI 318-05 building code requirements for structural concrete with design applications*. PCA

300. Pannell, F.N. (1960). The Design of Biaxially Loaded Columns by Ultimate Load Methods. *Magazine of Concrete Research*, 103-104.

301. Pannell, F.N. (1963). Failure Surfaces for Members in Compression and Biaxial Bending. *ACI Journal, Proceedings*, 60, 129-140.

302. Furlong, R.W. (1961). Ultimate Strength of Square Columns under Biaxially Eccentric Loads. *ACI Journal, Proceedings*, 58, 1129-1140.

303. Meek, J.L. (1963). Ultimate Strength of Columns with Biaxially Eccentric Loads. *ACI Journal, Proceedings*, 60, 1053-1064.

304. Aas-Jakobsen, A. (1964). Biaxial Eccentricities in Ultimate Load Design. *ACI Journal, Proceedings*, 61, 293-315.

305. Ramamurthy, L.N. (1966). Investigation of the Ultimate Strength of Square and Rectangular Columns under Biaxially Eccentric Loads. *Symposium on*

Reinforced Concrete Columns, American Concrete Institute, Detroit, MI, 263-298. https://doi.org/10.14359/16764

306. Lai, S., Will, G., & Otani, S. (1984). Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members. *Journal of Structural Engineering*, 110(11), 2563-2584. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:11(2563)

307. Wang, C.K. and Salmon, C.G. (1985). *Reinforced Concrete Design, Fourth Edition*. Harper & Row Publishers, New York, N.Y.

308. Rodriguez, J.A. & Aristizabal-Ochoa, D.J. (1999). Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. *Journal of Structural Engineering*, 125(6), 672-683.

309. Hong, H. (2001). Strength of Slender Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. *Journal of Structural Engineering*, 127(7), 758-762.

310. Fafitis, A. (2001). Interaction Surfaces of Reinforced-Concrete Sections in Biaxial Bending. *Journal of Structural Engineering*, 127(7), 840-846. http://dx.doi.org/10.1061/40513(279)12

311. Stefan, L., & Léger, P. (2010). Multicriteria Capacity Envelopes for Biaxial Bending of Concrete Hydraulic Structures. *Journal of Structural Engineering*, 136(9), 1035-1043. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000205

312. Xu, Z., Han, Q., & Huang, Ch. (2016). Behavior evaluation for reinforced concrete columns with rectangular hollow section subjected to axial compression and biaxial bending. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 11(1), 53-61. https://doi.org/10.3846/bjrbe.2016.06

313. Павліков, А.М., Микитенко, С.М., Федоров, Д.Ф. (2018). Розрахунок несучої здатності залізобетонних колон збірного безкапітельно-безбалкового каркасу при косому стисканні. *Наука та будівництво,* 1(15), 12-17.

314. Mosley, W.H., Bungey, J.H., & Hulse, R. (2007). *Reinforced Concrete Design to Eurocode 2*. Palgrave Macmillan.

315. Bouzid, T., & Demagh, K. (2011). Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads. *Slovak journal of civil engineering*, 1, 24-32.

316. Торяник, М.С. (1940). Экспериментальные исследования и расчет по стадии разрушения железобетонных стоек, работающих на центральное сжатие и косой изгиб. *Научные записки Полтавского института инженеров сельскохозяйственного строительства*, 1, 16-40.

317. Торяник, М.С. (1940). Расчет по стадии разрушения железобетонных сечений, работающих на косое внецентренное сжатие. *Строительная промышленность*, 5, 22-24.

318. Торяник, М.С. (1951). Расчет железобетонных элементов на косое внецентренное сжатие. *Строительная промышленность*, 9, 12-14.

319. Торяник, М.С. (1956). Особенности расчета по предельному состоянию железобетонных элементов на косое внецентренное сжатие. *Всеукраинская научно-техническая конференция по бетону и железобетону*. Киев, Госстройиздат Украины, 36-39.

320. Торяник, М.С. (1961). Косое внецентренное сжатие и косой изгиб в железобетоне. Киев, Госстройиздат УССР.

321. Гвоздев, А.А. (1934). О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций и о первых его результатах. Госстройиздат.

322. Столяров, Я.В. (1934). Теория железобетона на экспериментальной основе. Гостехиздат Украины.

323. Мурашев, В.И. (1938). Расчет железобетонных элементов по стадии разрушения. Госстройиздат.

324. Бабич, В.И. (1972). Экспериментально-теоретические исследования работы гибких железобетонных элементов прямоугольного сечения на косое внецентренное сжатие (Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01). Львов.

325. Бабич, В.І., Кочкарьов, Д.В, Різак, В.В. (2004). Розрахунок залізобетонних елементів і їх перерізів деформаційним методом. *Бетон и железобетон в Украине*, 2, 2-7.

326. Бабич, Е.М., Руденко, Ю.М., Фалеев, Л.В. (1971). О рациональном армировании железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой, работающих на косой изгиб. *Изв. вузов. Стр-во и арх*., 3, 1-5.

327. Бабич, Є.М., Ромашко, В.М. (2017). Розрахунок нормальних перерізів косозавантажених елементів з використанням діаграм їх стану. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 34, 86-94.

328. Торяник, М.С., П.Ф. Вахненко (1968). Расчет железобетонных элементов двутаврового сечения на косое внецентренное сжатие с малыми эксцентриситетами. *Бетон и железобетон*, 6, 44-48.

329. Торяник, М.С., Вахненко, П.Ф., Фалеев, Л.В., Сердюк, Л.И., Кузьменко, А.М., Доля, К.Х., Руденко, Ю.М. (1974). *Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях*. Стройиздат.

330. Торяник, М.С., Вахненко, П.Ф. (1982). Состояние и дальнейшее направление исследований железобетонных элементов, находящихся в сложном напряженном состоянии. *Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в сельскохозяйственное строительство: республиканская конференция*. Полтава, 6-9.

331. Вахненко, П.Ф., Руденко, Ю.М., Торяник, М.С. (1970). Экспериментально-теоретические исследования прочности кососжимаемых железобетонных элементов. *Изв. вузов. Стр-во и арх*., 2, С. 12-19.

332. Вахненко, П.Ф. (1990). Граничная высота сжатой зоны при сложных деформациях. *Бетон и железобетон*, 11, 27-28.

333. Вахненко, П.Ф. (1992). *Сучасні методи розрахунку залізобетонних конструкцій на складні види деформацій*. Київ, Будівельник.

334. Вахненко, П.Ф. (1997). Стан і перспективи розвитку науки про роботу залізобетонних конструкцій в умовах складних деформацій. *Проблеми теорії і практики залізобетону: зб. наук. праць*, 71-76.

335. Горик, А.В. Экспериментально-теоретические исследования прочности, трещиностойкости и деформативности косоизгибаемых предварительно напряженных керамзитобетонных элементов (Дис…. науч. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01). Полтава.

336. Павликов, А.М., Горик, А.В. (1988). Создание косого изгиба в экспериментах и некоторые результаты исследований трещинообразования в

предварительно напряженных железобетонных элементах. *Механика и физика разрушения композитных материалов и конструкций*, 133-134. Ужгород.

337. Изотов, Ю.Д., Доля, К.Х. (1968). Расчет по прочности на косой изгиб и косое внецентренное сжатие элементов прямоугольного сечения. *Строительные конструкции*, VIII, 68-77.

338. Павліков, А.М., Дяченко, Є.В. (2004). Використання діаграми стану бетону при визначенні міцності косозігнутих залізобетонних балок. *Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць*, 14, 23-25.

339. Дяченко, Є.В. (2006). Розрахунок міцності косозігнутих залізобетонних елементів з урахуванням повної діаграми фізичного стану бетону (Дис. … наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01). Полтава.

340. Клименко, В.И. (1982). Предельные относительные деформации сжатого бетона в кососжимаемых железобетонных элементах. Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций и их внедрение в сельскохозяйственное строительство: Респ. конференция, 82-83. Полтава.

341. Клименко, Е.В., Довгань, А.Д., Кос, Ж. (2017). Экспериментально-статистическое моделирование работы железобетонных колонн, поврежденных в процессе эксплуатации. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 67, 37-42.

342. Клименко, Є.В., Максюта, О.В. (2022). Визначення несучої здатності двотаврових залізобетонних колон при прямому пошкоджені. *Вісник ОДАБА*, 86, 24-34. https://doi.org/10.31650/2415-277X-2022-86-24-34

343. Kos, Z., Klymenko, Ye., Crnoja, A., & Grynyova, I. (2022). Calculation Model for Estimation of Residual Bearing Capacity of Damaged Reinforced Concrete Slender Columns. *Applied Sciences*, 12(15):7430. https://doi.org/10.3390/app12157430

344. Klymenko, Y., Grynyova, I., Maksiuta, O., & Kos, Z. (2024). Principles of Modeling the Work of Damaged Columns Made of Compressed Reinforced

Concrete. *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering*, 438. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_19

345. Кочкарьов, Д.В. (2002). Робота та несуча здатність елементів за дії осьової стискаючої сили та згину в двох площинах (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). Рівне.

346. Кочкарьов, Д.В. (2015). Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам. Рівне: О. Зень.

347. Павліков, А.М., Кочкарьов, Д.В. (2017). Розрахунок несучої здатності залізобетонних елементів у нормальних перерізах при косому згинанні. *Наука та будівництво*, 13(3), 22-26.

348. Павликов, А.Н. (1979). Экспериментально-теоретические исследования прочности, деформативности, образования и раскрытия трещин по сечениям, нормальным к продольной оси косоизгибаемых керамзитожелезобетонных элементов. (Дис. …канд. техн. наук: 05.23.01) Полтава.

349. Павліков, А.М. (2005). Розрахунок міцності нормального перерізу косозігнутих залізобетонних елементів в умовах закритичних деформацій бетону стиснутої зони. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. стат*., 12, 240-249.

350. Павліков, А.М. (2006). Діаграма стану косостиснутого елемента: сутність, умови існування, властивості. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 24, 194-199.

351. Павліков, А.М. (2006). Міцність навскісно стиснутих елементів у закритичній стадії. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. праць, 65, 166-170.

352. Павліков, А.М. (2007). Застосування властивостей закритичного стану бетону в розрахунках кількості арматури балкових косозігнутих елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*, 15, 211-216.

353. Павліков, А.М. (2007). Нелінійна модель напружено-деформованого стану косозавантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: монографія. Полтава.

354. Павліков, А.М. (2007). Напружено-деформований стан навскісно завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії (Дис. докт. техн. наук: спец. 05.23.01). Полтава.

355. Pavlikov, A., Harkava, O., Pinchuk, N., Usenko, Yu. & Baryliak, B. (2021). Determination of the Crack Formation Moment in Expanded Clay Concrete Members During their Complex Deformation. *Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance Proceedings for the 2021 fib Symposium*, 2125-2134.

356. Пахомов, Р.І. (2007). Міцність косостиснутих залізобетонних елементів з урахуванням нелінійності деформування бетону (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). Полтава.

357. Руденко, Ю.М. (1973). Экспериментально-теоретические исследования прочности кососжимаемых и косоизгибаемых железобетонных элементов и расчет их с использованием свойств изобент и изостат (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). Полтава.

358. Семко, А.В. (1988). Образование и раскрытие трещин, нормальных к продольной оси косоизгибаемых железобетонных элементов таврового и Г-образного сечения (Дис. … канд. техн. наук : спец. 05.23.01). Полтава, Полт. инж.-строит. ин-т.

359. Сердюк, Л.И. (1966). Экспериментально-теоретические исследования прочности обычных и предварительно-напряженных железобетонных элементов прямоугольного, таврового и Г-образного сечений со стержневой арматурой при косом изгибе. (Дис. …канд. техн. наук: 05.23.01). Полтава.

360. Усенко, Ю.О. (2022). Напружено-деформований стан залізобетонних косо зігнутих балок таврового профілю (на основі повної діаграми деформування бетону). (Дис. кан. тех. наук: спец. 05.23. 01). Полтава.

361. Павліков, А.М., Федоров, Д.Ф. (2009). Методика визначення межі армування розтягнутої зони бетонних перерізів. *Збірник наукових праць. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво*, 2, 14-20.

362. Павліков, А. М., Федоров, Д. Ф., Григорова, О. В., Шандиба, Ю. А. (2013). Розрахунок на основі ДБН В. 2.6-98: 2009 поздовжньої арматури колон збірно-монолітного безконсольно-безкапітельно-безригельного каркасу. *Будівельні конструкції : міжвід. наук.-техн. зб.*, 78, 1, 109-114.

363. Харченко, М.О. (2013). Розрахунок міцності косозігнутих залізобетонних балок таврового профілю з урахуванням нелінійного деформування бетону та арматури. (Дис. кан. тех. наук: спец. 05.23. 01). Полтава.

364. Юрко, П.А. (2016). Міцність нормальних перерізів стиснутих залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі. (Дис. …канд. техн. наук: 05.23.01). Полтава.

365. Яровой, М.Л. (1966). Экспериментально-теоретические исследования трещинообразования и деформативности косоизгибаемых предварительно напряженных элементов прямоугольного сечения. (Дис. … канд. техн. наук : спец. 05.23.01). Полтава.

366. Роговой, С.И. (2000). Предельные деформации бетона при однородном и неоднородном сжатии. *Бетон и железобетон в Украине*, 1, 14-16.

367. Роговой, С.И. (2002). Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений. Полтава.

368. Samani, A.K., & Attard, M.M. (2012). A stress–strain model for uniaxial and confined concrete under compression. *Engineering Structures*, 41, 335-349. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.027

369. Wu, Y.-F., & Cao, Yu. (2017). Energy Balance Method for Modeling Ultimate Strain of Confined Concrete. *ACI Structural Journal*, 114/2, 373-381. https://doi.org/10.14359/51689429

370. Tijani, I.A., Wu, Y.-F., & Lim, C.W. (2020). Energy balance method for modeling ultimate strain of fiber-reinforced polymer-repaired concrete. *Structural Concrete*, 21, 804-820. https://doi.org/10.1002/suco.201900260

371. Pour, A.F., Faradonbeh, R. Sh., Gholampour, A., & Ngo Tuan, D. (2023). Predicting ultimate condition and transition point on axial stress–strain curve of FRP-confined concrete using a meta-heuristic algorithm. *Composite Structures*, 304(2). https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.116387

372. Бамбура, А.М., Гурковский, А.Б. (2003). К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе. *Будівельні конструкції*, 59, 121-130. Київ, Будівельник.

373. Бамбура, А.Н. (2006). Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону. (Автореф. дис. … д-ра техн. наук: 05.23.01). Харків, ХДТУБА.

374. Гвоздев, А.А., Дмитриев, С.А., Гуща, Ю.П. (1978). Новое в проектированиии бетонных и железобетонных конструкций, 1-204. Стройиздат.

375. Grammatikou, S., Biskinis, D., Fardis, M.N. (2016). Ultimate Strain Criteria for RC Members in Monotonic or Cyclic Flexure. *Journal of Structural Engineering*, 142/9. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001501

376. Rüsch, H. (1960). Researches toward a general flexural theory for structural concrete. Journal of the American Concrete Institute, 57(1), 1-28.

377. Павліков, А.М., Бойко, О.В. (2010). Розв’язання задач міцності залізобетонних елементів у нормальному перерізі на основі дволінійних діаграм стану бетону та арматури. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 2(27), 18-22.

378. Павліков, А.М., Бойко, О.В. (2011). Визначення кута нахилу нейтральної лінії в перерізах косозігнутих залізобетонних елементів з урахуванням нелінійних властивостей бетону на основі діаграми його стану. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 21, 264-269.

379. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Харченко, М.О. (2012). Розмежування форм стиснутої зони бетону в перерізі косозігнутих балок таврового профілю. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 47, 1, 255-260.

380. Павліков, А.М, Гарькава, О.В., Горбун, А.В., Баляба, А.В., Детюченко, П.А. (2012). Розрахунок міцності залізобетонних елементів при косому згині за ДБН В.2.6-98:2009. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 5(35), 111-115.

381. Павліков, А.М., Гарькава О.В. (2013). Перевірка міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону й арматури. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 25, 370-376.

382. Гарькава, О.В. (2013). Спрощена методика розв'язання задач міцності позацентрово стиснутих елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону та арматури. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 4(39), 1, 71-77.

383. Гарькава, О.В., Горіна, А.О., Височин, Г.Г., Дмитренко, Ю.А. (2014). Моделювання напружено-деформованого стану колон безкапітельно-безригельної конструктивної системи будівель. *Проблеми розвитку міського середовища: наук.-техн. збірник*, 2(12), 172-181.

384. Гарькава, О.В., Миколенко, Є.В. (2016). Визначення несучої здатності кососстиснутих колон безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць за матеріалами III Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва»*, 12 – 13. Полтава, ПолтНТУ.

385. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2016). Розрахунок несучої здатності колон при їх косому деформуванні у складі безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 33, 191-199.

386. Гарькава, О.В., Гасенко, А.В. (2017). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Наука та будівництво*, 4(14), 29-35.

387. Гарькава, О.В., Пискун, А.О. (2018). Аналіз причин косого деформування залізобетонних колон. *Тези та програма III Міжнародної*

науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві», 187-188. Київ: КНУБА.

388. Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2018). Розрахунок несучої здатності залізобетонних підкранових балок при косому згинанні. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, 175, 77-83. https://doi.org/10.18664/1994-7852.175.2018.127166

389. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А., Приходько, Ю.О. (2018). Розрахунок міцності на косе згинання залізобетонних елементів таврового профілю за спрощеною деформаційною моделлю. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 36, 151-157.

390. Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019, 22 квітня-17 травня). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету*, 1, 270-271. Полтава: ПолтНТУ.

391. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Гасенко, А.В., Андрієць, К.І. (2019, 26-28 вересня). Порівняльний аналіз результатів чисельного моделювання роботи косозігнутих залізобетонних балок з експериментальними даними. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доповідей III Міжнародної конференції*, 114. Одеса: ОДАБА.

392. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Hasenko, A.V., & Andriiets, K.I. (2019). Comparative analysis of numerical simulation results of work of biaxially bended reinforced concrete beams with experimental data. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: Збірник наукових праць*, 77, 84-92. https://doi.org/10.31650/2415-377X-2019-77-84-92

393. Павліков, А.М., Гарькава, О.В, Бариляк, Б.А. (2019, 26-28 вересня). Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доповідей III Міжнародної конференції*, 113. Одеса: ОДАБА.

394. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019). Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 76, 70-76.

395. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Гасенко, А.В., Андрієць, К.І. (2019, 6 грудня). Результати розрахунку міцності косозігнутих балок за спрощеною деформаційною моделлю. *Академічна й університетська наука: результати та перспективи: збірник наукових праць XII Міжнародної науково-практичної конференції*, 281-283. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

396. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Андрієць, К.І. (2020, 21 квітня-15 травня). Розрахунок міцності залізобетонних балок, що працюють при косому згинанні. *Тези 72-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету*, 372-373. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка.

397. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2020). Визначення міцності кососткиснутих залізобетонних колон. *Building innovations – 2020 : зб. наук. пр. за матеріалами III Міжнар. азерб.-укр. наук.-практ. конф.*, 150-152. Полтава: Полтава : Національний університет імені Юрія Кондратюка.

398. Baryliak, B., Pavlikov, A., & Harkava, O. (2020). General Method of Structural Analysis of Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending. *Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 179-186.

399. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V. (2018, 24-25 травня). Experimental testing results of reinforced concrete beams under biaxial bending. *Збірник наукових праць I Міжнародної азербайджансько-української конференції «BUILDING INNOVATIONS-2018»*, 80-82. Баку: ПолтНТУ.

400. Pavlikov, A., Kosior-Kazberuk, M., & Harkava, O. (2018). Experimental testing results of reinforced concrete beams under biaxial bending. *International Journal of Engineering & Technology*, 7 (3.2), 299-305. https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14423

401. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Prykhodko, Yu.O. (2018, 24-25 жовтня). Experimental and theoretical testing results of reinforced concrete columns under biaxial bending. *Збірник наук. праць І Міжнар. науково-практ. конференції «TECHNOLOGY, ENGINEERING AND SCIENCE – 2018»*, 13-15. Лондон: ПолтНТУ.

402. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Prykhodko, Yu.O., & Baryliak, B.A. (2018). Experimental and Theoretical Testing Results of Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. *International Journal of Engineering & Technology*, 7 (4.8), 145-151. https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27230

403. Митрофанов, В.П., Арцев, С.И. (1997). Предельная сжимаемость бетона нормальных сечений железобетонных элементов. *Проблеми теорії і практики залізобетону: зб. наук. статей, присвячений пам'яті проф. М.С. Торяника*, С. 333-337. Полтава: ПДТУ імені Юрія Кондратюка.

404. Mitrofanov, V.P. (2000). Optimization strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspects of its use. *Bygningsstatiske meddelelser*, 73-125. Kobenhavn: Danish Society for Structural Science and Engineering.

405. Митрофанов, В.П., Павліков, А.М. (2005). Екстремальний критерій міцності залізобетонних елементів у деформаційній моделі. *Будівельні конструкції: зб. наук. праць.*, 62, 1, 205-213.

406. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Федоров, Д.Ф. (2011). Застосування нелінійної деформаційної моделі в розрахунках міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при плоскому та косому деформуванні. Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди), 22, 444-451.

407. Павліков, А.М., Бойко, О.В. (2012). Використання нелінійної деформаційної моделі у розрахунках міцності залізобетонних елементів. Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво), 2(32), 1, 178-184.

408. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Харченко, М.О., Федоров, Д.Ф., Пащенко, Н.С. (2012). Нелінійна деформаційна модель в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 47, 1, 249-254.

409. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2020, 22-24 November). Structural deformability of concrete. *Extended Abstracts of the fib Symposium 2020 Concrete Structures for Resilient Society*, 162-163.

410. Pavlikov, A. & Harkava, O. (2020). Structural deformability of concrete. *Concrete Structures for Resilient Society: Proc. of the fib Symposium 2020*, 449-455.

411. Pavlikov, A., Harkava, O., & Atembemoh, K. (2022). Design of Reinforced Concrete Members Taking into Account the Influence of Biaxial Bending. *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering*, 181, 291-301. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_28

412. Ромашко, В.М. (2016). Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону: монографія. Рівне, НУВГП.

413. Romashko, V., & Romashko, O. (2017). The construction features of the deformation and force model of concrete and reinforced concrete resistance. *MATEC Web of Conferences*, 116, 02028). EDP Sciences.

414. Ромашко, В.М., Ромашко-Майструк, О.В. (2022). Основні параметри універсальної діаграми стану бетону в залізобетонних елементах і конструкціях. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, 199, 44-54.

415. Pavlikov, A., Kochkarev, D., & Garkava, O. (2017). Strength of reinforced concrete in calculations of bending elements. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(48), 62-71

416. Pavlikov, A., Kochkarev, D., & Harkava, O. (2020). Analysis of Eccentrically Loaded Members of Circular Cross Section by Nonlinear Deformation Model. *Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations. ICBI 2019. Lecture Notes in Civil Engineering*, 73, 171-181.

417. Pavlikov, A., Kochkarov, D., & Harkava, O. (2019). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. *Book of abstracts for the 2019 fib International Symposium: CONCRETE. Innovations in Materials, Design and Structures*, 257-258.

418. Pavlikov, A., Kochkarov, D., & Harkava, O. (2019). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. *CONCRETE. Innovations in Materials, Design and Structures: Proceedings of the fib Symposium 2019*, 820-827.

419. Pavlikov, A., Kochkarev, D., Harkava, O., & Andriiets, K. (2020). Strength analysis of reinforced concrete in a closed space of a metal pipe. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(54), 26-33.

420. Pavlikov, A.M., Kochkarov, D.V., & Harkava, O.V. (2021). Strength Analysis of Concrete-Filled Steel Tubes on the Basis of Plasticity Conditions. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1079, 4. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/5/052094

421. Pavlikov A., Harkava O., & Atembemoh, K. (2022). Reinforced concrete section analysis based on design strength of reinforced concrete. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(58), 33-39.

422. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Атембемох, К. (2023). Визначення несучої здатності косозігнутих балок на основі розрахункового опору залізобетону. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: збірник наукових праць*, 20, 86-98. https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2023-10(20)-10

423. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2023). Determination of the bearing capacity of biaxially bended beams based on the design strength of reinforced concrete. *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.*, 1254, 012073. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012073

424. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2024). Experimental Research of Biaxially Bended Reinforced Concrete Columns Manufactured on Granite Sifting. *Proc. of the 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 43-50. Budapest.

425. Гасенко, А.В., Гарькава, О.В., Фенко, О.Г., Кириченко, В.А. (2023). Статистичний аналіз характеристик арматурних стержнів із сучасних металургійних комбінатів для залізобетонних каркасів споруд цивільного захисту. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 44, 148-156. https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.17

426. Dovzhenko, O., Pohribnyi, V., Klymenko, Ye. & Oreškovič, M. (2020). Use of extreme properties of deformation for estimation of strength of constructive concrete and reinforced concrete. *News the national academy of sciences of the republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences*, 3(441), 32-39.

427. Погрібний, В.В. (2022). Методологія розрахунку несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій з використанням умов екстремуму деформування: монографія. Полтава, ПП «Астрая».

428. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2019, 23-24 травня). Розрахунок несучої здатності залізобетонних згинальних елементів при неповному використанні міцності арматури. *Збірник наукових праць II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2019»*, Полтава: ПолтНТУ.

429. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2019). Strength analysis of reinforced concrete flexural members at not entirely use of reinforcement resistance. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(52), 65-69.

430. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2023). Application of the Deformation Theory in Section Analysis of Reinforced Concrete Members with High-Strength Reinforcement. *Civil Engineering and Architecture*, 11(4), 2033-2039. https://doi.org/10.13189/cea.2023.110426

431. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Несуча здатність залізобетонних колон на основі критерію повного використання опору стиснутої зони бетону. *Нові технології в будівництві*, 43, 29-35 https://doi.org/10.32782/2664-0406.2023.43.4

432. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Гранична деформативність бетону в згинальних переармованих елементах. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць*, 19, 124-134. https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2023-8(19)-15

433. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 12 травня). Гранична деформативність бетону в згинальних переармованих елементах. *Тези доповідей*

учасників VIII Міжнародної інтернет-конференції «Інновації у будівництві». Луцьк: ЛНТУ.

434. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А., Атембемох, К. (2022). Використання відходів каменедробильних заводів для виготовлення будівельних конструкцій. *Збірник матеріалів Міжнародної науково-практичної конференції «Environment Recovery and Reconstruction: War Context 2022»*, 82. Полтава: НУПП.

435. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Результати експериментальних досліджень несучої здатності косозігнутих колон із дрібнозернистого бетону. *Збірник матеріалів Міжнар. науково-технічної on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів»*, 105-107. Кропивницький: ЦНТУ.

436. Гарькава, О.В. (2024). Синтез методів розрахунку несучої здатності елементів збірної безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 45, 136-143 https://doi.org/10.31713/budres.v0i45.15

437. Микитенко, С.М. (2023). Експериментальні дослідження елементів збірно-монолітного безкапітельно-безбалкового перекриття. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 20, 79-85.

438. ТУ У В.2.6 – 26.6-02071100-002:2014 (2014). Плити перекриття залізобетонні суцільні для збірно-монолітних каркасних будівель. Технічні умови. Полтава, ПолтНТУ.

439. ТУ У В.2.6 – 26.6-02071100-003:2014 (2014). Колони залізобетонні для збірно-монолітних каркасних будівель. Технічні умови. Полтава, ПолтНТУ.

440. ТУ У В.2.6 – 26.6-02071100-001:2014 (2014). Сходові марші залізобетонні суцільні для збірно-монолітних каркасних будівель. Технічні умови. Полтава, ПолтНТУ.

441. Koniuk, A., Pavlikov, A., & Harkava, O. (2023). Features of Architectural and Planning Decisions of Low-Rise Eco-Buildings. *AIP Conference Proceedings*, 2678, 020009. https://doi.org/10.1063/5.0118384

442. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 (2010). Будівельні матеріали Бетони. Методи визначення призмовоі міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. Київ, Мінрегіонбуд України.

443. ДСТУ 3760:2019 (2019). Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Київ, ДП «УкрНДНЦ».

444. ДСТУ ISO 6892-1:2019 (2020). Металеві матеріали. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури. Київ, Держспоживстандарт України.

445. ДСТУ EN 10080:2009 (2012). Сталь для армування бетону. Загальні вимоги. Київ, Держспоживстандарт України.

446. ДСТУ 9208:2022 (2023). Бетони важкі. Технічні умови. Київ, ДП «УкрНДНЦ».

447. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (1997). Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. Київ, Державний комітет України у справах містобудування і архітектури.

448. ДБН В.1.2-2:2006 (2006). Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ, Мінбуд України.

449. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 (2010). Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. Київ, Мінрегіонбуд України.

450. ДСТУ 7224:2011 (2011). Метрологія. Манометри, мановакуумметри, вакуумметри, напороміри, тягонапороміри, тягоміри з пневматичними вихідними сигналами. Методика повірки (калібрування). Київ, Держспоживстандарт України.

ДОДАТОК А

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧКИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Монографії

1. Гарькава, О.В. (2024). *Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів.* Житомир, Видавничий дім «Бук-Друк».

2. Павліков, А.М., Балясний, Д.К., Гарькава, О.В., Довженко, О.О., Микитенко, С.М., Пінчук, Н.М., Федоров, Д.Ф. (2017). *Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону*. Полтава, ПолтНТУ (Особистий внесок – огляд конструктивних систем будівель, розрахунок несучої здатності збірних плит безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель).

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

3. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2024). Experimental Research of Biaxially Bended Reinforced Concrete Columns Manufactured on Granite Sifting. *Proceedings of the 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 43-50. Budapest **(Scopus)** (Особистий внесок – задачі досліджень, проведення випробувань, аналіз результатів).

4. Pavlikov, A.M. & Harkava, O.V. (2024). Experimental tests of the over-columned plates of the precast building frame. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*, 1415, 012067 https://doi.org/10.1088/1755-1315/1415/1/012067 **(Scopus)** (Особистий внесок – задачі досліджень, проведення випробувань, аналіз результатів).

5. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2023). Application of the Deformation Theory in Section Analysis of Reinforced Concrete Members with High-Strength Reinforcement. *Civil Engineering and Architecture*, 11(4), 2033-2039. https://doi.org/10.13189/cea.2023.110426 **(Scopus)** (Особистий внесок –

визначення розрахункових граничних значень деформацій бетону стиснутої зони залізобетонних елементів при роботі розтягнутої арматури в пружній стадії).

6. Pavlikov, A., Harkava, O., Danych, D., Ghazali, M. & Dabo, A. (2023). Precast Flat Plate Analysis by Kinematic Method. *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient Proceedings of the fib Symposium 2023*, 1, 1526-1538 https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_154 **(Scopus)** (Особистий внесок – методика розрахунку несучої здатності та оптимальної кількості робочої арматури збірних плит безбалкового безкапітельного перекриття).

7. Harkava, O.V., & Pavlikov, A.M. (2023). Determination of the bearing capacity of biaxially bended beams based on the design strength of reinforced concrete. *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.*, 1254, 012073. https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012073 **(Scopus)** (Особистий внесок – методика розрахунку косо деформованих залізобетонних елементів на основі розрахункового опору залізобетону).

8. Pavlikov, A., Harkava, O., & Atembemoh, K. (2022). Design of Reinforced Concrete Members Taking into Account the Influence of Biaxial Bending. *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering*, 181, 291-301. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_28 **(Scopus)** (Особистий внесок – методика розрахунку косо стиснутих залізобетонних елементів з використанням екстремального критерію їх міцності).

9. Pavlikov, A., Harkava, O., Pinchuk, N., Usenko, Yu. & Baryliak, B. (2021). Determination of the Crack Formation Moment in Expanded Clay Concrete Members During their Complex Deformation. *Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance Proceedings for the 2021 fib Symposium*, 2125-2134 **(Scopus)** (Особистий внесок – практична реалізація розрахунку, порівняння теоретичних результатів з даними експерименту).

10. Pavlikov, A. & Harkava, O. (2020). Structural deformability of concrete. *Concrete Structures for Resilient Society: Proceedings of the fib Symposium 2020*, 449-455 **(Scopus)** (Особистий внесок – практична реалізація екстремального критерію міцності залізобетонних елементів).

11. Baryliak, B., Pavlikov, A. & Harkava, O. (2020). General Method of Structural Analysis of Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending. *Proceedings of the 2020 session of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 179-186 **(Scopus)** (Особистий внесок – методика розрахунку несучої здатності косо стиснутих залізобетонних колон, теоретичні розрахунки, порівняння результатів розрахунку з даними експериментів).

12. Pavlikov, A., Harkava, O., Prykhodko, Yu. & Baryliak, B. (2019). Highly constructed precast flat slab frame structural system of buildings and research of its slabs. *Proceedings of the International fib Symposium on Conceptual Design of Structures*, 493-500 **(Scopus)** (Особистий внесок – функціональний аналіз збірної каркасної конструктивної системи будівель, методика розрахунку та випробування міжколонної плити безбалкового безкапітельного перекриття каркасу).

