

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

*Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису*

ТЕГЗА ІВАН ІВАНОВИЧ

УДК 624.016.046.2

**ЗБІРНЕ БЕЗБАЛКОВЕ ЗАЛІЗОБЕТОННЕ ПЕРЕКРИТТЯ
З ВИКОРИСТАННЯМ МОДИФІКОВАНИХ КРУГЛОПУСТОТНИХ ПЛИТ**

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

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

Науковий керівник:
доктор технічних наук, професор
Стороженко Леонід Іванович

Полтава 2020

АНОТАЦІЯ

Теза І.І. Збірне безбалкове залізобетонне перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

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

Дисертаційне дослідження присвячене вивченню несучої здатності і деформативності збірних безбалкових конструкцій перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит.

У **вступі** приведене обґрунтування вибору теми дослідження актуальність, сформульовано мету і поставлено задачі досліджень, визначено наукову новизну та практичне значення роботи, наведено методи досліджень, вказано особистий внесок здобувача, а також відомості щодо апробації результатів дисертаційної роботи.

Наукова новизна полягає в тому, що в ході експериментальних досліджень отримані нові дані несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних модифікованих плит з круглими пустотами та інших складових безбалкового перекриття, розроблено рекомандації щодо проектування збірних залізобетонних безбалкових перекриттів з використанням модифікованих круглопустотних плит, проведено аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних круглопустотних плит та інших складових елементів за допомогою чисельних методів з урахуванням фізичної нелінійності роботи матеріалів конструкцій при їх роботі в складі безбалкового перекриття, проведено оцінювання техніко-економічної ефективності використання запропонованих модифікованих залізобетонних плит у складі безбалкових перекриттів.

У **першому** розділі наведено огляд літературних джерел та проведено критичний аналіз теоретичних та експериментальних досліджень збірних безбалкових перекриттів. При огляді загальних відомостей щодо безбалкових перекриттів відмічено переваги застосування таких конструкцій, зокрема, зниження конструктивної висоти перекриття, скорочення витрат стінових матеріалів. Детально описано конструктивні особливості існуючих систем безбалкового перекриття.

Питанням дослідження сумісної роботи безбалкового перекриття з колонами присвячені роботи А. Е. Аділова, М. І. Ватіна, Г. Б. Георгієва та інших дослідників, у яких розроблені відповідні методики розрахунку.

Детально розглянуто сталезалізобетонні конструкції та стан їх дослідження. Актуальність використання сталезалізобетонних конструкцій обумовлена зміною задач, що поставлені сучасним життям перед будівельними організаціями України.

Сталезалізобетонні конструкції, зокрема труобетон, відомі з початку ХХ століття. У колишньому СРСР проблемою дослідження сталезалізобетону активно займалися А. П. Васильєв, Р. В. Воронков, В. Н. Голосов, Р. С. Санжаровский, А. Д. Ліберман, Л. К. Лукша, Ю. С. Мартинов, М. М. Стрелецкий, И. Л. Хаютин. В ті часи значні роботи з дослідження сталезалізобетону проведені в нашій країні такими вченими як Ф. Є. Клименко, Е. Д. Чіхладзе, О. Л. Шагін. Активні роботи з дослідження труобетону проводилися в Кривому Розі під керівництвом Л. І. Стороженка.

В наш час активно досліджуються та впроваджуються у будівництво сталезалізобетонні конструкції у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», де успішно працює наукова школа під керівництвом Л. І. Стороженка. Найбільш відомі роботи з цієї школи виконали О. П. Воскобійник, С. А. Гудзь, В. В. Джура, Д. А. Єрмоленко, В. І. Єфіменко, В. І. Козарь, П. Г. Кортушов, О. А. Крупченко, Т. П. Куч, О. І. Лапенко, С. О. Мурза, О. В. Назаров, О. В. Нижник, В. Ф. Пенц, О. В. Семко, О. В. Сколибг, С. В. Яхін.

Окремо розглянуто пропозиції щодо влаштування сучасних безбалкових конструкцій перекриття. У цьому напрямку відомі роботи О. В. Нижника, А. М. Павлікова.

У другому розділі розкривається сутність запропонованих збірних безбалкових перекриттів з використанням модифікованих круглопустотних плит та їх розрахунок. Розглянуто конструктивні системи збірних безбалкових конструкцій перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит.

Поставлена задача вирішується таким чином, що у збірному залізобетонному безбалковому перекритті використовуються надколонні, міжколонні та пролітні плити, при цьому плити по всьому периметру мають скошені бокові грані, чим утворюють площадку для обпирання сусідніх надколонних та міжколонних панелей. Надколонні плити встановлюються на сталеві консолі, що прикріплені до колон, таким чином утворюючи суцільний диск перекриття. Можна використовувати труобетонні колони. Стики між плитами заповнені цементним розчином, а загальна жорсткість перекриття досягається зварюванням між собою закладних деталей, що передбачені на всіх плитах.

Порівняльний аналіз запропонованої конструкції з найбільш близьким аналогом показує, що вона відрізняється тим, що застосовується нескладна опалубка при виготовленні плит, що входять до системи безбалкового перекриття; спрощений процес монтажу плит перекриття при його достатній точності за рахунок відсутності підтримуючих засобів та риштувань; створюються стики між панелями невеликої товщини з малою витратою розчину без використання додаткової опалубки.

У досліджуваній конструктивній схемі перекриття прийняті міжколонні плити збірними залізобетонними, а пролітні плити – модифікованими з круглими

пустотами. Розрахунок залізобетонних елементів перекриття виконується за діючими у наш час в Україні нормативними документами.

Слід відмітити, що міжколонні та пролітні плити в цьому перекритті працюють як статично визначені балки, що спираються на 2 опори, робота надколонної плити більш складна, тому її розрахунок було виконано за допомогою чисельних методів.

За результатами розрахунків запроектована надколонна плита. Розміри плити в плані 1200×1200 мм за товщини 220 мм, що дорівнює товщинам міжколонних та пролітних плит. У середній частині плити передбачений отвір з розмірами 410×410 мм для забезпечення можливості її монтажу після установки колони. Цей отвір обрамлений «стаканом» зі сталевих листів товщиною 8 мм для можливості забезпечення надійної сумісної роботи плити й колони та для можливості кріплення поперечної арматури плити. Для забезпечення сумісної роботи з пролітними й міжколонними плитами на поверхні устанавлюються закладні деталі. По контуру плити передбачені виступи зі скошеними поверхнями для можливості обпирання на них міжколонних та пролітних плит. Передбачено, що ці плити устанавлюються на свіжоукладений цементний розчин з послідуочим зварюванням закладних деталей.

Міжколонна плита армована робочими стрижнями класу А-Ш та монтажною арматурою діаметром 6 мм. Плита розраховувалась на сприйняття власної ваги перекриття та корисного навантаження, що складає 280 кН (45,75 кПа) згідно з існуючими нормативними документами ДБН та ДСТУ щодо залізобетонних конструкцій. При проектуванні прийнятий бетон класу С 25/30 за міцністю.

Для можливості обпирання міжколонної плити на надколонну, по торцям передбачені відповідні виступи зі скошеними поверхнями.

У якості пролітних плит прийняті модифіковані багатопустотні панелі. Їх відмінність від типових рішень полягає в тому, що торці скошені для можливості обпирання на міжколонні плити. Поздовжнє армування прийняте таким, як у типових рішеннях, а торці плит підсилені зігнутими арматурними стрижнями. На діючому заводі залізобетонних конструкцій ці конструкції були виготовлені за загальноприйнятою технологією.

У **третьому** розділі наведено методику та результати експериментальних досліджень, метою проведення яких є встановлення напружено-деформованого стану та визначення несучої здатності окремих конструктивних елементів плаского безбалкового перекриття. Відповідно до мети було розроблено програму експериментальних досліджень, яка передбачала випробовування окремих елементів перекриття. У якості дослідних зразків було обрано повнорозмірні елементи безбалкового перекриття, що дозволило отримати найбільш повноцінну інформацію щодо їх несучої здатності та деформативності.

Слід зазначити, що ні одна із випробуваних конструкцій не була зруйнована під час проведення експериментальних досліджень. Жодних похилих тріщин в приопорних скошених зонах не було виявлено. В якості граничного стану варто вважати стани другої групи.