13. Pavlikov, A., Kochkarov, D., & Harkava, O. (2019). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. *CONCRETE. Innovations in Materials, Design and Structures: Proceedings of the fib Symposium 2019*, 820-827 **(Scopus)** (Особистий внесок – практична реалізація методики розрахунку залізобетонних елементів на основі застосування розрахункового опору залізобетону).

Статті у фахових виданнях України

14. Гарькава, О.В. (2024). Синтез методів розрахунку несучої здатності елементів збірної безбалкової безкапітельної конструктивної системи будівель. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 45, 136-143 https://doi.org/10.31713/budres.v0i45.15

15. Гарькава, О.В. (2024). Огляд збірних каркасних конструктивних систем будівель. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 21, 44-56 https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)

16. Pavlikov, A. & Harkava, O. (2024). Precast flat plate frame of buildings for renewal of the housing stock of Ukraine. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(62), 32-37 https://doi.org/10.26906/znp.2024.62.3882

(Особистий внесок – методика розрахунку несучої здатності надколонної плити безкапітельно-безбалкового перекриття збірного каркасу будівель).

17. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Несуча здатність залізобетонних колон на основі критерію повного використання опору стиснутої зони бетону. *Нові технології в будівництві*, 43, 29-35 https://doi.org/10.32782/2664-0406.2023.43.4 (Особистий внесок – методика розрахунку несучої здатності залізобетонних колон на основі застосування критерію на основі критерію повного використання опору стиснутої зони бетону).

18. Гасенко, А.В., Гарькава, О.В., Фенко, О.Г., Кириченко, В.А. (2023). Статистичний аналіз характеристик арматурних стержнів із сучасних металургійних комбінатів для залізобетонних каркасів споруд цивільного захисту. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 44, 148-156. https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.17 (Особистий внесок – проведення експериментальних випробувань, теоретичні розрахунки, порівняльний аналіз).

19. Pavlikov A., Harkava O., & Atembemoh, K. (2022). Reinforced concrete section analysis based on design strength of reinforced concrete. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(58), 33-39 (Особистий внесок – постановка задачі, методика досліджень).

20. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023). Гранична деформативність бетону в згинальних переармованих елементах. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць*, 19, 124-134. https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2023-8(19)-15 (Особистий внесок – побудова діаграми розрахункових граничних значень деформацій бетону стиснутої зони залізобетонних елементів при роботі розтягнутої арматури в пружній стадії).

21. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2020). Розрахунок несучої здатності залізобетонних колон безбалкових каркасів. *Нові технології в*

будівництві, 38, 10-16 (Особистий внесок – методика розрахунку, аналіз результатів досліджень).

22. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019). Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури : Збірник наукових праць*, 76, 70-76 (Особистий внесок – методика розрахунку, аналіз результатів досліджень).

23. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2019). Strength analysis of reinforced concrete flexural members at not entirely use of reinforcement resistance. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(52), 65-69 (Особистий внесок – методика розрахунку, аналіз результатів досліджень).

24. Павліков, А.М., Пінчук, Н.М., Гарькава, О.В. (2018). Безконсольно-безкапітельно-безбалкові каркаси в будівництві котеджів. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 36, 279-287 (Особистий внесок – функціональний аналіз каркасу, практичні пропозиції).

25. Гарькава, О.В., Гасенко, А.В. (2017). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Наука та будівництво*, 4(14), 29-35. (Особистий внесок – постановка мети, методика розрахунку, висновки).

26. Pavlikov, A., Kochkarev, D., & Garkava, O. (2017). Strength of reinforced concrete in calculations of bending elements. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(48), 62-71 (Особистий внесок – практична реалізація методики розрахунку, аналіз результатів досліджень).

27. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2016). Розрахунок несучої здатності колон при їх косому деформуванні у складі безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 33, 191-199 (Особистий внесок – методика розрахунку, аналіз результатів досліджень).

28. Pavlikov, A., Pinchuk, N., & Garkava, O. (2016). Industrial Uncapital Ungirder Frame Structure for Residential Buildings. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2(47), 96-103 (Особистий внесок –

функціональний аналіз збірної конструктивної системи, пропозиції до її удосконалення).

29. Гарькава, О.В. (2014). Розрахунок міцності середньої плити перекриття безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 29, 86-93.

30. Гарькава, О.В. (2013). Спрощена методика розв'язання задач міцності позацентрово стиснутих елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону та арматури. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 4(39), 1, 71-77.

31. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Безрукавий, Д.В. (2013). Впровадження безригельно-безкапітельної каркасної конструктивної системи в проектування будівель під доступне житло. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 27, 352-359 (Особистий внесок – задачі дослідження, пропозиції до впровадження).

32. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2013). Перевірка міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону й арматури. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 25, 370-376 (Особистий внесок – методика розрахунку, аналіз результатів досліджень).

33. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Харченко, М.О., Федоров, Д.Ф., Пащенко, Н.С. (2012). Нелінійна деформаційна модель в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 47, 1, 249-254 (Особистий внесок – практична реалізація методики розрахунку, аналіз результатів досліджень).

34. Павліков, А.М., Бойко, О.В. (2012). Використання нелінійної деформаційної моделі у розрахунках міцності залізобетонних елементів. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*, 2(32), 1, 178-184 (Особистий внесок – практична реалізація методики розрахунку, аналіз результатів досліджень).

35. Павліков, А.М., Бойко, О.В., Федоров, Д.Ф. (2011). Застосування нелінійної деформаційної моделі в розрахунках міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при плоскому та косому деформуванні. *Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди)*, 22, 444-451 (Особистий внесок – практична реалізація методики розрахунку, висновки).

Статті у інших виданнях

36. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Pinchuk, N.M. (2021). Calculation of Inter-Column Slabs Bearing Capacity by Kinematic Method. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1079, 4. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/5/052095 (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

37. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Prykhodko, Yu.O., & Baryliak, B.A. (2018). Experimental and Theoretical Testing Results of Reinforced Concrete Columns under Biaxial Bending. *International Journal of Engineering & Technology*, 7 (4.8), 145-151. https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27230 (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, обробка результатів експериментальних випробувань, висновки).

38. Гарькава, О.В., Горіна, А.О., Височин, Г.Г., Дмитренко, Ю.А. (2014). Моделювання напружено-деформованого стану колон безкапітельно-безригельної конструктивної системи будівель. *Проблеми розвитку міського середовища: наук.-техн. збірник*, 2(12), 172-181. (Особистий внесок – мета, задачі досліджень, висновки).

Матеріали конференцій

39. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 12-13 грудня). Збірна безбалкова безкапітельна каркасна конструктивна система будівель для відбудови України. *Збірник наукових праць XVI Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи»*, 313-315.

Полтава: Полтавська політехніка (Особистий внесок – задачі досліджень, функціональний аналіз конструктивної системи будівель, висновки).

40. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Травка-Бабенко, З.Є., Білокінь, М.Ю., Кіяшко, Я.С. (2023, 29 листопада). Збірний безбалковий каркас будівель для поновлення житлового фонду України. *Тези ІІІ Всеукраїнської науково-практичної конференції «Роль науки у відбудові України»*, 35-38. Київ: НДІБК (Особистий внесок – задачі досліджень, функціональний аналіз конструктивної системи будівель, висновки).

41. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 17 листопада). Високоефективна збірна каркасна безбалкова конструктивна система будівель. *Сучасні проблеми містобудування. Перспективи та пріоритети розвитку: збірник тез доповідей Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції*, 83-84. Луцьк: ЛНТУ (Особистий внесок – задачі досліджень, функціональний аналіз конструктивної системи будівель, висновки).

42. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 23-24 травня). Результати експериментальних досліджень несучої здатності косозігнутих колон із дрібнозернистого бетону. *Збірник матеріалів Міжнародної науково-технічної on-line конференції «Проблеми будівельного та транспортного комплексів»*, 105-107. Кропивницький: ЦНТУ (Особистий внесок – проведення експериментальних досліджень, обробка результатів, висновки).

43. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 12 травня). Гранична деформативність бетону в згинальних переармованих елементах. *Тези доповідей учасників VIII Міжнародної інтернет-конференції «Інновації у будівництві»*. Луцьк: ЛНТУ (Особистий внесок – методика розрахунку, аналіз результатів досліджень, висновки).

44. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2023, 02-25 травня). Дискова модель збірного безбалкового перекриття в граничному деформованому стані. *Тези 75-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*, 114-115. Полтава: Національний університет імені

Юрія Кондратюка. (Особистий внесок – задачі досліджень, методика досліджень, висновки).

45. Павліков, А., Гарькава, О. (2023, 26-27 квітня). Розрахунок несучої здатності плит збірного безбалкового перекриття кінематичним способом. *Матеріали IV Міжнародної науково-практичної конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: матеріали та конструкції»*, 77-78. Київ: КНУБА. (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

46. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А., Атембемох, К. (2022, 17-18 листопада). Використання відходів каменедробильних заводів для виготовлення будівельних конструкцій. *Збірник матеріалів Міжнародної науково-практичної конференції «Environment Recovery and Reconstruction: War Context 2022»*, 82. Полтава: НУПП (Особистий внесок – задачі досліджень, проведення експериментальних випробувань, оборобка результатів, висновки).

47. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Газалі, М.С. (2021, 9-11 вересня). Принципи розрахунку плоских перекриттів каркасних конструктивних систем будівель. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доп. IV міжнар. конф.*, 124-126. Одеса: ОДАБА. (Особистий внесок – задачі досліджень, методика досліджень, висновки).

48. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Ghazali, M.S. (2021, 20-21 травня). Principles of analysis of synthesized frame structural systems of buildings. *Збірник наукових праць IV Міжнародної азербайджансько-української науково-практичної конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2021»*, 150-152. Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка» (Особистий внесок – задачі досліджень, методика досліджень, висновки).

49. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., Saiko, K.G., & Chaika O.S. (2021, 11-14 травня). Calculation of new generation floor slabs in cottages. *Актуальные проблемы инженерной механики: тезисы докладов VIII Международной научно-практической конференции*, 43-47. Одесса: ОГАСА (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

50. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Сайко, К.Г. (2021, 21 квітня-13 травня). Особливості розрахунку середньої плити збірних безбалкових перекриттів. *Тези 73-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*, 1, 124-125. Полтава: Національний університет імені Юрія Кондратюка (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

51. Pavlikov, A., & Harkava, O. (2020, 22-24 November). Structural deformability of concrete. *Extended Abstracts of the fib Symposium 2020 Concrete Structures for Resilient Society,* 162-163 (Особистий внесок – практична реалізація методики розрахунку, висновки).

52. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Pinchuk, N.M., & Saiko, K.G. (2020, 1-2 червня). Calculation of inter-column slabs bearing capacity on the basis of the virtual works method. *Building innovations – 2020: зб. наук. пр. за матеріалами III Міжнар. азерб.-укр. наук.-практ. конф.*, 153-156. Полтава : Національний університет імені Юрія Кондратюка (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

53. Павліков, А.М., Гарькава, О.В, Бариляк, Б.А. (2019, 26-28 вересня). Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доповідей III Міжнародної конференції,* 113. Одеса: ОДАБА (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

54. Pavlikov, A., Kochkarov, D., & Harkava, O. (2019, 27-29 May). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. *Book of abstracts for the 2019 fib International Symposium: CONCRETE. Innovations in Materials, Design and Structures,* 257-258 (Особистий внесок – практична реалізація методики розрахунку, аналіз результатів досліджень).

55. Павліков, А.М., Гарькава, О.В. (2019, 23-24 травня). Розрахунок несучої здатності залізобетонних згинальних елементів при неповному використанні міцності арматури. *Збірник наукових праць II Міжнародної*

українсько-азербайджанської конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2019», 166-168. Полтава: ПолтНТУ (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

56. Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019, 22 квітня-17 травня). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Тези 71-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету*, 1, 270-271. Полтава: ПолтНТУ (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

57. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Бариляк, Б.А. (2019, 5-7 березня). Особливості роботи залізобетонних колон у складі безбалкових каркасів будівель. *Сучасні технології в науці та освіті: матеріали Другої міжнародної науково-практичної конференції*, 24-26. Сєвєродонецьк: вид-во СНУ ім. В. Даля. (Особистий внесок – задачі досліджень, методика розрахунку, висновки).

58. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., & Prykhodko, Yu.O. (2018, 24-25 жовтня). Experimental and theoretical testing results of reinforced concrete columns under biaxial bending. *Збірник наукових праць I Міжнародної науково-практичної конференції «TECHNOLOGY, ENGINEERING AND SCIENCE – 2018»*, 13-15. Лондон: ПолтНТУ (Особистий внесок – задачі досліджень, обробка даних експериментальних досліджень, висновки).

59. Гарькава, О.В., Пискун, А.О. (2018, 28-29 березня). Аналіз причин косого деформування залізобетонних колон. *Тези та програма III Міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології в будівництві»*, 187-188. Київ: КНУБА (Особистий внесок – мета та задачі досліджень, висновки).

Патенти

60. Павліков, А.М., Гарькава, О.В., Федоров, Д.Ф., Фаренюк, Г.Г., Петтер, Б.М., Бовкун, Ж.М. (2014). *Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла* (Патент України 93195). Держ. служба інтелект. власності України. Доступ через: https://uapatents.com/4-93195-industrialnijj-bezkapitelno-bezbalkovijj-karkas-budivli-dostupnogo-zhitla.html

ДОДАТОК Б

ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД, ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ

**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”
(ДП НДІБК)**

вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037;
тел. (044) 249-38-00, (050) 415-36-22
e-mail:ndibk@ndibk.gov.ua; www.niisk.com; код ЄДРПОУ 02495431

_____ №_____ На №_____ від _____

Затверджую:
Заступник директора інституту,
Голова ТК 303
_____ Ю.С. Слюсаренко
«05» грудня 2024 р

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційної роботи на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» к.т.н., доцентом Гарькавою Ольгою Вікторівною пошукувача Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» за темою «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» , будуть використані при підготовці нової редакції національного стандарту України ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» в частині розрахунку за несучою здатністю залізобетонних елементів будівель і споруд.

Зав. відділом надійності
конструкцій будівель і споруд ДП «НДІБК»,
Голова ПК 1, ТК 303
доктор тех. наук, проф. А.М. Бамбура

GEO ALLIANCE
GROUP

СХІДНИЙ ГЕОЛОГІЧНИЙ СОЮЗ

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувача вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Гарькавої Ольги Вікторівни

Результати дисертаційної роботи Гарькавої Ольги Вікторівни на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» були використані при визначенні несучої здатності залізобетонних плит під час виконання договору №0028/24 від 04 квітня 2024 року між Національним університетом «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» та ТОВ «Східний геологічний союз».

На основі розвинутого в дисертаційній роботі кінематичного способу граничної рівноваги розроблені ймовірні схеми руйнування залізобетонних плит, котрі дали змогу визначити їх несучу здатність в рамках проведення експертизи на відповідність нормативним документам.

Директор
ТОВ «СХІДНИЙ ГЕОЛОГІЧНИЙ СОЮЗ» **Кучменко Л.В.**

Товариство з обмеженою відповідальністю "Східний геологічний союз" Ідентифікаційний код 32426289

Товариство з обмеженою відповідальністю "Східний геологічний союз"
01021, Україна, м. Київ, Кловський узвіз, будинок 7 «А» тел.: +38 044 490-48-20 Код ЄДРПОУ 32426289
п/р UA983037490000002600130353401 у АТ «БАНК КРЕДИТ ДНІПРО» м. Київ,
Свідоцтво платника ПДВ № 200126536, ІПН 324262826595

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувача вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Гарькавої Ольги Вікторівни

Результати наукових досліджень, проведених під час виконання дисертаційної роботи «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувачем вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Гарькавою Ольгою Вікторівною, зокрема методика випробування збірних залізобетонних плит, була використана при випробуванні залізобетонних плит, виготовлених на підприємстві ФІЛІЯ ГПУ «ШЕБЕЛИНКАГАЗВИДОБУВАННЯ» АТ «УКРГАЗВИДОБУВАННЯ».

Результати проведених експериментальних випробувань залізобетонних плит типу ПД2-9,5 дозволили визначити параметри тріщиностійкості та несучої здатності щодо їх придатності до експлуатації.

Менеджер із капітального будівництва
УБМР «Укргазспецбудмонтаж»
АТ «УКРГАЗВИДОБУВАННЯ» Олександр ТАРАСЕНКО

ТОВ "БСК"

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
"БУДМАТЕРІАЛ СТАНДАРТ КОНТРОЛЬ"

39601,
Полтавська обл.,
бул. Автокразівський,
буд.8 н/п №2

ЕДРПОУ 41126823
ІПН 411268216030
+38 050 993 05 55
bsc.tov@gmail.com
bsclab.com.ua

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувача вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Гарькавої Ольги Вікторівни

Результати наукових досліджень, проведених під час виконання дисертаційної роботи «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувачем вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Гарькавою Ольгою Вікторівною, зокрема методика розрахунку несучої здатності безбалкових перекриттів, були використані від час варіантного проектування та розробки креслень марки КБ робочого проекту «Нове будівництво багатоповерхового багатоквартирного жилого будинку з адміністративно-торговими приміщеннями по вул. 1905 року, 3-Б в м. Кременчуці Полтавської області».