У **четвертому розділі** наведено чисельну методику оцінювання напружено-деформованого стану залізобетонних конструктивних елементів системи безбалкового перекриття, яка дозволила встановити величину несучої здатності надколонної та міжколонної плити. Чисельне моделювання роботи плит безбалкового перекриття виконано у середовищі ПК «ЛИРА-САПР» 2016.

При формуванні скінчено-елементних моделей плит перекриття, які досліджуються, використано такі кінцеві елементи: КЕ 32 (тетраedr); шестивузловий ізопараметричний КЕ 34; восьми вузловий ізопараметричний КЕ 36. Уздовж арматурних стрижнів введено кінцеві елементи із ортотропними властивостями.

Зовнішнє навантаження прикладалось відповідно до умов проведення експериментальних досліджень. Воно приймається рівномірно розподіленим на дві взаємно протилежні похилі грані. Воно відбувається рівномірно розподіленим навантаженням на верхню грань. Завантаження відбувається ступенями. У якості граничного прийнято величину руйнуючого навантаження, що склало 270 кН (44,12 кПа).

Засобами програмного комплексу, крім переміщень, обчислено компоненти напруженого стану кінцевоелементних моделей плит.

Було проведено порівняння результатів чисельних досліджень з результатами теоретичних та експериментальних. Так, несуча здатність надколонної плити за результатами чисельних експериментів виявилась меншою на 17,1 % від експериментальної і склала 244,6 кН (169,86 кПа). Несуча здатність міжколонної плити порівняно з експериментальними значеннями виявилась на 9,6 % меншою і склала 181,2 кН (29,61 кПа).

Виявлена розбіжність визначена за результатами чисельного моделювання, не перевищує 17,1%, що вказують на достовірність розроблених скінчено-елементних моделей та можливість використання при вивченні роботи під навантаженням окремих елементів безбалкового перекриття.

У **п'ятому розділі** дисертації викладено результати впровадження досліджень у практику проектування. Було виконано дослідне проектування перекриття запропонованої конструкції у складі несучого каркасу будинку. В якості об'єкта проектування взято несучий каркас житлового багатоповерхового будинку із плануванням, що відповідає усім вимогам сучасної нормативної бази України. Будинок має конструктивну схему з поздовжніми несучими стінами. Стіни виконано суцільними з цегли. Для забезпечення вимог ефективного опору передачі тепла на

зовнішню поверхню огорожуючих несучих конструкцій закріплено навісну систему утеплення із застосуванням ефективних ізолюючих матеріалів. Перекриття влаштовано із використанням типових круглопустотних плит.

Відповідно до рекомендацій, розроблених у даній роботі, було сконструйовано та запроектовано елементи збірного залізобетонного безбалкового перекриття: надколонну плиту, міжколонну плиту, пролітну плиту. Кожен тип плит запроектований для найбільш завантаженого варіанту. При зборі навантажень враховано власну вагу конструкцій, вагу конструкції підлоги, корисне навантаження на перекриття.

Окрім цього було додатково законструйовано та випробувано міжколонну плиту із попередньо напруженою арматурою, оскільки звичайне армування такої плити вказало на ряд недоліків. Слід зазначити, що попередньо напружене армування такої плити виявилось значно ефективнішим за звичайне.

Також було виконано оцінювання техніко-економічної ефективності представленого перекриття і його результати дозволяють говорити про їх конкурентоздатність у порівнянні з традиційними конструкціями.

Порівняльний аналіз економічної ефективності запропонованого збірного безбалкового перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит з монолітним залізобетонним перекриттям було виконано на основі вартості конструкцій та матеріалів, наданої «Світловодським заводом залізобетонних виробів» та Приватним підприємством «Будівельною фірмою «Каріатида».

Вартість розробленої конструкцій безбалкового перекриття на 1 м² перекриття складає 797,99 грн, а вартість монтажних робіт склала 43,62 грн. Загальна вартість 1 м² перекриття склала 841,61 грн.

Приведена товщина запроектованого безбалкового збірного перекриття складає 182 мм. Порівняно з монолітним залізобетонним перекриттям товщиною 160 і 180 мм витрата бетону буде більшою на 13,75 і 1,11 % відповідно, а витрата арматури буде меншою на 0,32 і 11,4 %. Проте, при влаштуванні монолітного перекриття надзвичайно високу собівартість мають монтажні роботи, ніж при влаштуванні збірного безбалкового перекриття. Таким чином, можна зробити висновок, що основною складовою економічної ефективності представленого збірного безбалкового перекриття порівняно з монолітним є вартість виконання робіт. Загалом вартість запропонованого перекриття менша на 17 % від традиційного.

Ключові слова: залізобетон, перекриття, несуча здатність, деформації, напруження, розрахунок.

ABSTRACT

Tegza I. Prefabricated beamless slab with modifying of hollow plate. – Qualifying scientific work as a manuscript.

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

The dissertation research is devoted to the study of bearing capacity and deformability of prefabricated beamless structures of the floor with the use of modified round - hollow slabs.

In the **introduction** the substantiation of the choice of research topic is given, the purpose and tasks of researches are formulated, scientific novelty and practical value of work are defined, research methods are resulted, the personal contribution of the applicant is specified, and also information on approbation of results of dissertation work.

The scientific novelty is that in the course of experimental researches new data of bearing capacity, deformability and crack resistance of reinforced concrete modified plates with round cavities and other components of beamless overlapping are received, developed recommendations for the design of prefabricated reinforced concrete beamless floors using modified round hollow slabs, analyzed the stress-strain state of reinforced concrete round hollow slabs and other components using numerical methods taking into account the physical nonlinearity of structural materials without their work, the estimation of technical and economic efficiency of use of the offered modified reinforced concrete plates as a part of beamless overlappings is carried out.

The **first chapter** provides an overview of the literature and a critical analysis of theoretical and experimental studies of prefabricated beamless floors. When reviewing the general information on beamless floors, the advantages of using such structures, in particular, reducing the structural height of the floor, reducing the cost of wall materials. The design features of the existing beamless flooring systems are described in detail.

The work of A.E. Adilov, M.I. Vatin, G.B. Georgiev and other researchers, in which appropriate calculation methods have been developed, is devoted to the study of the joint work of the beamless floor with columns.

Reinforced concrete structures and the state of their research are considered in detail. The urgency of using reinforced concrete structures is due to the changing challenges posed by modern life to construction companies in Ukraine. Reinforced concrete structures, in particular pipe concrete, have been known since the early twentieth century. In the former USSR, the problem of studying reinforced concrete was actively studied by A.P. Vasiliev, R.V. Voronkov, V.N. Golosov, R.S. Sanzharovsky, A.D. Lieberman, L.K. Luksha, Yu. S. Martinov, M.M. Streletsky, I.L. Khayutin. At that time, significant work on the study of reinforced concrete was carried out in our country by such scientists as F.E. Klimenko,

E.D. Chikhladze, O.L. Shagin. Active work on the study of pipe concrete was carried out in Kryvyi Rih under the leadership of L.I. Storozhenko.

Currently, reinforced concrete structures are actively researched and implemented in the construction of the National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, where a scientific school under the leadership of L.I. Storozhenko is successfully operating. The most famous works from this school were performed by O.P. Voskobiynyk, S.A. Gudz, V.V. Jura, D.A. Yermolenko, V.I. Yefimenko, V.I. Kozar, P.G. Kortushov, O.A. Krupchenko, T.P. Kuch, O.I. Lapenko, S.O. Murza, O.V. Nazarov, O.V. Nizhnik, V.F. Penz, O.V. Semko, O.V. Skolibog, S.V. Yakhin.

Proposals for the installation of modern beamless floor structures are considered separately. The works of O.V. Nyzhnyk and A.M. Pavlikov are known in this direction.

The **second chapter** reveals the essence of the proposed prefabricated beamless floors using modified round hollow slabs and their calculation. Structural systems of prefabricated beamless floor structures using modified round-hollow slabs are considered.