З використанням розробленої у дисертаційній роботі на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги методики розрахунку несучої здатності безбалкових перекриттів виконано розрахунок необхідної кількості робочої арматури безбалкового перекриття підземного паркінгу. За результатами розрахунку оптимізовано товщину перекриття та витрати арматури.

Директор
ТОВ «БУДМАТЕРІАЛСТАНДАРТКОНТРОЛЬ»,
кандидат технічних наук І.І. Тегза

«БУДМАТЕРІАЛ СТАНДАРТ КОНТРОЛЬ»
Ідентифікаційний код 41126823

АСТАРТА-КИЇВ
агропромхолдинг

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
«НОВООРЖИЦЬКИЙ ЦУКРОВИЙ ЗАВОД»
(ТОВ «НОВООРЖИЦЬКИЙ ЦУКРОВИЙ ЗАВОД»)

Код ЄДРПОУ 38960990

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувачки вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Гарькавої Ольги Вікторівни

Результати дисертаційної роботи Гарькавої Ольги Вікторівни на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» були використані при виконанні обстеження технічного стану частини будівлі сировинної лабораторії Новооржицького цукрового заводу під час виконання договору №0197/20 між Полтавським національним технічним університетом імені Юрія Кондратюка та товариством з обмеженою відповідальністю «Новооржицький цукровий завод».

Використання розроблених в дисертаційній роботі методик розрахунку несучої здатності збірних залізобетонних елементів (плит і колон) дозволило визначити залишкову несучу здатність елементів збірного в'язевого залізобетонного каркасу будівлі сировинної лабораторії, на основі чого були розроблені обґрунтовані пропозиції щодо усунення та запобігання подальшому розвитку дефектів і пошкоджень будівельних конструкцій, націлені на підвищення експлуатаційної надійності та довговічності будівлі.

Головний інженер
ТОВ «Новооржицький цукровий завод» Олександр СЮКАЛО

№52-11 / 4361 від 29.11.2023

11823

ТОВ "БСК"

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
"БУДМАТЕРІАЛ СТАНДАРТ КОНТРОЛЬ"

39601,
Полтавська обл.,
бул. Автокразівський,
буд.8 н/п №2

ЕДРПОУ 41126823
ІПН 411268216030
+38 050 993 05 55
bsc.tov@gmail.com
bsclab.com.ua

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувача вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Гарькавої Ольги Вікторівни

Результати наукових досліджень проведених під час виконання дисертаційної роботи «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувачем вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Гарькавою Ольгою Вікторівною, зокрема практична методика розрахунку несучої здатності залізобетонних колон безбалкових каркасів, були використані від час варіантного проектування та розробки креслень марки КБ робочого проекту «Нове будівництво багатоповерхового житлового будинку з підземним паркінгом по вул. Богдана Хмельницького, 3-В в м. Кременчук, Полтавської області».

Застосування розробленої у дисертаційній роботі методики розрахунку несучої здатності косо стиснутих колон на основі нелінійної деформаційної моделі дозволило більш точно визначити необхідну кількість робочої арматури залізобетонних колон безбалкового каркасу з урахуванням косого стискання при їх однорідному та неоднорідному деформуванні.

Директор
ТОВ «БУДМАТЕРІАЛСТАНДАРТКОНТРОЛЬ»,
кандидат технічних наук І.І. Тегза

АСТАРТА-КИЇВ
агропромхолдинг

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
«НОВООРЖИЦЬКИЙ ЦУКРОВИЙ ЗАВОД»
(ТОВ «НОВООРЖИЦЬКИЙ ЦУКРОВИЙ ЗАВОД»)

Код ЄДРПОУ 38960990

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» здобувачки вищої освіти ступеня доктора наук за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Гарькавої Ольги Вікторівни

Результати дисертаційної роботи Гарькавої Ольги Вікторівни на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» були використані при виконанні обстеження технічного стану двох будівель із цегляними стінами та розробленні рекомендацій з відновлення їх експлуатаційних властивостей під час виконання договору №5/0619/227 – 0189/19 між Полтавським національним технічним університетом імені Юрія Кондратюка та товариством з обмеженою відповідальністю «Новооржицький цукровий завод».

Використання розробленої в дисертаційній роботі удосконаленої методики розрахунку несучої здатності залізобетонних колон при їх косому стисканні дозволило визначити несучу здатність стійок залізобетонних рам будівель «Пересипка №1» та «Пересипка №2» та розробити пропозиції щодо їх відновлення.

Головний інженер
ТОВ «Новооржицький цукровий завод» Олександр СЮКАЛО

Україна "НОВООРЖИЦЬКИЙ ЦУКРОВИЙ ЗАВОД" Ідентифікаційний код 38960990

№52-11 / 4362 від 29.11.2023

11825

ПРИВАТНЕ ПІДПРИЄМСТВО
«ДОРОЖНІЙ ТЕХНОЛОГІЧНИЙ ЦЕНТР»
ПП «ДТЦ»
ЄДРПОУ 43316339, ІПН 433163316245
м. Полтава, вул. Олеся Гончара 19 а

№ 83 від 21.09.2023 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи на тему
«Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи їх розрахунку»
здобувача вищої освіти ступеня доктора наук
за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Гарькавої Ольги Вікторівни

Результати дисертаційної роботи Гарькавої Ольги Вікторівни на тему «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи їх розрахунку» були використані при визначенні фізико-механічних характеристик сталевих арматурних стержнів залізобетонних конструкцій каркасних конструктивних систем будівель під час виконання договору №0081/23 від 18 вересня 2023 року між Національним університетом «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» та Приватним підприємством «ДОРОЖНІЙ ТЕХНОЛОГІЧНИЙ ЦЕНТР». Результати проведених експериментальних випробувань зразків арматури дозволяють згідно сформульованих у дисертаційній роботі критеріїв міцності залізобетонних елементів врахувати збільшення напружень в арматурі у складі залізобетонних конструкцій на ділянці пружно-пластичної її роботи.

Директор ПП «ДОРОЖНІЙ ТЕХНОЛОГІЧНИЙ ЦЕНТР» Юрій МАСЮК

ПРИВАТНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДОРОЖНІЙ ТЕХНОЛОГІЧНИЙ ЦЕНТР» Ідент. код 43316339 №1 УКРАЇНА

МІНІСТЕРСТВО
ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»
Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, Україна, 36011
Тел./факс +38 (0532) 56-98-94;
+38 (0532) 60-87-30 (приймальня)
сайт: www.nupp.edu.ua
e-mail: rector@nupp.edu.ua; kanc@nupp.edu.ua
код згідно з ЄДРПОУ 02071100

MINISTRY OF
EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
NATIONAL UNIVERSITY
«YURI KONDRATYUK
POLTAVA POLYTECHNIC»
Pershotravneva Avenue 24, Poltava, 36011, Ukraine
Tel./fax +38 (0532) 56-98-94;
+38 (0532) 60-87-30 (reception)
web: www.nupp.edu.ua
e-mail: rector@nupp.edu.ua; kanc@nupp.edu.ua
USREOU code 02071100

від 16.11. 2023р. №41-10/2819 на №_____від _____20__ р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Даною довідкою підтверджую, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Гарькавої Ольги Вікторівни «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» було впроваджено у науково-дослідні роботи кафедри будівельних конструкцій, які виконувалися за рахунок коштів загального фонду державного бюджету: «Збірно-монолітна конструктивна система будівлі під соціальне житло» (державний реєстраційний номер 0113U000383), «Індустріальна каркасна безбалкова конструктивна система будівлі доступного житла» (державний реєстраційний номер 0115U002416).

У межах названих робіт опубліковано монографію та 12 наукових статей, у закордонних виданнях, проіндексованих у базі даних Scopus та у фахових виданнях України і отримано патент на корисну модель, в яких висвітлено досліджені та удосконалені конструктивні рішення залізобетонних елементів збірних безбалкових каркасів будівель. Публікація результатів досліджень сприяла підвищенню *h*-індексу Scopus здобувача від 1 до 5.

Проректор з наукової
та міжнародної роботи Олена СТЕПОВА

Завідувач кафедри будівельних
конструкцій Андрій ПАВЛІКОВ

МІНІСТЕРСТВО
ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»
Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, Україна, 36011
Тел./факс +38 (0532) 56-98-94;
+38 (0532) 60-87-30 (приймальня)
сайт: www.nupp.edu.ua
e-mail: rector@nupp.edu.ua; kanc@nupp.edu.ua
код згідно з ЄДРПОУ 02071100

MINISTRY OF
EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
NATIONAL UNIVERSITY
«YURI KONDRATYUK
POLTAVA POLYTECHNIC»
Pershotravneva Avenue 24, Poltava, 36011, Ukraine
Tel./fax +38 (0532) 56-98-94;
+38 (0532) 60-87-30 (reception)
web: www.nupp.edu.ua
e-mail: rector@nupp.edu.ua; kanc@nupp.edu.ua
USREOU code 02071100

від 16.11. 2023 р. № 41-10/2618 на №_____ від _____ 20__ р.

ДОВІДКА
про впровадження результатів дисертаційної роботи

Даною довідкою підтверджую, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Гарькавої Ольги Вікторівни «Синтез каркасних конструктивних систем будівель та основи розрахунку їх елементів» було впроваджено у навчальний процес під час проведення лекційних та практичних занять у 2010-2024 н.р. у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», зокрема у навчальні дисципліни освітньо-професійних програм підготовки здобувачів першого та другого рівнів вищої освіти, а також у дисципліни освітньо-наукової програми підготовки здобувачів третього рівня вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

Видані у співавторстві навчальні посібники: «Залізобетонні конструкції в умовах складного деформування та їх розрахунок», «Проектування залізобетонної підкранової балки прольотом 12 м», «Кам'яні та армокам'яні конструкції. Практичні задачі», «Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009)», «Проектування монолітних ребристих перекриттів», «Reinforced concrete crane beam design» та монографія «Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону».

Ефективність впровадження наукових положень, розроблених здобувачкою Гарькавою Ольгою Вікторівною, виявилась в актуалізації теоретичного курсу та у підвищенні якості навчання студентів і аспірантів.

Проректор з науково-педагогічної
та навчальної роботи Анатолій МАРТИНЕНКО

Завідувач кафедри будівельних
конструкцій Андрій ПАВЛІКОВ

VIDZEME UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

MEMBER OF EUDRES

Vidzeme University of Applied Sciences

CERTIFICATE

No 2024/08/P

This is to certify that

Olha Harkava

on the 4th of April 2024 participated in Research Evening

of Vidzeme University of Applied Sciences

with a presentation

Synthesis of Frame Structural Building Systems and the Fundamentals of Their Members Analysis

Director of Socio-technical Systems Engineering Institute

Oskars Java

Digitally signed by OSKARS JAVA
Date: 2024.04.30 13:48:06 EEST

THIS DOCUMENT IS SIGNED WITH A SAFE ELECTRONIC SIGNATURE AND BEARS A TIMESTAMP

ДОДАТОК В
РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ ЗБІРНОГО БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО КАРКАСУ 16-ПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ

В.1 Розрахунок перекриття

Дано: збірне безкапітельно-безбалкове перекриття товщиною h = 160 мм по сітці колон 6×6 м. Перекриття завантажене постійним навантаженням g = 4 кПа від власної маси та змінним навантаженням v = 5 кПа. Використовуються такі матеріали: бетон класу С20/25 за [296] (f_{cd} = 14,5 МПа, E_{cd} = 23ГПа, $\varepsilon_{c1,cd}$ = 1,65‰, k = 2,75, χ = 0,528 [410]) та арматура класу А500С (f_{yd} = 435 МПа) за [443].

Визначити: необхідну кількості робочої арматури збірних плит безкапітельно-безбалкового перекриття.

Розрахунок арматури виконується за залежностями розділу 3 без обриву арматури в прольотах плит. Для спрощення приймемо робочу висоту всіх плит d = 125 мм.

1. Визначаємо необхідну кількість арматури середньої плити.

За формулою (3.14)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 - 24M_{\sup}}{24 f_{cd} d^2} = \frac{\left(9 \cdot 3^2 - 24 \cdot 8{,}5\right)10^3}{24 \cdot 14{,}5 \cdot 125^2} = -0{,}023.$$

Оскільки $\bar{\alpha}_m < 0$, арматура в середній плиті для сприйняття заданого навантаження не потрібна за розрахунком. Тому встановлюється конструктивно.

2. Визначаємо необхідну кількість арматури міжколонної плити.

За формулою (3.48)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{5ql^2 - 24M_{\sup}}{24 f_{cd} d^2} = \frac{\left(5 \cdot 9 \cdot 3^2 - 24 \cdot 8{,}5\right)10^3}{24 \cdot 14{,}5 \cdot 125^2} = 0{,}037.$$

За формулою (3.13)

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi}\right) dl = \frac{14{,}5}{435}\left(\frac{1-\sqrt{1-4 \cdot 0{,}528 \cdot 0{,}037}}{2 \cdot 0{,}528}0{,}526\right)125 \cdot 3000 =$$

$$= 471{,}46 \ \text{мм}^2.$$

На 1 м ширини міжколонної плити необхідна площа арматури складатиме 157,15 мм^2 / м.

3. Визначаємо необхідну кількість арматури надколонної плити.

За формулою (3.65)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{q\left(11l^3 - 12l^2 b + b^3\right) - 24lM_{\sup}}{24 f_{cd} l d^2} = \frac{\left(9\left(11 \cdot 3^3 - 12 \cdot 3^2 \cdot 0{,}4 + 0{,}4^3\right) - 24 \cdot 3 \cdot 8{,}5\right)10^3}{24 \cdot 14{,}5 \cdot 125^2 \cdot 3} = \cdot$$

$$= 0{,}104.$$

За формулою (3.13)

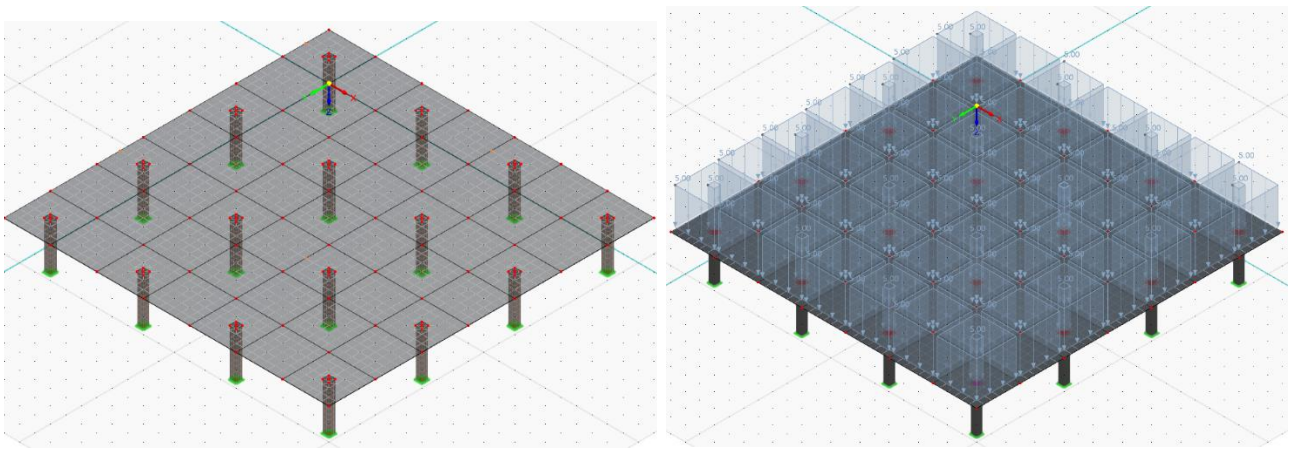
$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi}\right) dl = \frac{14{,}5}{435}\left(\frac{1-\sqrt{1-4 \cdot 0{,}528 \cdot 0{,}104}}{2 \cdot 0{,}528}0{,}526\right)125 \cdot 3000 =$$

$$= 1372{,}35 \ \text{мм}^2.$$

На 1 м ширини надколонної плити необхідна площа арматури складатиме 457,45 мм^2 / м.

Для порівняння розрахунок необхідної кількості робочої арматури збірного безбалкового безкапітельного перекриття здійснено за методом скінченних елементів з використанням за допомогою програмного комплексу RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів).

Створена просторова модель перекриття розміром 18×18 м (рис. В.1). Перекриття розбито на скінченні елементи розміром 0,5×0,5 м. Над колонами створені абсолютно жорсткі вставки перекриття та здійснено згущення сітки скінченних елементів навколо.