The problem is solved in such a way that the prefabricated reinforced concrete beamless flooring uses above-column, inter-column and span slabs, while the slabs around the perimeter have beveled side faces, which form a platform for supporting adjacent above-column and inter-column panels. The over-column plates are mounted on steel consoles attached to the columns, thus forming a solid floor disc. You can use tubular concrete columns. The joints between the slabs are filled with cement mortar, and the overall rigidity of the floor is achieved by welding the embedded parts, which are provided on all slabs.

Comparative analysis of the proposed design with the closest analogue shows that it differs in that a simple formwork is used in the manufacture of slabs that are part of the beamless floor system; simplified process of installation of floor slabs with its sufficient accuracy due to the lack of supporting means and scaffolding; joints are created between panels of small thickness with a small expense of a solution without use of an additional timbering.

In the investigated constructive scheme of overlapping intercolumnary plates are accepted by prefabricated reinforced concrete, and span plates - modified with round cavities. The calculation of reinforced concrete floor elements is performed according to the current regulations in Ukraine.

It should be noted that the intercolumnar and span slabs in this floor work as statically defined beams resting on 2 supports, the work of the supercolumnar slab is more complex, so its calculation was performed using numerical methods.

According to the results of calculations, the above-column slab is designed. The dimensions of the slab in terms of 1200×1200 mm with a thickness of 220 mm, which is equal to the thickness of the intercolumnar and span slabs. In the middle part of the plate there is a hole with dimensions of 410×410 mm to ensure the possibility of its installation

after installation of the column. This hole is framed by a "glass" made of 8 mm thick steel sheets for the possibility of ensuring reliable joint operation of the plate and the column and for the possibility of fastening the transverse reinforcement of the plate. To ensure joint work with span and intercolumn slabs, embedded parts are installed on the surface. Along the contour of the slab there are protrusions with beveled surfaces for the possibility of resting on them intercolumnar and span slabs. It is provided that these plates are installed on freshly laid cement mortar with the subsequent welding of embedded parts.

The intercolumn plate is reinforced with working rods of class A-W and mounting fittings with a diameter of 6 mm. The plate was calculated on the perception of the own weight of the floor and the payload of 280 kN (45.75 kPa) in accordance with the existing regulations of the DBN and DSTU for reinforced concrete structures. At designing concrete of a class C 25/30 on durability is accepted.

For the possibility of supporting the intercolumnar plate on the supercolumn, at the ends there are appropriate protrusions with beveled surfaces.

Modified multi-hollow panels are accepted as span plates. Their difference from typical solutions is that the ends are beveled to be able to rest on the columnar plates. Longitudinal reinforcement is adopted as in standard solutions, and the ends of the plates are reinforced with bent reinforcing rods. At the existing plant of reinforced concrete structures, these structures were manufactured according to conventional technology.

The **third chapter** presents the methodology and results of experimental studies, the purpose of which is to establish the stress-strain state and determine the bearing capacity of individual structural elements of the flat beamless floor. In accordance with the purpose, a program of experimental research was developed, which included testing of individual elements of the floor. Full-size elements of beamless flooring were selected as prototypes, which allowed to obtain the most complete information about their load-bearing capacity and deformability.

It should be noted that none of the tested structures was destroyed during the experimental studies. No inclined cracks were found in the supporting beveled areas. The states of the second group should be considered as the limit state.

The **fourth chapter** presents a numerical method for estimating the stress-strain state of reinforced concrete structural elements of the beamless floor system, which allowed to establish the value of the bearing capacity of the supercolumn and intercolumn slab. Numerical modeling of beamless floor slabs was performed in the environment of PC "LIRA-CAD" 2016.

In the formation of finite-element models of floor slabs, which are studied, the following finite elements were used: KE 32 (tetrahedron); six-node isoparametric KE 34; eight-knot isoparametric KE 36. Finite elements with orthotropic properties are introduced along the reinforcing rods.

The external load was applied in accordance with the conditions of experimental studies. It is taken to be evenly distributed on two mutually opposite sloping faces. It occurs evenly distributed load on the upper face. Loading takes place in stages. The maximum value of the destructive load was 270 kN (44.12 kPa).

By means of the software complex, in addition to displacements, the components of the stress state of finite element models of plates are calculated.

The results of numerical researches were compared with the results of theoretical and experimental ones. Thus, the bearing capacity of the supercolumnar plate according to the results of numerical experiments was lower by 17.1% than the experimental one and amounted to 244.6 kN (169.86 kPa). The bearing capacity of the intercolumn plate compared to the experimental values was 9.6% lower and amounted to 181.2 kN (29.61 kPa).

The identified discrepancy is determined by the results of numerical simulations, not exceeding 17.1%, which indicate the reliability of the developed finite-element models and the possibility of using in the study of work under load of individual elements of the beamless floor.

The **fifth chapter** of the dissertation presents the results of research implementation in design practice. Experimental design of the floor of the proposed structure as part of the load-bearing frame of the house was performed. The load-bearing frame of a multi-storey residential building with a layout that meets all the requirements of the modern regulatory framework of Ukraine is taken as a design object. The house has a structural scheme with longitudinal load-bearing walls. The walls are made of solid brick. To ensure the requirements of effective resistance to heat transfer to the outer surface of the enclosing load-bearing structures, a hinged insulation system with the use of effective insulating materials is fixed. The floor is arranged using typical round hollow slabs.

In accordance with the recommendations developed in this work, the elements of prefabricated reinforced concrete beamless flooring were constructed and designed: above-column slab, inter-column slab, span slab. Each type of slab is designed for the busiest version. When collecting loads, the own weight of structures, the weight of the floor structure, the payload on the floor are taken into account.

In addition, an intercolumn slab with prestressed reinforcement was additionally designed and tested, as the usual reinforcement of such a slab indicated a number of shortcomings. It should be noted that the pre-stressed reinforcement of such a plate was much more effective than usual. The technical and economic efficiency of the presented floor was also evaluated and its results allow to speak about their competitiveness in comparison with traditional constructions.

A comparative analysis of the economic efficiency of the proposed prefabricated beamless floor using modified round hollow slabs with a monolithic reinforced concrete floor was performed based on the cost of structures and materials provided by the

Svitlovodsk Plant of Reinforced Concrete Products and Private Company Caryatida. The cost of the developed constructions of a beamless overlapping on 1 m² of overlapping makes 797,99 UAH, and the cost of installation works sent 43,62 UAH. The total cost of 1 m² of flooring amounted to UAH 841.61.

The given thickness of the designed beamless prefabricated floor is 182 mm. Compared with the monolithic reinforced concrete floor with a thickness of 160 and 180 mm, the consumption of concrete will be higher by 13.75 and 1.11%, respectively, and the consumption of reinforcement will be lower by 0.32 and 11.4%. However, when installing a monolithic floor, installation costs are extremely high than when installing a prefabricated beamless floor. Thus, we can conclude that the main component of economic efficiency of the presented prefabricated beamless floor compared to the monolithic is the cost of work. In general, the cost of the proposed floor is lower by 17% than traditional.

Keywords: reinforced concrete, overlapping, bearing capacity, deformations, stresses, calculation.

Список публікацій здобувача

1. Стороженко Л. Збірне безбалкове перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, С. О. Мурза, І. І. Тегза // Зб. «Строительство, материаловедение, машиностроение». Вип. 69. – Дніпропетровськ, ТВУЗ «ПГАСА», 2013. – С. 231 – 236.

2. Стороженко Л. Нові ефективні конструктивні рішення безбалкових збірних перекриттів багатопверхових будівель / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. В. Нижник, В. І. Богоста, І. І. Тегза // Зб. „Галузеве машинобудування, будівництво”, Вип. 3(42), том 1. – Полтава: ПолтНТУ, 2014. – С.183 – 187

3. Storozhenko L. New design decisions of prefabricated girderless floors of multi-storeyed buildings / L. Storozhenko, D. Yermolenko, A. Nyzhnyk, I. Tegza // MATES Web of Conferences 116. 02032 (2017), Transbud-2017. – Kharkiv, Ukraine. – doi.org/10.1051/mateconf/201711602032.

4. Tegza I. Experimental researches of the achievements of a current burdening course plates / Ivan Tegza // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 1 (52)' 2019. – P.82 – 90.

5. Стороженко Л. Безбалкові збірні перекриття для багатопверхових будівель / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, І. І. Тегза, В. В. Івасенко // II InternationalScientific-TechnicalConference «Actual problems of power engeneering. Construction and environmental engineering», 23–25.10.2017, Kielce, Poland. – С. 171 – 176.

6. Storozhenko L. Experimental researches of the current burdening course plates achievements / L. Storozhenko, D. Yermolenko, I. Tegza // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, CivilEngineering. – 2 (53)' 2019. – P.61 – 66.

7. Стороженко Л. Нові конструктивні рішення безбалкових збірних перекриттів багатоповерхових будівель / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. В. Нижник, І. І. Тегза // Зб. тез доповідей VI-ї Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Харків, 19–21 квітня 2017 р.: Тези доповідей. – Харків: УкрДУЗТ, 2017. – С. 161 – 163.

8. Стороженко Л. Особливості розрахунку збірних безбалкових перекриттів з модифікованих багатопустотних плит / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, І. І. Тегза // Збірник матеріалів II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2019», 23 – 24 травня 2019 року – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 193 – 195.

9. Стороженко Л. Ефективність застосування модифікованих круглопустотних плит у складі збірного залізобетонного безбалкового перекриття / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, І. І. Тегза // Збірник матеріалів III Між-народної українсько-азербайджанської конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2020», 1 – 2 червня 2020 року – Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2020. – С. 173 – 175.

10. Пат. UA 127999 U Україна, МПК E04B 5/43, E04C 2/38. Збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03519; заявл. 02.04.2018; опубл. 27.08.2018, Бюл. № 16.

11. Пат. UA 128580 U Україна, МПК E04B 1/20(2006.01), E04B 5/43(2006.01). Вузол з'єднання надколонних плит безбалкового перекриття з трубобетонною колоною / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03411; заявл. 02.04.2018; опубл. 25.09.2018, Бюл. № 18.

12. Пат. UA 128581 U Україна, МПК (2018.01) E04B 5/00, E04B 5/43(2006.01). Вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03412; заявл. 02.04.2018; опубл. 25.09.2018, Бюл. № 18.

13. Пат. UA 128582 U Україна, МПК (2018.01) E04B 2/00, E04B 5/00, E04B 5/43 (2006.01). Збірне залізобетонне безбалкове перекриття / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03413; заявл. 02.04.2018; опубл. 25.09.2018, Бюл. № 18.

14. Пат. UA 128813 UA Україна, МПК E04B 5/43 (2006.01), E04C 2/38(2006.01). Збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття з пустотними плитами / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03483; заявл. 02.04.2018; опубл. 10.10.2018, Бюл. № 19.

З М І С Т

АНОТАЦІ	2
ВСТУП	15
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ТЕОРЕТИЧНИХ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗБІРНИХ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ	18
1.1. Загальні відомості щодо дослідження та класифікації типів збірних безбалкових перекриттів	18
1.2. Сталезалізобетонні конструкції та стан їх дослідження	27
1.3. Сучасні сталезалізобетонні безбалкові конструкції перекриття	32
1.4. Висновки з розділу та задачі дослідження	39
РОЗДІЛ 2. СУТНІСТЬ ЗАПРОПОНОВАНИХ ЗБІРНИХ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВИКОРИСТАННЯМ МОДИФІКОВАНИХ КРУГЛОПУСТОТНИХ ПЛИТ ТА ЇХ РОЗРАХУНОК	40
2.1. Конструктивні системи збірних безбалкових конструкцій перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит	40
2.2. Характеристика елементів безбалкових перекриттів з використанням круглопустотних плит	50
2.2.1. Загальна характеристика елементів несучих конструкцій	50
2.2.2. Розрахунок несучої здатності елементів збірного безбалкового перекриття	55
2.2.3. Розрахунок несучої здатності згинальних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням за нормальними перерізами	56
2.2.4. Розрахунок міцності балки на дію поперечної сили	62
2.3. Конструювання елементів збірного безбалкового перекриття	67
2.3.1. Надколонна плита	67
2.3.2. Міжколонні плити	69
2.3.3. Пролітні плити	71
2.4. Висновки з розділу	72
РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАПРОПОНОВАНИХ ТИПІВ ЗБІРНИХ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ	74
3.1. Конструкції зразків і технологія їх виготовлення	76
3.2. Методика проведення експерименту	79
3.2.1. Надколонні плити (ПНК)	82
3.2.2. Міжколонні плити (ПМК) та пролітні (ПЗ) плити	85
3.3. Фізико-механічні характеристики прийнятих матеріалів	89
3.4. результати експериментальних досліджень та їх аналіз	95

3.4.1. Надколонні плити (НП)	95
3.4.2. Міжколонні плити (МП)	102
3.4.3. Пролітні плити (ПЗ)	108
3.5. Висновки з розділу	111
РОЗДІЛ 4. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПЛИТ БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ	113
4.1. Кінцевоелементні моделі окремих плит безбалкового перекриття	113
4.1.1. Надколонні плити	120
4.1.2. Міжколонні плити	122
4.2. Результати чисельних експериментів	129
4.2.1. Надколонні плити	129
4.2.2. Міжколонні плити	135
4.3. Висновки з розділу	151
РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ У ПРАКТИКУ ПРОЕКТУВАННЯ	152
5.1. Об'єкт дослідного проектування	152
5.2. Навантаження на безбалкове перекриття	157
5.3. Робочі креслення запроектованих плит безбалкового перекриття	160
5.4. Експериментальне дослідження запроектованої міжколонної плити із попередньо напруженим робочим армуванням	166
5.5. Аналіз економічної ефективності запропонованого збірного безбалкового залізобетонного перекриття із використанням модифікованих круглопустотних плит	175
5.6. Висновки з розділу	183
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	184
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	186
ДОДАТОК А. АКТИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ	208
ДОДАТОК Б. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА	212

ВСТУП

Актуальність теми. Сучасний розвиток будівництва ставить нові вимоги щодо виробництва будівельних конструкцій та їх модернізації на основі науково-технічного прогресу, який полягає в економії матеріалів і трудовитрат при їх виготовленні та монтажу, а також надійності будівель та споруд. Істотний ефект при впровадженні нових модернізованих конструктивних рішень можливо досягти за рахунок оптимального поєднання фізико-технічних параметрів елементів за схемою "конструкція-матеріал-технологія". За цією схемою основна частка економії утворюється, по-перше, за рахунок як найбільш ширшого використання вже існуючого потенціалу заводів збірних залізобетонних конструкцій, зокрема використання круглопустотних плит, а по-друге, використання прогресивних сталезалізобетонних конструкцій, які поєднують переваги сталі і бетону та дозволяють зменшувати конструктивну висоту елементів каркасу.

На теперішній час широко розповсюджені в будівництві безбалкові, безкапітельні та безригельні конструкції перекриття, зокрема конструктивні системи типу КУБ 2.5, АРКОС, СОЧИ, РАДИУСС, конструктивна схема по серії 1.020-1/83, та ін. Такі конструктивні системи забезпечують можливість спорудження будівель довільної конфігурації в плані з різними об'ємно-планувальними рішеннями. Створення конструкції каркасу з безбалковим перекриттям, що забезпечує сприйняття не тільки вертикальних, але й горизонтальних навантажень, дає можливість покращити сучасні традиційні методи конструювання каркасних будівель. На ряду з існуючими типами розроблені нові прогресивні конструкції зі сталезалізобетону, які дозволяють зменшити витрати при монтажі конструкцій, відмовитись від улаштування опалубки та додаткових стійок і підвищити швидкість монтажу.

Подальшим кроком в модифікації збірних та збірно-монолітних каркасів будівель і споруд є поєднання збірних круглопустотних плит, їх модифікацій та сталезалізобетонного безбалкового каркасу. Задачі спрямовані на пошук раціональних параметрів таких конструкцій, дослідження їх міцності і деформативності та впровадження результатів у будівництво є доцільними та актуальними.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема відповідає напряму науково-технічної політики держави в галузі оцінювання технічного стану будівель і споруд згідно з Постановою Кабінету Міністрів України №409 від 5 травня 1997 р. „Про забезпечення надійності і безпечної експлуатації будівель, споруд та мереж”. Робота виконана на кафедрі конструкцій із металу, дерева і пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка відповідно до плану робіт за темою „Розробка методів розрахунку, проектування і будівництва сталезалізобетонних конструкцій покриттів на основі

дослідження їх дійсної роботи” та держбюджетної теми „Високоєфективні сталезалізобетонні несучі конструкції каркасів багатоповерхових будівель” (державний реєстраційний номер 0115u002418).