а) *б*)

Рисунок В.1 – Просторова модель безкапітельно-безбалкового перекриття (а) завантажена змінним навантаженням (б)

За результатами нелінійного розрахунку ітераційним методом Пікара отримано ізополя необхідної робочої арматури перекриття (рис. В.2 – В.5).

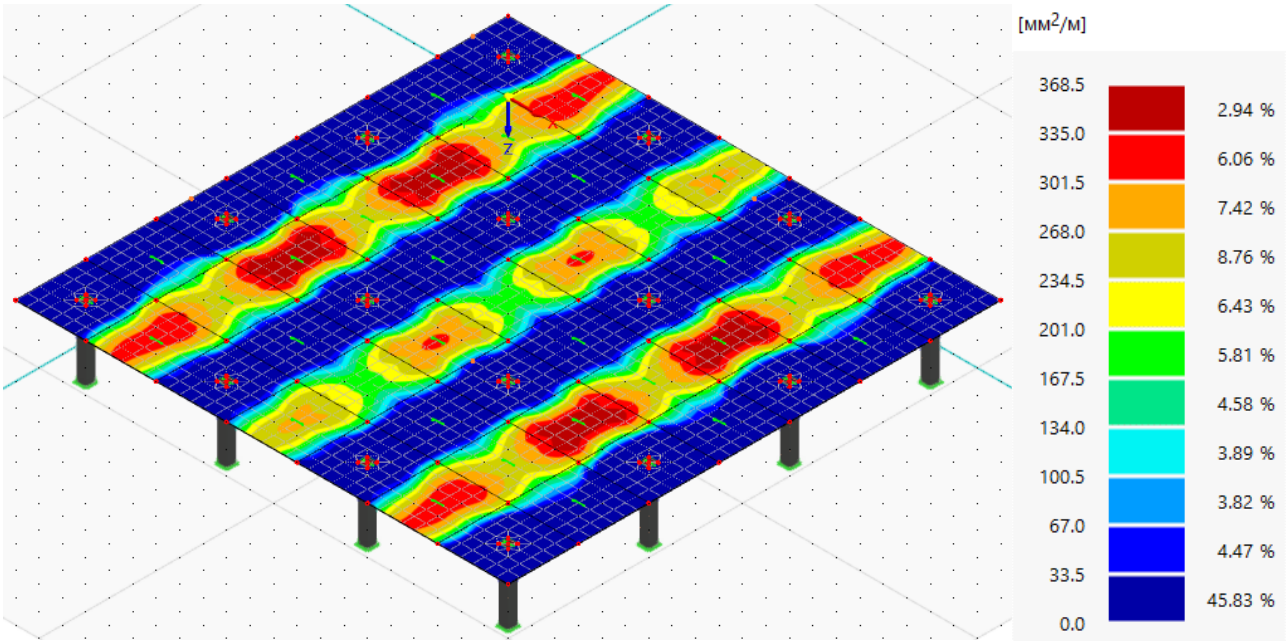


Рисунок В.2 – Ізополя нижньої робочої арматури безбалкового безкапітельного перекриття в напрямі *X*

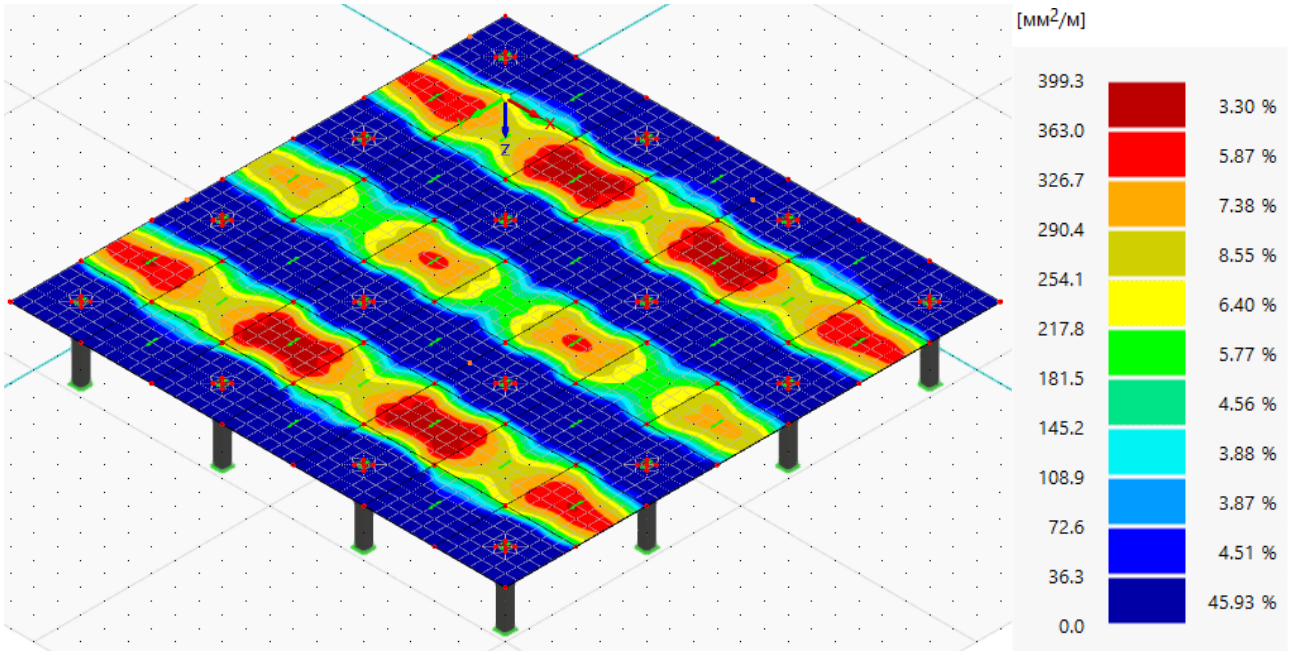


Рисунок В.3 – Ізополя нижньої робочої арматури безбалкового безкапітельного перекриття в напрямі *Y*

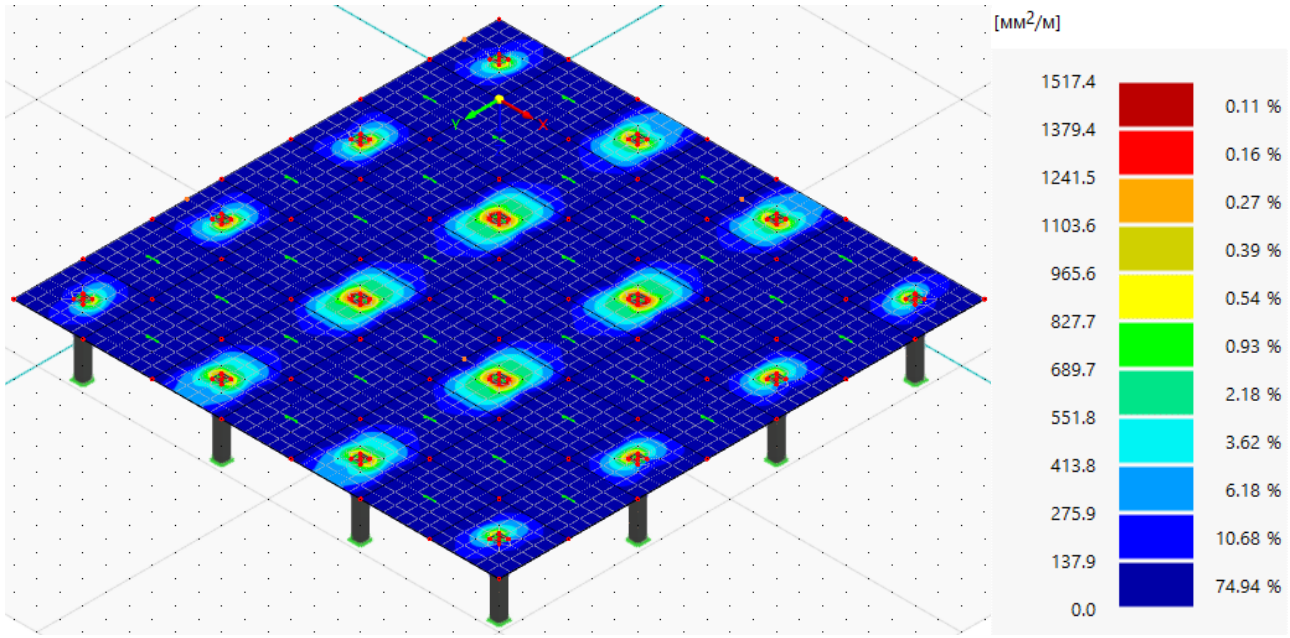


Рисунок В.4 – Ізополя верхньої робочої арматури безбалкового безкапітельного перекриття в напрямі *X*

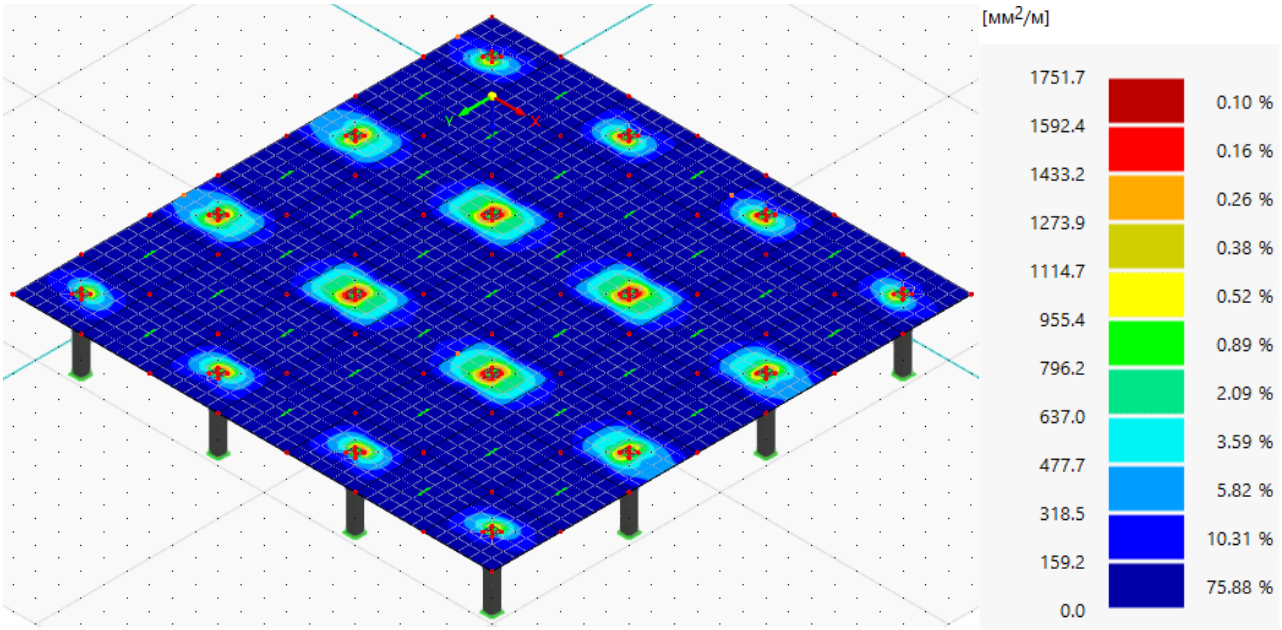


Рисунок В.5 – Ізополя верхньої робочої арматури безбалкового безкапітельного перекриття в напрямі *Y*

В.2 Розрахунок колон

Дано: кутова (1) колона безкапітельно-безбалкового каркасу 16-поверхової будівлі (рис. 2.26, *а*) з поперечним перерізом квадратного профілю розмірами $b = 400$ мм, $h = 400$ мм (рис. В.6), виготовлена із бетону класу С20/25 за [296] (f_{cd} = 14,5 МПа, E_{cd} = 23ГПа) армована 4Ø25А400С за [443] (A_{si} = 490,9 мм^2, f_{yd} = 435 МПа, E_s = 210 ГПа, ε_{s0} = 0,00207). Арматурні стержні розташовані від граней перерізу на відстані $a = 50$ мм. Ексцентриситети прикладання зовнішньої сили N_{Ed} складають $e_b = M_{y,Ed} / N_{Ed}$ = 53,31 / 197,58 = = 270 мм та $e_h = M_{z,Ed} / N_{Ed}$ = 54,02 / 197,58= = 273 мм (табл. 2.2).

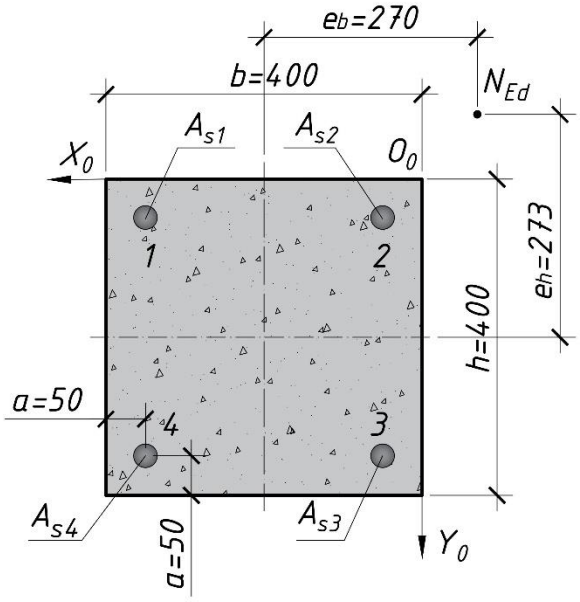


Рисунок В.6 – Переріз колони

Знайти: поздовжню силу N_{Rd}, котру може сприйняти колона.

Попередньо визначаємо можливі форми стиснутої зони бетону за залежністю (5.51) при таких значеннях величин: $\omega_1 = 0{,}738$, $\varphi_1 = 0{,}277$ (табл. 5.1) з урахуванням арматурних стержнів 2 ($x_{0,s2} = 50$ мм; $y_{0,s2} = 50$ мм) та 4 ($x_{0,s4} = 350$ мм; $y_{0,s4} = 350$ мм), припускаючи, що вони розташовані у стиснутій та розтягнутій зонах перерізу відповідно

$$\frac{f_{cd} b^2 \omega_1}{2}\left(e_b + e_h - b\frac{\varphi_1}{\omega_1}\right) + f_{yd}\sum_{i=1}^{n} A_{sci}\left(e_b + e_h - b + x_{0,sci} + y_{0,sci}\right) = \frac{14{,}5 \cdot 400^2 \cdot 0{,}738}{2} \times$$

$$\times\left(270 + 273 - 400 \cdot \frac{0{,}277}{0{,}738}\right) + 435 \cdot 490{,}9\left(270 + 273 - 400 + 50 + 50\right) =$$

$$= 388{,}21 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} = 388{,}21 \text{ кН·м} > f_{yd}\sum_{i=1}^{n} A_{si}\left(e_b + e_h - b + x_{0,si} + y_{0,si}\right) =$$

$$= 435 \cdot 490{,}9\left(270 + 273 - 400 + 350 + 350\right) = 180{,}02 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} = 180{,}02 \text{ кН·м}.$$

Оскільки умова (5.51) не виконується, то можливою формою стиснутої зони бетону є трикутник або трапеція.

Виконуємо розрахунок для трикутної форми стиснутої зони бетону. Визначаємо висоту X стиснутої зони та кут θ нахилу нейтральної лінії бетону з сумісного розв'язання рівнянь (5.5) та (5.25), виразивши їх складові через X та θ. При цьому використано надбудову програмного комплексу Excel «Пошук рішення».

В результаті розрахунку отримано: $X = 237{,}84$ мм^2; $\theta = 44{,}84^\circ$.

Перевіряємо, чи відповідають визначені значення прийнятій формі стиснутої зони бетону: $X < b\sin\theta = 400\sin 44{,}84^\circ = 282{,}05$ мм, $X < h\cos\theta = 400\cos 44{,}84^\circ = 283{,}63$ мм, тобто згідно з (5.1) форма стиснутої зони бетону – трикутник.

Перевіряємо, чи досягають напруження в арматурних стержнях межі текучості.

Деформації стержня 1 за (4.11)

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{c(1)} y_{s1}}{X} = \frac{0{,}00404 \cdot \left(-44{,}41\right)}{237{,}84} = -0{,}00075,$$

де за (4.12) з використанням рисунка В.6

$y_{s1} = X - x_{0,s1}\sin\theta - y_{0,s1}\cos\theta = 237,84 - 350\sin 44,84° - 50\cos 44,84° = -44,41$ мм.

Оскільки $|\varepsilon_{s1}| = |-0,00075| < \varepsilon_{s0} = 0,00207$, то напруження в стержні 1 не досягають межі текучості і визначаються за (4.2) $\sigma_{s1} = E_{s1}\varepsilon_{s1} = 210000 \cdot (-0,00075) = -158,50$ МПа.

Деформації стержня 2 за (4.11)

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{c(1)} y_{s2}}{X} = \frac{0,00404 \cdot 167,13}{237,84} = 0,00284,$$

де за (4.12) з використанням рисунка В.6

$y_{s2} = X - x_{0,s2}\sin\theta - y_{0,s2}\cos\theta = 237,84 - 50\sin 44,84° - 50\cos 44,84° = 167,13$ мм.

Оскільки $|\varepsilon_{s2}| = |0,00284| > \varepsilon_{s0} = 0,00207$, то напруження в стержні 2 досягають межі текучості і визначаються за (4.3) $\sigma_{s2} = f_{yd} = 435$ МПа.

Деформації стержня 3 за (4.11)

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{c(1)} y_{s3}}{X} = \frac{0,00404 \cdot (-45,60)}{237,84} = -0,00078,$$

де за (4.12) з використанням рисунка В.6

$y_{s3} = X - x_{0,s3}\sin\theta - y_{0,s3}\cos\theta = 237,84 - 50\sin 44,84° - 350\cos 44,84° = -45,60$ мм.

Оскільки $|\varepsilon_{s3}| = |-0,00078| < \varepsilon_{s0} = 0,00207$, то напруження в стержні 3 не досягають межі текучості і визначаються за (4.2) $\sigma_{s3} = E_{s3}\varepsilon_{s3} = 210000 \cdot (-0,00078) = -162,73$ МПа.

Деформації стержня 4 за (4.11)

$$\varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_{c(1)} y_{s4}}{X} = \frac{0,00404 \cdot (-257,13)}{237,84} = -0,00437,$$

де за (4.12) з використанням рисунка В.6

$y_{s4} = X - x_{0,s4}\sin\theta - y_{0,s4}\cos\theta = 237,84 - 350\sin 44,84° - 350\cos 44,84° = -257,13$ мм.

Оскільки $|\varepsilon_{s4}| = |-0,00437| > \varepsilon_{s0} = 0,00207$, то напруження в стержні 4 досягають межі текучості і визначаються за (4.3) $\sigma_{s4} = -f_{yd} = -435$ МПа.

Отримано, що напруження в двох із трьох розтягнутих стержнях (1 і 3) не досягають межі текучості, тому застосування коефіцієнтів ω_1 та φ_1 (табл. 5.1),

визначених з використанням критерію повного використання опору бетону стиснутої зони (5.13) підтверджується для розглядуваної задачі.

Координата точки прикладання зовнішньої поздовжньої сили за (5.12):

$y_{Ed} = X + e - 0,5b\sin\theta - 0,5h\cos\theta = 237,84 + 383,96 - 0,5 \cdot 400\sin 44,84° -$
$-0,5 \cdot 400\cos 44,84° = 338,96$ мм,

де ексцентриситет $e = e_b\sin\theta + e_h\cos\theta = 270\sin 44,84° + 273\cos 44,84 = 383,96$ мм.

Координата точки прикладання рівнодійної зусиль в стиснутій зоні бетону обчислена за (5.7): $y_{Nc} = \frac{\varphi_1}{\omega_1} X = \frac{0,277}{0,738} \cdot 237,84 = 89,27$ мм.

Поздовжню силу N_{Rd}, котру може сприйняти колона за заданих умов, визначаємо, прийнявши $N_{Rd} = N_{Ed}$, з рівняння (5.4), в якому

за (5.6) $N_c = \frac{f_{cd} X^2 \omega_1}{\sin 2\theta} = \frac{14,5 \cdot 237,84^2 \cdot 0,738}{\sin 2 \cdot 44,84°} = 605333$ $H = 605,33$ кН;

за (5.11) $N_{s1} = \sigma_{s1} A_{s1} = -158,50 \cdot 490,90 = -77807$ $H = -77,81$ кН;

за (5.11) $N_{s2} = \sigma_{s2} A_{s2} = 435 \cdot 490,90 = 213542$ $H = 213,54$ кН;

за (5.11) $N_{s3} = \sigma_{s3} A_{s3} = -162,73 \cdot 490,90 = -79882$ $H = -79,88$ кН;

за (5.11) $N_{s4} = \sigma_{s4} A_{s4} = -435 \cdot 490,90 = -213541$ $H = -213,54$ кН.

З рівняння (5.4)

$$N_{Rd} = N_c + \sum_{i=1}^{n} N_{si} = 605,33 - 77,81 + 213,54 - 79,88 - 213,54 = 447,64 \text{ кН}.$$

Значення поздовжньої сили, що може бути сприйнята колоною, обчислене за методом скінченних елементів з використанням програмного комплексу RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів), складає $N_{Rd} = 424,19$ кН при $X = 243,9$ мм, $\theta = 44,67°$.

ДОДАТОК Г
ПРИКЛАДИ ПРАКТИЧНОГО ВПРОВАДЖЕННЯ РОЗРОБЛЕНИХ МЕТОДИК РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Варіантне проєктування для робочого проєкту «Нове будівництво багатоповерхового багатоквартирного жилого будинку з адміністративно-торговими приміщеннями по вул. 1905 року, 3-Б в м. Кременчуці Полтавської області»

Проєктується збірне безкапітельно-безбалкове перекриття над підземним паркінгом товщиною h = 160 мм по сітці колон 6×6 м. Розрахункове граничне значення постійного навантаження на перекриття складає g = 7,42 кН/м^2, змінного навантаження – v = 2,64 кН/м^2. Загальне навантаження складає q = 10,06 кН/м^2. Використовуються такі матеріали: бетон класу С25/30 за [296] (f_{cd} = 17 МПа, E_{cd} = 25 ГПа, $\varepsilon_{c1,cd}$ = 1,69‰, k = 2,6, χ = 0,527 [410]) та арматура класу А500С (f_{yd} = 435 МПа) за [443].

Розрахунок армування виконуємо за залежностями розділу 3 з обривом арматури. Робоча висота перекриття d = 125 мм.

1. Визначаємо необхідну кількість арматури середньої плити.

При цьому приймаємо частку ділянки плити з обривом арматури a = 0,2 м, а частку площі робочої арматури, котра доводиться до опор, k = 0,5, згинальним моментом, який сприймається стиком на цьому етапі нехтуємо, тобто приймаємо M_{sup} = 0.

Для схеми 1 зламу середньої плити з обривом арматури за формулою (3.29)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 - 24M_{\sup}}{24\left(1+2a\left(k-1\right)\right)f_{cd}d^2} = \frac{10,06\cdot 3^2\cdot 10^3}{24\left(1+2\cdot 0,25\left(0,5-1\right)\right)17\cdot 125^2} = 0,019.$$

Для схеми 2 зламу середньої плити з обривом арматури за формулою (3.39)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 a\left(3-6a+4a^2\right)-12M_{\sup}}{12\left(1+a\left(k-2\right)\right)f_{cd}d^2} = \frac{\left(10{,}06\cdot 3^2\cdot 0{,}25\left(3-6\cdot 0{,}25+4\cdot 0{,}25^2\right)\right)10^3}{12\left(1+0{,}25\left(0{,}5-2\right)\right)17\cdot 125^2} = 0{,}020.$$

За формулою (3.13) для схеми 1

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi}\right)dl = \frac{17}{435}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\cdot 0{,}529\cdot 0{,}019}}{2\cdot 0{,}529}0{,}529\right)125\cdot 3000 =$$

$$= 280{,}35 \ \text{мм}^2.$$

За формулою (3.13) для схеми 2

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi}\right)dl = \frac{17}{435}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\cdot 0{,}529\cdot 0{,}020}}{2\cdot 0{,}529}0{,}529\right)125\cdot 3000 =$$

$$= 294{,}52 \ \text{мм}^2.$$

Приймаємо 19Ø6A500C, $A_{s,f}$ = 537,7 мм^2.

2. Визначаємо необхідну кількість арматури міжколонної плити.

При цьому приймаємо частку ділянки плити з обривом арматури a = 0,2 м, а частку площі робочої арматури, котра доводиться до опор, k = 0,5, згинальним моментом, який сприймається стиком на цьому етапі нехтуємо, тобто приймаємо M_{sup} = 0.

Для схеми 2 зламу міжколонної плити з обривом арматури за формулою (3.56)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 a\left(9-6a-4a^2\right)-12M_{\sup}}{12kf_{cd}d^2} = \frac{\left(10{,}06\cdot 3^2\cdot 0{,}25\left(9-6\cdot 0{,}25-4\cdot 0{,}25^2\right)\right)10^3}{12\cdot 0{,}5\cdot 17\cdot 125^2} = 0{,}103.$$

За формулою (3.13)

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi}\right)dl = \frac{17}{435}\left(\frac{1-\sqrt{1-4\cdot 0{,}529\cdot 0{,}103}}{2\cdot 0{,}529}0{,}529\right)125\cdot 3000 =$$

$$= 1601{,}60 \ \text{мм}^2.$$

Приймаємо 21Ø10A500C, $A_{s,f}$ = 1648,5 мм^2.

3. Визначаємо необхідну кількість арматури надколонної плити.

При цьому приймаємо частку ділянки плити з обривом арматури a = 0,2 м, а частку площі робочої арматури, котра доводиться до опор, k = 0,5, згинальним

моментом, який сприймається стиком на цьому етапі нехтуємо, тобто приймаємо $M_{sup} = 0$.

Для схеми 1 зламу надколонної плити з обривом арматури за формулою (3.70)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{q\left(11l^3 - 12l^2 b + b^3\right) - 24M_{\text{sup}} l}{24 f_{cd} l d^2 \left(1 + 2a\left(k - 1\right)\right)} = \frac{10,06\left(11 \cdot 3^3 - 12 \cdot 3^2 \cdot 0,4 + 0,4^3\right)10^3}{24 \cdot 17 \cdot 3 \cdot 125^2 \left(1 + 2 \cdot 0,25\left(0,5 - 1\right)\right)} = 0,178.$$

Для схеми 2 зламу надколонної плити з обривом арматури за формулою (3.76)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{ql^2 a\left(9 + 6a - 4a^2\right) - 12M_{\text{sup}}}{12kf_{cd} d^2} = \frac{10,06^2 \cdot 0,25\left(9 + 6 \cdot 0,25 - 4 \cdot 0,25^2\right)}{12 \cdot 0,5 \cdot 17 \cdot 125^2} = 0,146$$

За формулою (3.13) для схеми 1

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi}\right) dl = \frac{17}{435}\left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot 0,529 \cdot 0,178}}{2 \cdot 0,529} 0,529\right) 125 \cdot 3000 =$$

$$= 2916,32 \ \text{мм}^2.$$

За формулою (3.13) для схеми 1

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi}\right) dl = \frac{17}{435}\left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot 0,529 \cdot 0,146}}{2 \cdot 0,529} 0,529\right) 125 \cdot 3000 =$$

$$= 2329,25 \ \text{мм}^2.$$

Приймаємо 11Ø16 + 6Ø141А500С, $A_{s,f}$ = 3136,10 мм^2.

Визначення несучої здатності стійок залізобетонних рам будівель «Пересипка №1» та «Пересипка №2» ТОВ «Новоржицький цукровий завод»

Досліджується стійка залізобетонної рами будівлі «Пересипка №1» (рис. Г.1). Поперечний переріз стійки має квадратний профіль розмірами b = 450 мм, h = 450 мм (рис. Г.2). Клас бетону, визначений за результатами неруйнівного контролю приладом ИПС-МГ4, – С8/10 за [296] (f_{cd} = 6,0 МПа, $\varepsilon_{cu3,cd}$ = 0,00338).

Армування 12Ø25AIII (A_{si} = 490,9 мм^2, f_{yd} = 339 МПа, E_s = 210 ГПа, ε_{s0} = 0,00161). Арматурні стержні розташовані від граней перерізу на відстані a = 50 мм. Ексцентриситети прикладання зовнішньої сили N_{Ed} = 514,29 кН складають $e_b = M_{y,Ed} / N_{Ed}$ = 110,94 / 514,29 = 216 мм та $e_h = M_{z,Ed} / N_{Ed}$ = 122,33 / 514,29 = = 238 мм.

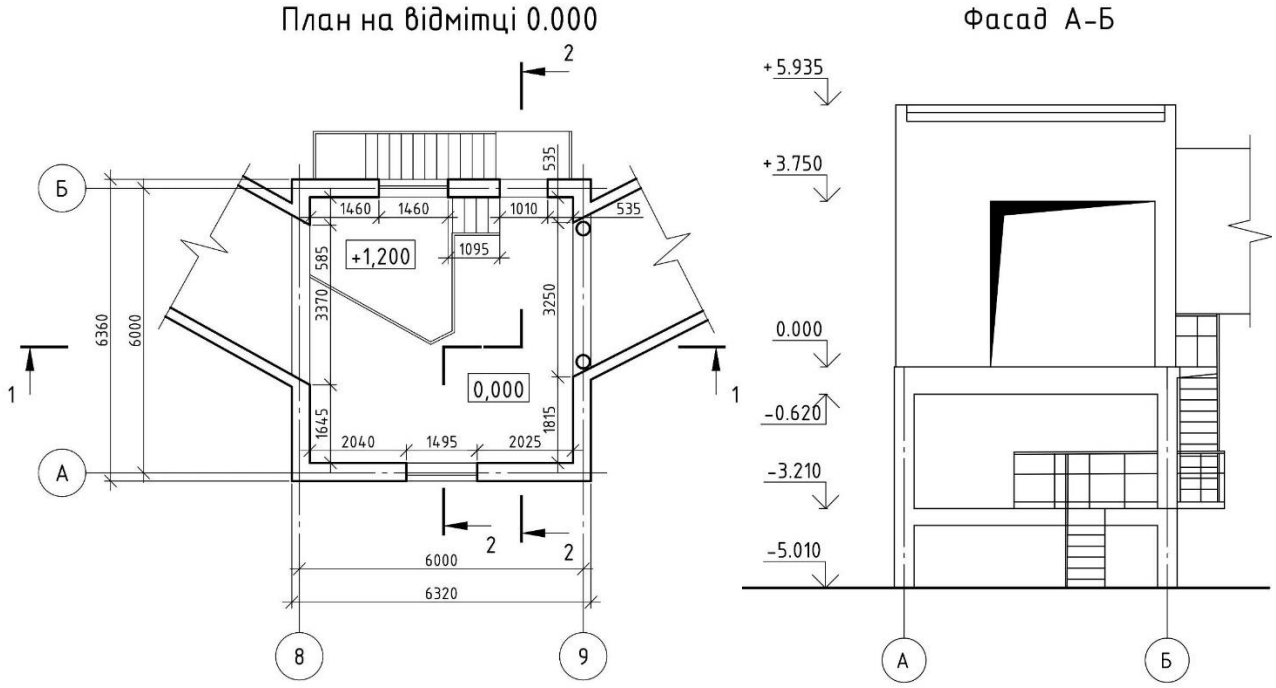


Рисунок Г.1 – Обмірні креслення будівлі «Пересипка №1»

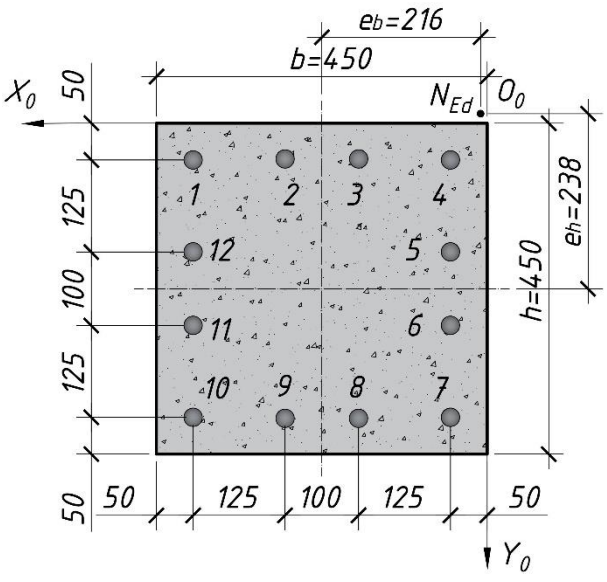


Рисунок Г.2 – Переріз стійки рами

З метою встановлення можливості подальшої експлуатації будівлі «Пересипка №1» необхідно перевірити несучу здатність досліджуваної стійки рами.

Інженерний розрахунок виконуємо за розробленою в п.5.3 методикою на основі рівномірного розподілу напружень в стиснутій зоні бетону з використанням деформаційного критерію.