Мета роботи – дослідження несучої здатності і деформативності збірних безбалкових конструкцій перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит.

Для досягнення поставленої мети були сформульовані такі задачі:

- створити системи збірного безбалкового перекриття з використанням модифікованих багатопустотних панелей;
- дослідити особливості роботи модифікованих плит з круглими пустотами за результатами їх експериментального випробовування;
- визначити вплив запропонованої схеми перекриття на напружено-деформований стан та несучу здатність складових залізобетонних плит;
- провести аналіз напружено-деформованого стану досліджуваних залізобетонних плит числовим методом;
- запропонувати до впровадження у будівництво реального будинку ефективний вид безбалкового перекриття з використанням модифікованих багатопустотних плит;
- оцінити техніко-економічну ефективність використання запропонованих залізобетонних модифікованих багатопустотних плит в безбалкових перекриттях.

Об’єкт дослідження: конструкції збірного безбалкового перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит.

Предмет дослідження: несуча здатність і деформативність перекриття запропонованої конструктивної схеми з використанням модифікованих круглопустотних плит.

Методи дослідження:

- експериментальні дослідження напружено-деформованого стану та несучої здатності залізобетонних збірних безбалкових перекриттів з використанням модифікованих багатопустотних плит;
- методи будівельної механіки, опору матеріалів, опору залізобетону при аналізі напружено-деформованого стану збірних залізобетонних конструкцій;
- метод комп’ютерного моделювання конструкцій із застосуванням програмних комплексів, що реалізують метод скінченних елементів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає у такому:

- отримані нові дані у результаті експериментальних досліджень несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних модифікованих плит з круглими пустотами та інших складових безбалкового перекриття;
- розроблено методику проектування збірних залізобетонних безбалкових перекриттів з використанням модифікованих круглопустотних плит;

– проведено аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних круглопустотних плит та інших складових елементів за допомогою чисельних методів з урахуванням фізичної нелінійності роботи матеріалів конструкцій при їх роботі в складі безбалкового перекриття;

– проведена оцінка техніко-економічної ефективності використання запропонованих модифікованих залізобетонних плит у складі безбалкових перекриттів.

Практичне значення отриманих результатів полягає в розробці нової системи безбалкового збірного перекриття із використанням модифікованих збірних круглопустотних плит та в оцінці напружено-деформованого стану цих конструкцій під впливом навантажень, в розробленні методики їх розрахунку. Доведена техніко-економічна ефективність нових видів безбалкового перекриття.

Отримано патенти на нові види систем збірних безбалкових перекриттів.

Особистий внесок дисертанта:

– розроблені нові системи ефективних збірних залізобетонних перекриттів з використанням модифікованих круглопустотних плит;

– проведено експериментальні дослідження елементів перекриттів з використанням модифікованих залізобетонних круглопустотних плит;

– розроблено методику чисельного розрахунку залізобетонних модифікованих круглопустотних плит у складі збірного безбалкового перекриття;

– досліджено техніко-економічну ефективність запропонованих модифікованих залізобетонних плит у складі безбалкових перекриттів.

Апробація результатів роботи. Результати експериментально-теоретичних досліджень доповідались і обговорювались на 67-69 наукових конференціях професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка у 2016 – 2019 роках; XII – XIII Міжнародних науково-технічних конференціях «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (Полтава, 2016, 2018 р.р.) та інших всеукраїнських та міжнародних конференціях.

Публікації. З теми дисертаційної роботи опубліковано 15 робіт, 7 із них у фахових виданнях, одна з яких входить до міжнародних наукометричних баз даних, а також отримано 8 патентів України на корисну модель.

Структура та обсяг роботи. Дисертаційна робота складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних літературних джерел (256 найменувань) і додатків. Роботу виконано на 214 сторінках машинописного тексту, у тому числі 132 сторінок основного тексту, 40 сторінок з рисунками й таблицями, 28 сторінок списку використаних джерел, 8 сторінок додатків, 170 рисунків та 14 таблиць.

РОЗДІЛ 1

ОГЛЯД ТЕОРЕТИЧНИХ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗБІРНИХ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ

1.1. Загальні відомості щодо дослідження та класифікації типів безбалкових перекриттів

Конструкція безбалкових перекриттів була запатентована в США на початку ХХ століття. Перша будівля в Росії з таким перекриттям була побудована в 1908 році під керівництвом А.Ф. Лолейта. В Росії перші розрахункові обґрунтування були подані в 1933 році О.О. Гвоздевим та В.І. Мурашевим [10,33,34]. На початку 30-х років в СРСР безбалкові перекриття масово застосовувались на будівництві промислових будівель, при цьому використовувалась, як правило, збірно-монолітна технологія зведення [1, 46, 79, 120, 151 – 153, 161]. В громадських та житлових будівлях ці конструкції тоді розповсюдження не отримали, тому що невід'ємна частина перекриття – капітель ускладнювала планування поверхів та влаштування сучасного інтер'єру.

Безбалкові перекриття являються найбільш надійними та довговічними і тому в теперішній час знаходять повсюдне використання в промисловому та громадському будівництві. За способом влаштування вони бувають монолітними, збірними та збірно-монолітними.

У теперішній час пріоритетним напрямом у будівельній галузі є спорудження багатоповерхових житлових та адміністративних будівель. Останнім часом у нашій країні значну частку в житловому будівництві складають будівлі із залізобетонним безбалковим каркасом [50, 101, 201]. Це зумовлено тим, що таке рішення забезпечує можливість спорудження будівель будь-якої конфігурації в плані з різними об'ємно-планувальними рішеннями, а також призводить до зниження трудовитрат, капітальних вкладень та витрати сталі. При застосуванні безбалкових перекриттів, знижується конструктивна висота перекриття, що призводить до зменшення загальної висоти будівель та дає економію кубатури 10 – 12%, скорочуються витрати стінових матеріалів, а при експлуатації будівель – витрати на енергоносії. Використання безбалкових конструкцій доцільно при будівництві будівель, в яких за умов розміщення виробництва, експлуатаційним та іншим вимогам необхідні гладкі стелі і безпустотні перекриття, а також в багатоповерхових будівлях із сіткою колон 6×6 м та великими тимчасовими навантаженнями на перекриттях (10 кН/м^2 та більше).

Спорудження будівель із використанням монолітного безбалкового перекриття відкриває широкі перспективи не тільки для утворення архітектурної виразності

об'єкта та його індивідуальності, але й для підвищення якості та довговічності споруд [9, 10, 23, 52, 67, 130, 164, 193]. Разом з тим виникає можливість уникнути монтажних стиків в несучих конструкціях та підвищити їх жорсткість.

Стан проектування та будівництва монолітних залізобетонних перекриттів був детально проаналізований в [118, 180]. Перші монолітні безбалкові перекриття представляли собою суцільну гладку плиту, яка оперта безпосередньо на ряд проміжних колон, на крайні колони або на несучі стіни. У верхній частині колони мають уширення – капітелі. Капітелі призначені для забезпечення міцності плити на продавлювання, збільшення жорсткості сполучення плити з колоною та зменшення розрахункового прольоту плити, а відповідно, і величини згинальних моментів. Крім того, капітелі забезпечують доцільне розподілення моментів по ширині плити та достатньо більшу площу обпирання плит на колони (рис. 1.1). Товщина плити призначається в межах $1/30 - 1/35$ довжини прольоту. Зменшення товщини бетону може призвести до збільшення витрат арматури або втрати міцності, а збільшення – до підвищених витрат бетону і, відповідно, до збільшення ваги самого монолітного перекриття. Капітель має грані, в більшості випадків нахилені під кутом 45° .

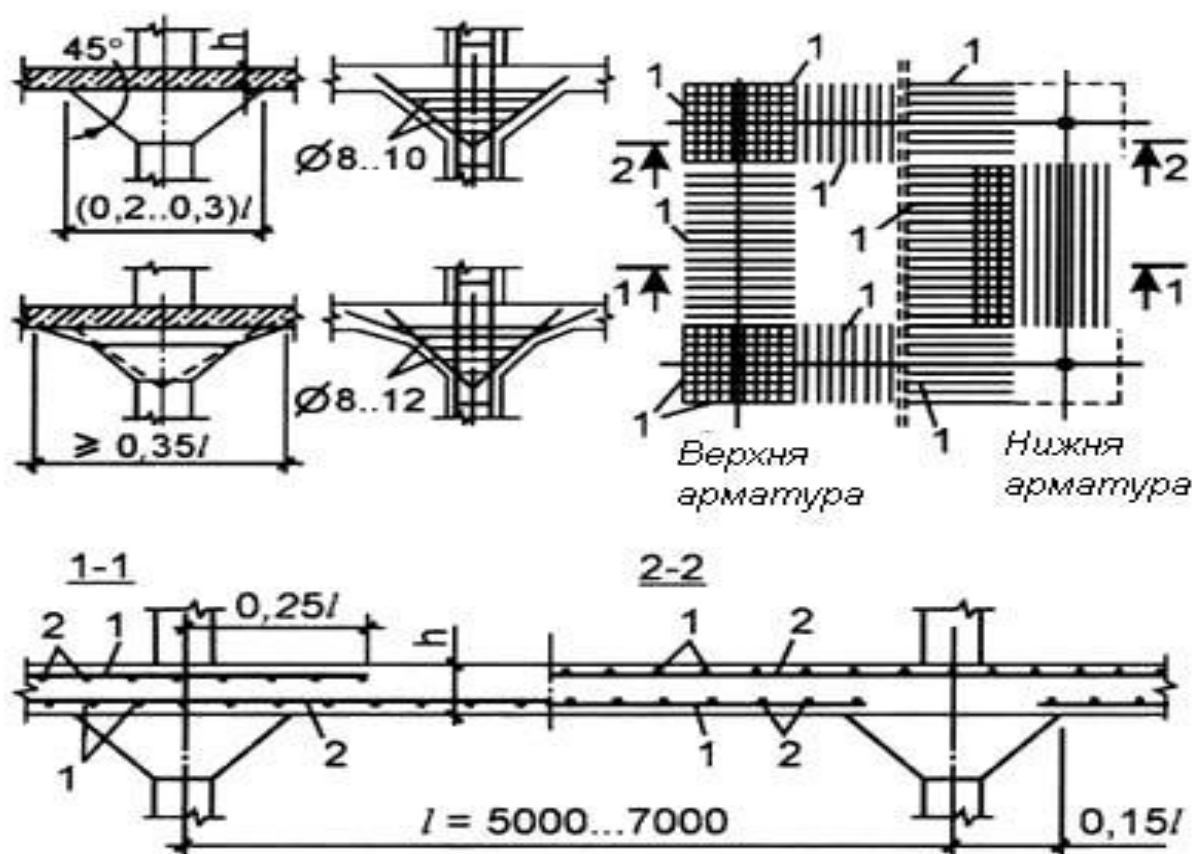


Рис. 1.1 Схема армування плит монолітного безбалкового перекриття

Як правило, арматура вкладається в два шари: одна арматурна сітка в нижній частині, друга в верхній. Арматуру зв'язують в сітку в'язальним дротом або зварюють. Армування капітелей в більшості випадків по розрахункам не потрібне, так як переріз її настільки великий, що зусилля розтягу в зовнішніх гранях капітелей не виникають, а зусилля стиску завжди менші за допустимі. Тому капітель армують з конструктивних міркувань для забезпечення кращого зв'язку її з колоною та плитою: по кутам встановлюють стержні та охоплюють їх горизонтальними хомутами.

Безбалкові перекриття з капітелями використовують в основному для холодильників, промислових будівель, підземних резервуарів, станцій метро і т.д. [10, 27, 61, 62]. В громадських та житлових будівлях, за деяким виключенням, такі перекриття не знайшли своє використання, тому що грибоподібні розширення колон під перекриттям – капітелі не відповідали вимогам сучасного інтер'єру.

Останнім часом запроектовано та побудовано споруди, що містять безбалкові безкапітельні перекриття [4, 35, 42, 53, 63, 120, 155]. Але всі ці конструкції мають або приховану капітель у вигляді балочної клітини, або плити різної висоти, що утворюють ступеневу стелю і, таким чином, дещо ускладнюють планування приміщень.

Монолітні конструкції безбалкових перекриттів, як правило, розраховують на рівномірно розподілене постійне та корисне навантаження, з урахуванням перерозподілу зусиль у відповідності з вимогами по розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій.

Наряду з перерахованими перевагами будівель з монолітним безбалковим перекриттям, дана конструктивна схема має ряд недоліків. При будівництві будівель з таким перекриттям досить трудомісткими є роботи по влаштуванню опалубки, вартість арматурних та опалубних робіт при цьому складає 25 – 50%, а трудомісткість — 43 – 70%. Цими роботами безпосередньо на будівельних майданчиках зайнято близько 37% робітників, що займаються спорудженням монолітних конструкцій, або 4% всіх робітників в будівництві. [118, 180]. При бетонуванні перекриття опалубка сприймає значні навантаження, включаючи власну вагу, вагу бетону, що вкладається, обладнання, робітників, тощо. В зв'язку з цим при влаштуванні опалубки необхідне використання підтримуючих елементів. В якості таких елементів найчастіше використовують інвентарні розсувні стійки. Роботи по бетонуванню повинні проводитись без простоїв. Після монтажу опалубки та арматури слід приступати до бетонування – інакше можливе потрапляння різного виду сміття (листя з дерев тощо), яке перед бетонуванням обов'язково потрібно усунути. Виконанням монолітного перекриття повинні займатись досвідчені бригади, що в змозі відповідним чином виставити опалубку, підготувати арматурний каркас та прийняти бетон. Ще один

недолік монолітних перекриттів полягає в тривалій технологічній перерві робіт – укладений бетон отримує проектну міцність на протязі 28 діб.

При проектуванні монолітних залізобетонних будівель з безбалковим каркасом гостро виникає питання розрахунку та конструювання стиків колон з плоскими перекриттями. В цьому місці виникає максимальний згинальний момент та поперечна сила. Якщо з моментом все відносно зрозуміло, то забезпечити сприйняття продавлювання буває досить складно при стандартних габаритах колон й товщині перекриття. З конструктивної точки зору такі вузлові сполучення являються слабким місцем в каркасі будівель внаслідок невеликої товщини перекриттів та насиченості їх поздовжньою та поперечною арматурою. Питанням дослідження сумісної роботи безбалкового перекриття з колонами присвячені роботи А.Е. Аділова [1], М.І. Ватіна [23], Г.Б. Георгієва [35] та інших дослідників [65, 160], в яких розроблені відповідні методики розрахунку.

Монолітні багатоповерхові будівлі виконуються, як правило, у вигляді каркасно-стінової нерегулярної конструктивної системи з плоскими перекриттями, що забезпечують високі архітектурні та конструктивні показники. Такі будівлі мають суттєві особливості з точки зору розрахунку та проектування як конструктивної схеми в цілому, так і окремих її елементів. Ці особливості комплексно не враховуються в існуючих вітчизняних нормативних документах, в практиці проектування та будівництва, що призводить до недостатньої міцності та жорсткості таких конструкцій або до надлишкових витрат матеріалів. Також слід зазначити, що нині діючі нормативні документи були розроблені декілька десятиліть тому, коли подібні конструктивні системи мали обмежене використання в практиці будівництва. Подані недоліки підкріплюються досить обмеженими даними по натурним випробуванням та моделюванню таких вузлів, а також по аналізу застосованих рішень на практиці.

Із організаційних недоліків слід відмітити відсутність необхідної документації по організації та управлінню будівництва із монолітного залізобетону з урахуванням територіальних та місцевих умов, недостатньо надійний контроль якості монолітного будівництва.