Попередньо визначаємо можливі форми стиснутої зони бетону за залежністю (5.52) з урахуванням арматурних стержнів 4 ($x_{0,s4}$ = 50 мм; $y_{0,s4}$ = 50 мм) та 10 ($x_{0,s10}$ = 400 мм; $y_{0,s10}$ = 400 мм), які найбільш віддалені від нейтральної лінії в розглядуваному граничному положенні та розташовані у стиснутій та розтягнутій зонах перерізу відповідно

$$\frac{\eta f_{cd}\lambda^2 b^2}{2}\left(e_b+e_h-b\left(\frac{3-2\lambda}{3}\right)\right)+f_{yd}\sum_{i=1}^{n}A_{sci}\left(e_b+e_h-b+x_{0,sci}+y_{0,sci}\right)=$$

$$=\frac{0{,}9\cdot 6\cdot 0{,}8^2\cdot 450^2}{2}\left(216+238-450\left(\frac{3-2\cdot 0{,}8}{3}\right)\right)+339\cdot 490{,}9\left(216+238-450+50+50\right)=$$

$$=249{,}65\cdot 10^6\ \text{Н·мм}=249{,}65\,\text{кН·м}>f_{yd}\sum_{i=1}^{n}A_{si}\left(e_b+e_h-b+x_{0,si}+y_{0,si}\right).=$$

$$=339\cdot 490{,}9\left(450-400-400-216-238\right)=133{,}80\cdot 10^6\ \text{Н·мм}=133{,}80\ \text{кН·м}.$$

Оскільки умова (5.52) не виконується, то можливою формою стиснутої зони бетону є трикутник або трапеція.

Виконуємо розрахунок для трикутної форми стиснутої зони бетону. Визначаємо висоту X стиснутої зони та кут θ нахилу нейтральної лінії бетону з сумісного розв'язання рівнянь (5.5) та (5.25), виразивши їх складові через X та θ. При цьому використано надбудову програмного комплексу Excel «Пошук рішення».

В результаті розрахунку отримано: X = 360,35 мм^2; θ = 42,79º.

Перевіряємо, чи відповідають визначені значення прийнятій умовній формі стиснутої зони бетону: λX =0,8·360,35 = 288,28 мм < $b\sin\theta$ = 450sin42,79º = = 305,68 мм, λX =0,8·360,35 = 288,28 мм < $h\cos\theta$ = 450cos42,79º = 330,24 мм, тобто згідно з (5.1) форма умовної стиснутої зони бетону – трикутник.

Визначаємо напруження в арматурних стержнях.

Деформації стержня 1 за (4.11) $\varepsilon_{s1}=\dfrac{\varepsilon_{c(1)}y_{s1}}{X}=\dfrac{0{,}00339\cdot 51{,}94}{360{,}35}=0{,}00049,$

де за (4.12) з використанням рисунка Г.2

$$y_{s1}=X-x_{0,s1}\sin\theta-y_{0,s1}\cos\theta=360{,}35-400\sin 42{,}79°-50\cos 42{,}79°=51{,}94\ \text{мм}.$$

Оскільки $|\varepsilon_{s1}|=|0{,}00049|<\varepsilon_{s0}=0{,}00161,$ то напруження в стержні 1

не досягають межі текучості і визначаються за (4.2)

$\sigma_{s1} = E_{s1}\varepsilon_{s1} = 210000 \cdot 0,00049 = 102,31$ МПа.

Аналогічним чином обчислено:

$\varepsilon_{s2} = 0,00128$; $y_{s2} = 136,85$ мм; $\sigma_{s2} = 269,56$ МПа;

$\varepsilon_{s3} = 0,00192$; $y_{s3} = 204,78$ мм; $\sigma_{s3} = 339,00$ МПа;

$\varepsilon_{s4} = 0,00272$; $y_{s4} = 289,69$ мм; $\sigma_{s4} = 339,00$ МПа;

$\varepsilon_{s5} = 0,00186$; $y_{s5} = 197,96$ мм; $\sigma_{s5} = 339,00$ МПа;

$\varepsilon_{s6} = 0,00117$; $y_{s6} = 124,57$ мм; $\sigma_{s6} = 245,37$ МПа;

$\varepsilon_{s7} = 0,00031$; $y_{s7} = 32,84$ мм; $\sigma_{s4} = 64,68$ МПа;

$\varepsilon_{s8} = -0,00049$; $y_{s8} = -52,07$ мм; $\sigma_{s8} = -102,57$ МПа;

$\varepsilon_{s9} = -0,00113$; $y_{s9} = -120,00$ мм; $\sigma_{s9} = -236,38$ МПа;

$\varepsilon_{s10} = -0,00192$; $y_{s4} = -204,91$ мм; $\sigma_{s10} = -339,00$ МПа;

$\varepsilon_{s11} = -0,00106$; $y_{s11} = -113,18$ мм; $\sigma_{s11} = -222,94$ МПа;

$\varepsilon_{s12} = -0,00037$; $y_{s12} = -39,79$ мм; $\sigma_{s12} = -78,38$ МПа.

Координата точки прикладання зовнішньої поздовжньої сили за (5.12):

$y_{Ed} = X + e - 0,5b\sin\theta - 0,5h\cos\theta = 360,35 + 321,39 - 0,5 \cdot 450\sin 42,79° -$
$-0,5 \cdot 450\cos 42,79° = 363,78$ мм,

де ексцентриситет $e = e_b\sin\theta + e_h\cos\theta = 216\sin 42,79° + 238\cos 42,79 = 321,39$ мм.

Координата точки прикладання рівнодійної зусиль в стиснутій зоні бетону обчислена за (5.38): $y_{Nc} = \dfrac{X(3-2\lambda)}{3} = \dfrac{360,35(3-2\cdot 0,8)}{3} = 168,16$ мм.

Поздовжню силу N_{Rd}, котру може сприйняти колона за заданих умов, визначаємо, прийнявши $N_{Rd} = N_{Ed}$, з рівняння (5.4), в якому за (5.37)

$N_c = \dfrac{\eta f_{cd}\lambda^2 X^2}{\sin 2\theta} = \dfrac{0,9\cdot 6\cdot 0,8^2 \cdot 360,35^2}{\sin 2\cdot 42,79°} = 450,11\cdot 10^3$ Н$= 450,11$ кН;

за (5.11) $N_{s1} = \sigma_{s1}A_{s1} = 102,31 \cdot 490,90 = 50223\ H = 50,22$ кН;

$N_{s2} = 132,33$ кН; $N_{s3} = 166,42$ кН; $N_{s4} = 166,42$ кН; $N_{s5} = 166,42$ кН;

$N_{s6} = 120,45$ кН; $N_{s7} = 31,75$ кН; $N_{s8} = -50,35$ кН; $N_{s9} = -116,04$ кН;

$N_{s10} = -166,42$ кН; $N_{s11} = -109,44$ кН; $N_{s12} = -38,48$ кН.

З рівняння (5.4)

$$N_{Rd} = N_c + \sum_{i=1}^{n} N_{si} = 450,11 + 50,22 + 132,33 + 166,42 + 166,42 + 166,42 +$$

$$+120,45 + 31,75 - 50,35 - 116,04 - 166,42 - 109,44 - 38,48 = 803,39 \text{ кН}.$$

Оскільки N_{Rd} = 803,39 кН > N_{Ed} = 514,29 кН, то несуча здатність стійки рами забезпечена.

Визначення залишкової несучої здатності колон збірного в'язевого залізобетонного каркасу будівлі сировинної лабораторії ТОВ «Новоржицький цукровий завод»

Досліджується колона (крок колон 6 м) першого поверху крайнього ряду (по осі А) каркасу сировинної лабораторії (рис. Г.3).

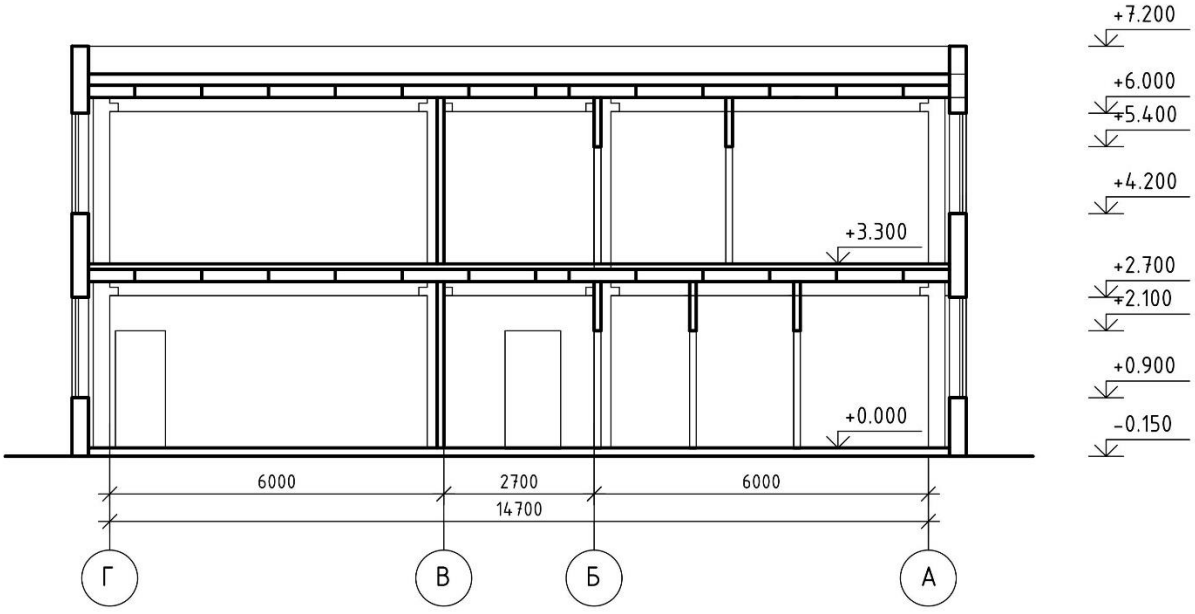
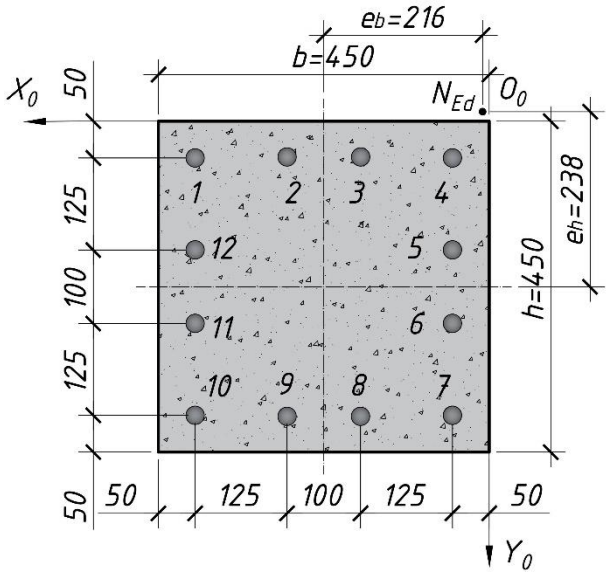


Рисунок Г.3 – Обмірне креслення розрізу будівлі лабораторії

Поперечний переріз колони має квадратний профіль розмірами b = 300 мм, h = 300 мм (рис. Г.4). Клас бетону, визначений за результатами неруйнівного контролю за допомогою електронного приладу «Оникс-2.5», – С30/35 за [296]

(f_{cd} = 19,5 МПа, E_{cd} = 27 ГПа, $\varepsilon_{c1,cd}$ = 1,72‰). Армування 4Ø16AIII ($A'_s = A_s$ = 402 мм^2, f_{yd} = 339 МПа, E_s = 210 ГПа, ε_{s0} = 0,00161). Арматурні стержні розташовані від граней перерізу на відстані a = 50 мм. Ексцентриситет прикладання зовнішньої сили N_{Ed} = 414,89 кН складає $e = M_{y,Ed} / N_{Ed}$ = = 29,89 / 414,89 = 72 мм. Робоча висота перерізу $d = h - a$ = 300 – 50 =250 мм.



З метою встановлення можливості подальшої експлуатації будівлі сировинної лабораторії необхідно перевірити несучу здатність досліджуваної колони каркасу.

Рисунок Г.4 – Переріз колони каркасу

Для розглядуваної колони за методикою [410] встановлено, що в момент руйнування розтягнута арматура не досягає межі текучості.

Визначаємо висоту x стиснутої зони бетону з рівняння (4.21), виразивши його складові через x, при таких значеннях величин: ω = 0,787, φ = 0,449, φ/ω = 0,569 (табл. 4.7). Для спрощення приймаємо, що напруження в стиснутій арматурі досягають межі текучості, тобто $\sigma'_s = f_{yd}$ = 339 МПа.

Після розв’язання рівняння з одним невідомим, отримано x = 209,19 мм. При цьому отримано такі значення складових рівняння (4.21): N_c = 963,11 кН; y_{Nc} = 119,08 мм; y_{Ed} = 131,24 мм; y'_s = 159,19 мм; ε'_s = 0,00212 > ε_{s0} = 0,00161; σ'_s = 339 МПа; N'_s = 136,28 кН; y_s = –40,81 мм; ε_s = –0,00054 < ε_{s0} = = 0,00161; σ_s = –114,146 МПа; N_s = –45,89 кН.

Поздовжню силу визначаємо, прийнявши $N_{Rd} = N_{Ed}$, з рівняння (4.20)

$$N_{Rd} = N_c + N'_s + N_s = 963{,}11 + 136{,}28 + 45{,}89 = 1145{,}28 \text{ кН}.$$

Оскільки N_{Rd} = 1145,28 кН > N_{Ed} = 414,89 кН, то несуча здатність колони каркасу забезпечена.

ДОДАТОК Д
СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ДОСЛІДНИХ ВИПРОБУВАНЬ ЗБІРНИХ ПЛИТ БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Середня плита. В програмному комплексі RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів) створена скінченно-елементна модель середньої плити з габаритними розмірами за рисунком 6.2 із бетону з розрахунковим значенням міцності на стиск 20 МПа та армована арматурними сітками згідно з рисунком 6.5 зі сталі з розрахунковим значенням напружень на границі текучості 400 МПа. Плита змодельована як шарнірно оперта по контуру. Згідно зі схемою випробування (рис. 6.6), навантаження на плиту моделювалось у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на 2 концентричних ділянках плити діаметром 150 мм, який відповідає діаметру застосованих в експерименті домкратів. Центри завантажених концентричних ділянок плити, розташовані в середній частині прольоту на відстанях, вказаних на рисунку 6.6 (рис. Д.1).

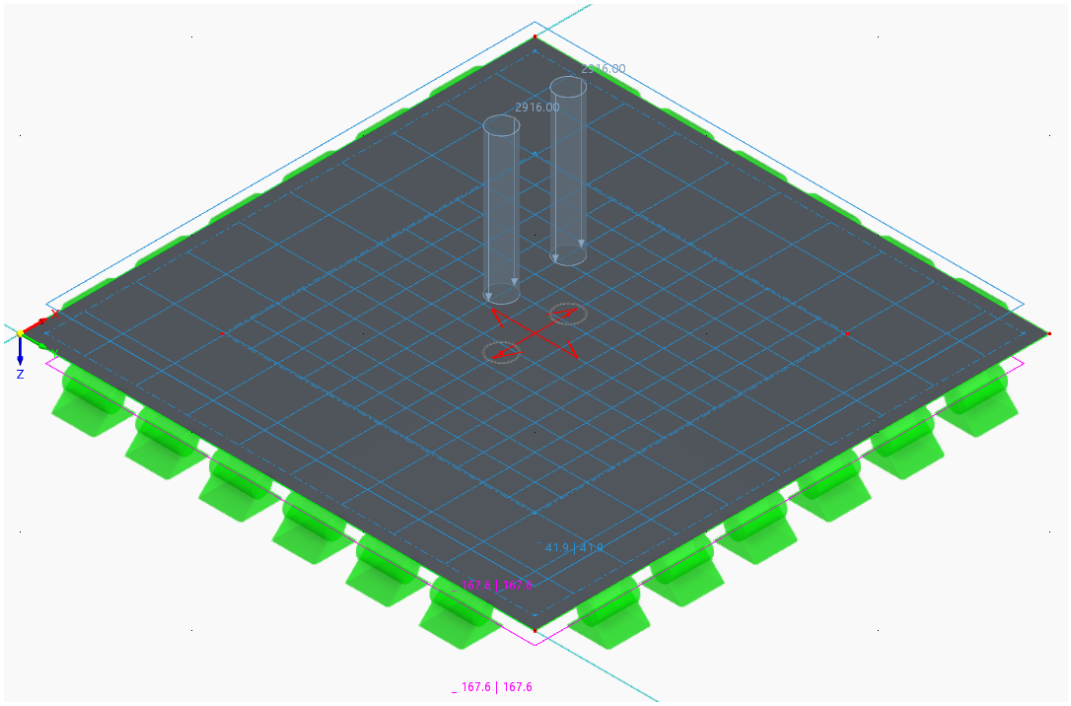


Рисунок Д.1 – Скінченно-елементна модель випробування середньої плити

За результатами розрахунку визначено граничне навантаження $2 \cdot 2916 \cdot A = 105{,}49$ кН (де $A = \pi d^2/4 = 3{,}14 \cdot 0{,}150 \cdot / 4 = 0{,}0177$ м^2 – площа концентричної ділянки, на якій діє навантаження), для якого необхідним є нижнє армування в середній частині прольоту з площею арматури в одному напрямі $A_s = 318{,}5$ мм^2 / м (рис. Д.2), котре відповідає армуванню дослідної середньої плити (рис. 6.5).