Збірні безбалкові конструкції більш універсальні – їх можна використовувати у всіх видах будівельного виробництва – при спорудженні житлових та офісних будівель, промислових об'єктів, торгових та парковочних комплексів споруд [9, 10, 23, 52, 67, 130, 164, 193]. Збірні залізобетонні безбалкові перекриття являються більш економічними, ніж монолітні, тому що дозволяють підвищити індустріальність будівництва, скоротити витрати праці і терміни виконання будівельно-монтажних робіт. Беззаперечні переваги збірного перекриття – його відносно невелика будівельна

трудоемність, перенесення більшості технологічних операцій в заводські умови, де можна застосовувати найбільш передові методи виробництва з повною механізацією всіх технологічних операцій.

Збірні безбалкові перекриття, як правило, використовуються при квадратній сітці колон, зазвичай 6×6 м, мають велику кількість варіантів, серед яких найбільш розповсюджені рішення з міжколонними плитами в двох напрямках, з міжколонними плитами в одному напрямку і без міжколонних плит.

Типові збірні безбалкові перекриття складаються із чотирьох елементів: колон висотою в один поверх, залізобетонних капітелей, міжколонних (або надколонних) плит та середніх плит (або пролітних). Кожна колона має консоль, на якій закріплюється капітель пірамідальної форми – для обпирання на неї міжколонних плит (рис. 1.2) Одночасно капітель слугує обіймою для замонолічування стику колон між собою.

Міжколонні плити виготовляються плоскими, ребристими або пустотними. Для підвищення несучої здатності вони конструюються так, щоб після встановлення в проектне положення, зварювання виступів арматури та замонолічування стиків вони працювали як багатопролітні нерозрізні балки. Середні плити обпирають по контуру на чверті, що виступають на міжколонних плитах. Середні плити виготовляють одношаровими плоскими або ребристими товщиною 160 – 220 мм для звичайної сітки колон 6×6 м. Міжколонні та середні плити зазвичай передбачають однієї товщини.

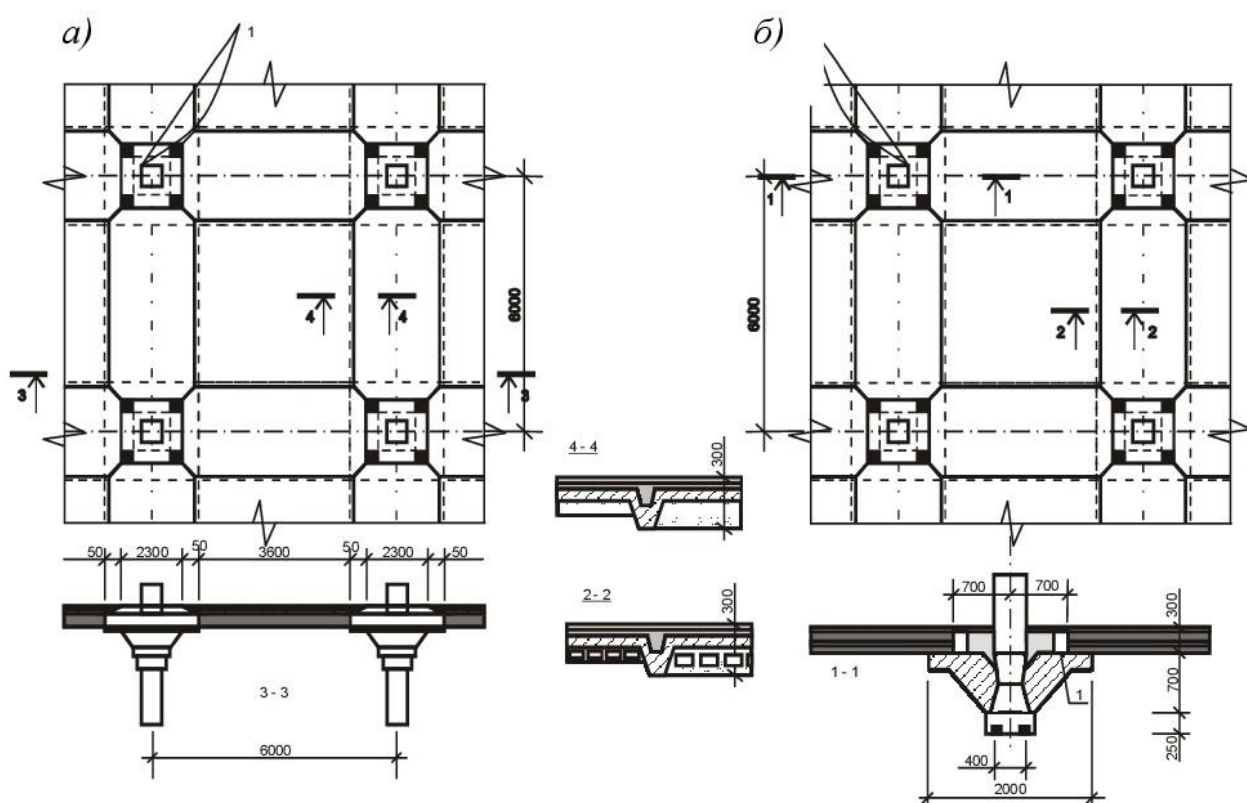


Рис. 1.2. Фрагмент збірного безбалкового перекриття

Суттєвим недоліком збірних безбалкових конструкцій є занадто громіздка та візуально важка конструкція збірних капітелей, які зазвичай займають від 1:4 до 1:5 всієї висоти колони (в той час як архітектурною практикою багатьох століть вироблені закономірності побудови опорних частин стійково-балкової системи з мінімальним для найбільш важких опор співвідношенням 1:7). Суттєвим моментом в багатьох випадках є також наявність рельєфу на поверхні стелі, що утворюється міжколонними та надколонними плитами (в залежності від розрізування перекриття на збірні елементи) та основним настилом. Це зводить на ніщо основну ідею безбалкового перекриття, що полягає в утворенні абсолютно гладкої плоскої стелі.

Конструкції залізобетонних збірно-монолітних безбалкових безкапітельних перекриттів в багатьох випадках принципово відрізняються від існуючих рішень подібних збірних та монолітних конструкцій [1,5,53,66,79,104,153,165]. Такі перекриття зберігають переваги монолітних та збірних безбалкових перекриттів. Вони дозволяють уникнути перевитрат арматурної сталі при індустріалізації будівельних робіт.

Однією із сучасних схем каркасної збірно-монолітної системи із застосуванням безбалкового перекриття є каркас уніфікований безригельний (КУБ) [58, 118, 124,] (рис. 1.3), який розроблено для будівництва будівель до 25 поверхів і вище в I–IV кліматичних районах.

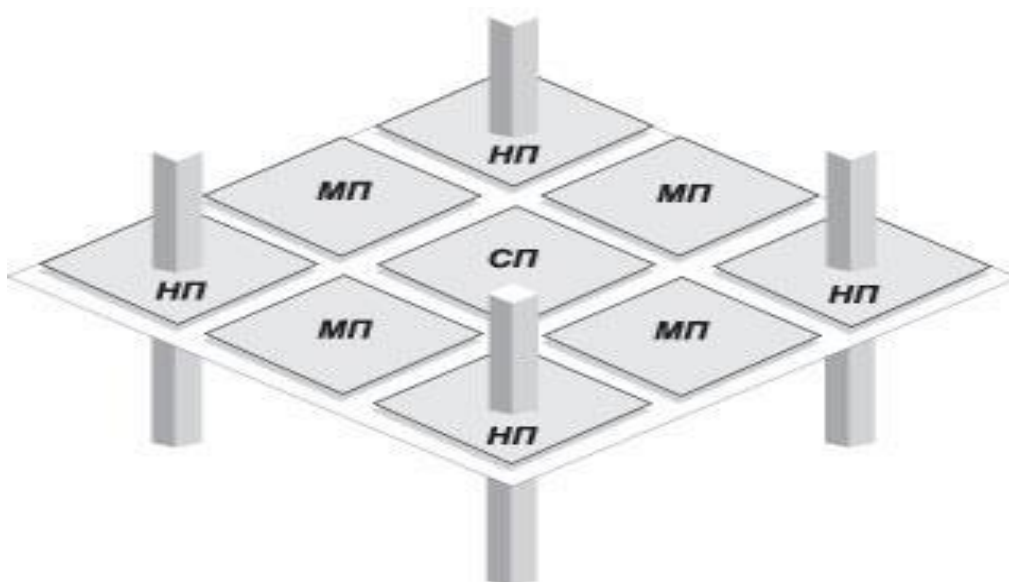


Рис. 1.3. Система "КУБ 2.5"