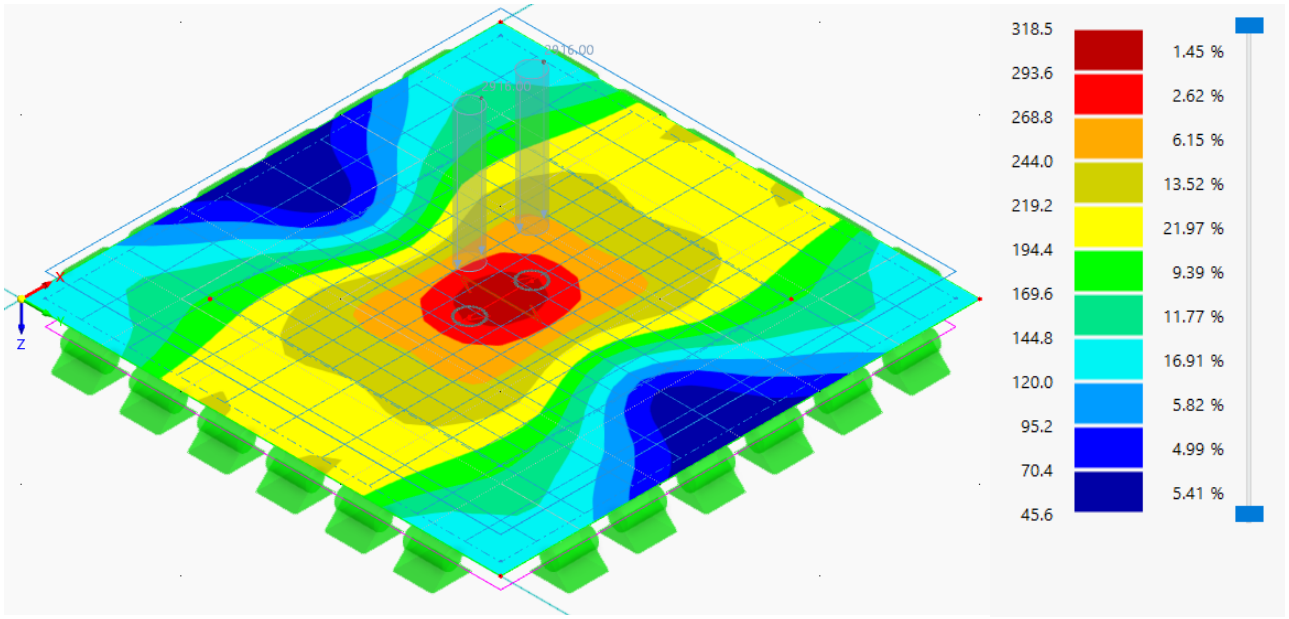


Рисунок Д.2 – Ізополя нижньої арматури середньої плити ПС-1 у напрямі *X*

Міжколонна плита. В програмному комплексі RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів) створена скінченно-елементна модель міжколонної плити з габаритними розмірами за рисунком 6.10 із бетону з розрахунковим значенням міцності на стиск 20 МПа та армована арматурними сітками згідно з рисунком 6.13 зі сталі з розрахунковим значенням напружень на границі текучості 400 МПа. Плита змодельована як шарнірно оперта по двом сторонам. Згідно зі схемою випробування (рис. 6.14), навантаження на плиту моделювалось у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на 4 концентричних ділянках плити діаметром 150 мм, який відповідає діаметру застосованих в експерименті домкратів. Центри завантажених концентричних ділянок плити, розташовані в середній частині прольоту на відстанях, вказаних на рисунку 6.14 (рис. Д.3).

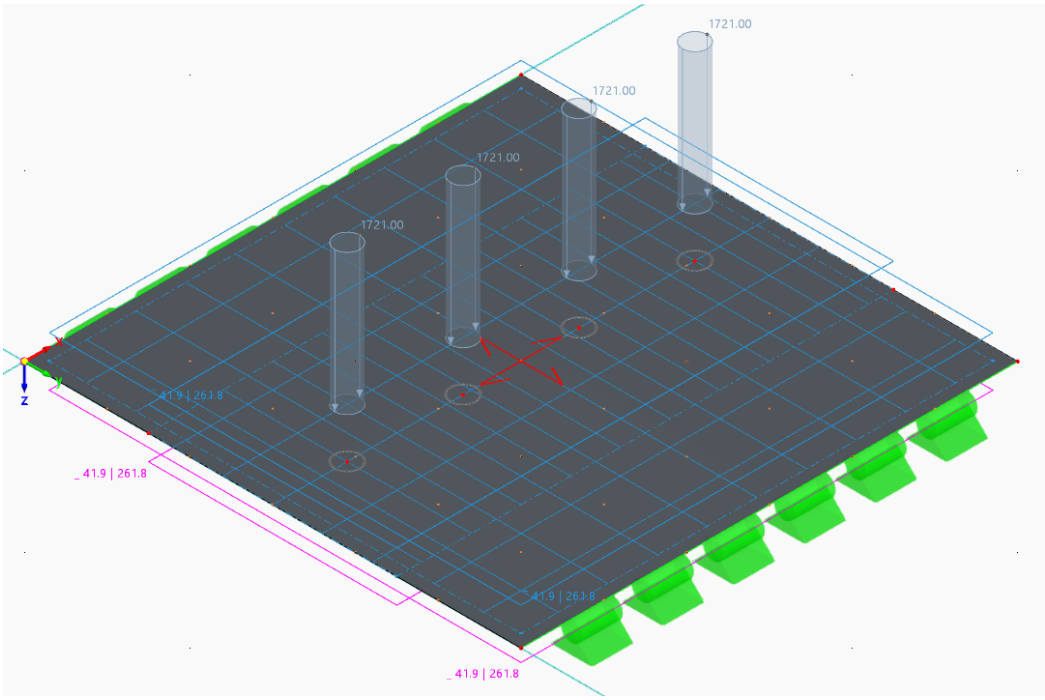


Рисунок Д.3 – Скінченно-елементна модель випробування міжколонної плити

За результатами розрахунку визначено граничне навантаження $4 \cdot 1721 \cdot A = 121{,}85$ кН (де $A = \pi d^2/4 = 3{,}14 \cdot 0{,}150 \cdot / 4 = 0{,}0177$ м^2 – площа концентричної ділянки, на якій діє навантаження), для якого необхідним є нижнє армування в середній частині прольоту з площею арматури в одному напрямі $A_s = 549{,}5$ мм^2 / м (рис. Д.4), котре відповідає армуванню дослідної міжколонної плити (рис. 6.13).

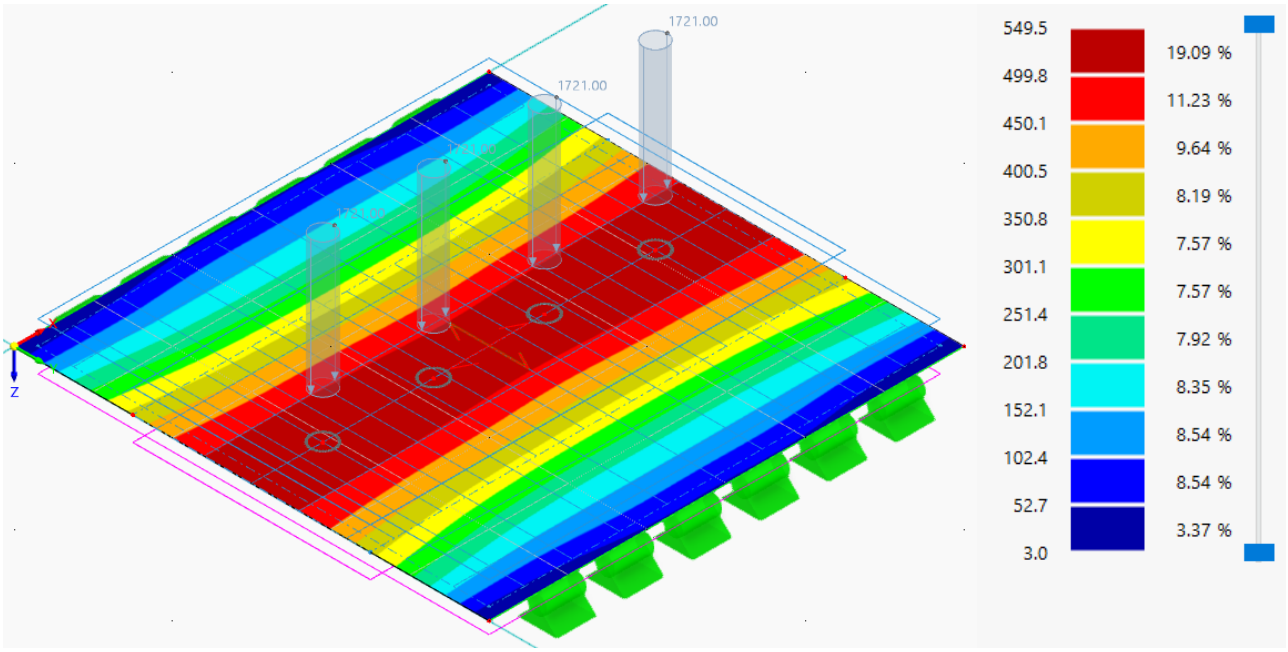


Рисунок Д.4 – Ізополя нижньої арматури міжколонної плити ПМ-1 у напрямі X

Надколонна плита. В програмному комплексі RFEM6.04.0008 (використовувалась Trial Version для викладачів) створена скінченно-елементна модель надколонної плити з габаритними розмірами за рисунком 6.18 із бетону з розрахунковим значенням міцності на стиск 20 МПа та армована арматурними сітками згідно з рисунком 6.21 зі сталі з розрахунковим значенням напружень на границі текучості 400 МПа. Плита змодельована як шарнірно оперта. Згідно зі схемою випробування (рис. 6.23), навантаження на плиту моделювалось у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на 4 концентричних ділянках плити діаметром 150 мм, який відповідає діаметру застосованих в експерименті домкратів. Центри завантажених концентричних ділянок плити, розташовані в середній частині прольоту на відстанях, вказаних на рисунку 6.23 (рис. Д.5).

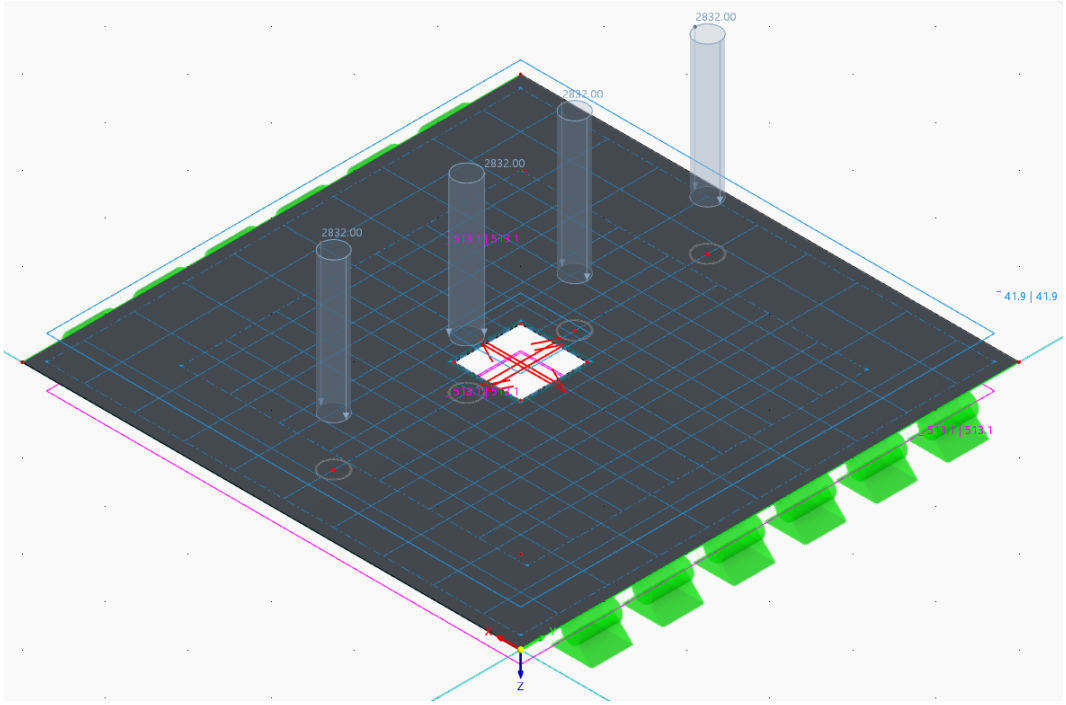


Рисунок Д.5 – Скінченно-елементна модель випробування надколонної плити

За результатами розрахунку визначено граничне навантаження $4 \cdot 2832 \cdot A = 200{,}51$ кН (де $A = \pi d^2/4 = 3{,}14 \cdot 0{,}150 \cdot / \, 4 = 0{,}0177$ м^2 – площа концентричної ділянки, на якій діє навантаження), для якого необхідним є нижнє армування в середній частині прольоту з площею арматури в одному напрямі

A_s = 1026,5мм^2 / м (рис. Д.6), котре відповідає армуванню дослідної міжколонної плити (рис. 6.21).

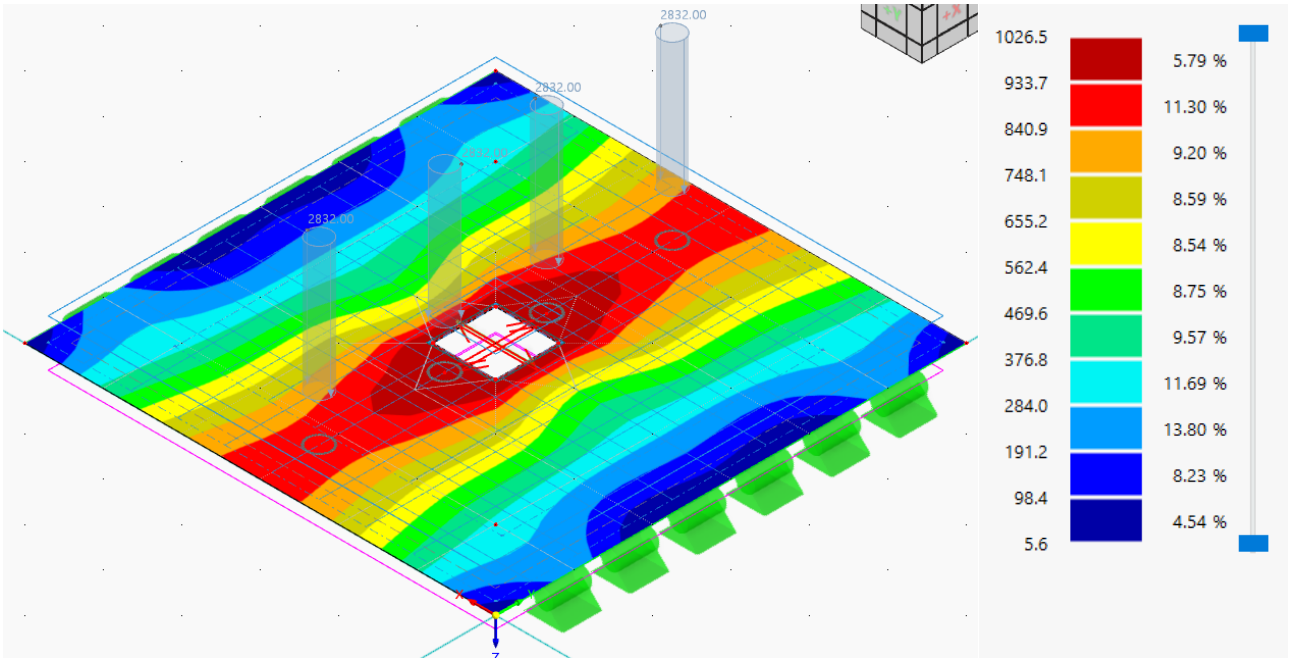


Рисунок Д.6 – Ізополя нижньої арматури надколонної плити ПН-1 у напрямі *X*