Основною відмінністю такої системи є використання індустріально виготовлених елементів каркасу будівлі і монтаж їх на будівельному майданчику. Суть системи в тому, що її розробники запропонували нову конструкцію вузла з'єднання перекриття з колоною. Тут вперше була врахована робота поперечної арматури, яка

була зв'язана в арматурний каркас особливої конструкції, що грає роль вбудованої в плиту капітелі та забезпечує роботу вузла на продавлювання. Такий каркас і отримав назву "КУБ". В подальшому з'явилися "КУБ1", "КУБ2", "КУБ3". І лише потім створена модифікація "КУБ 2.5", що застосовується в сучасному будівництві. Каркас уніфікований безригельний має відносно просту геометричну форму та мінімальну кількість основних типорозмірів (рис. 1.3). Каркас монтується з виробів заводського виготовлення з наступним замонолічування вузлів, в експлуатаційній стадії конструкція працює як монолітна. Залежно від розташування в плані, панелі перекриття поділяють на надколонні (рис. 1.4), міжколонні та середні (рис. 1.5).

Такий каркас складається із колон квадратного перерізу та плоских панелей перекриття. Панелі перекриття мають розміри в плані $2,98 \times 2,98$ м, таким чином зазор між ними складає 20 мм. Товщина панелей 160 мм.

Членування перекриття запроектовано з таким розрахунком, щоб стики панелей розташовувались в зонах, де величина згинальних моментів дорівнює нулю. Просторова жорсткість конструкції забезпечена монолітним зв'язком елементів (перекриття та колон) і, при необхідності, включенням в систему в'язів та діафрагм. Стики елементів каркасу замонолічуються, утворюючи рамну конструктивну систему, ригелями якої слугують перекриття. Монтаж багатопверхових рамних каркасів виконується за допомогою мобільних або баштових кранів. Монтаж конструкцій такого каркасу ведеться в такій послідовності: монтуються колони, встановлюються та приварюються до арматури колон надколонні плити, при цьому використовують додаткові підтримуючі засоби, після чого в своє проектне положення встановлюють міжколонні та середні плити. Після влаштування фіксаторів шви між панелями замонолічуються. Одночасно замонолічують стики надколонних плит з колонами по всьому перекриттю на даній відмітці. В конструкції стиків колон передбачено примусовий монтаж, при якому фіксуючий стрижень верхньої колони повинен увійти в патрубок нижньої колони.

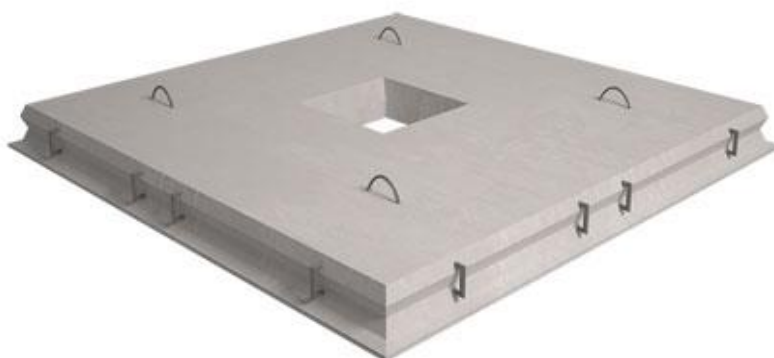


Рис 1.4. Надколонна плита системи "КУБ 2.5"

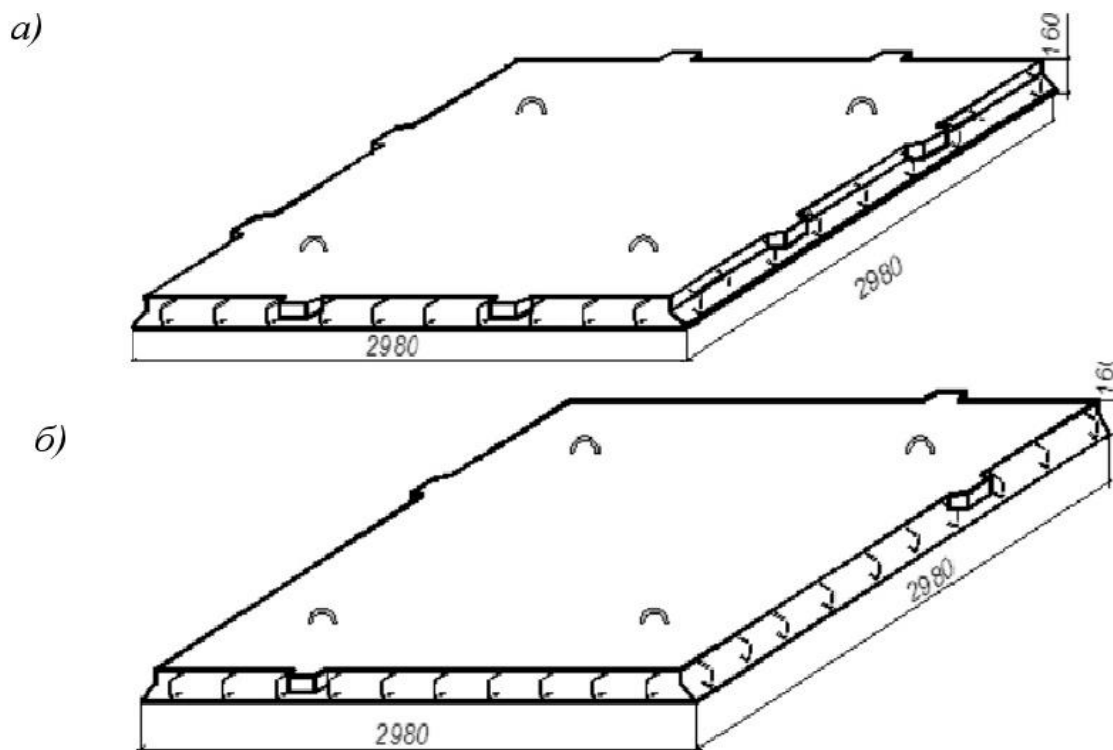


Рис. 1.5. Міжколонна (а) та середня (б) плити системи "КУБ 2.5"

Конструкції каркасу розраховані для будівництва будівель по рамній або рамно-зв'язній схемі. Поверховість по рамній схемі обмежена 5 поверхами, по рамно-зв'язній схемі практично не обмежена при умові забезпечення міцнісних якостей колон шляхом збільшення відсотку армування або введенням жорсткої арматури.

Вироби каркаса мають обмежену кількість типорозмірів, що суттєво полегшує його освоєння. Формоутворюючі можливості каркасу мають широкий діапазон від одноповерхових до багатоповерхових будівель зі складними архітектурно-просторовим вирішенням. Конструкція каркасу дозволяє вирішити схему перекриття без консолей по периметру будівлі. На даний час активно відбувається розвиток системи "КУБ2,5": переробка та модернізація елементів каркасу[124], починаючи від найпростіших закладних деталей, і закінчуючи самими складними елементами – плитами перекриття.

На даний час в будівництві ситуація склалася так, що для влаштування перекриттів багатоповерхових будинків продовжують використовувати традиційні збірні залізобетонні елементи [10, 27, 62]. Ці перекриття складаються з панелей (плит) та балок (ригелів). Ригелі спираються на несучі стіни або колони. Проектування перекриття включає в себе компонування конструктивної схеми і розрахунок панелей, ригелів, вузлів з'єднання з колонами, конструювання окремих елементів.

При виборі сітки збірних колон витримуються вимоги типізації та уніфікації. Напрямок ригелів може бути поздовжнім або поперечним. Поперечне розміщення ригелів доцільне при великих віконних отворах.

За формою розрізняють ребристі, багатопустотні та суцільні панелі. Багатопустотні панелі використовують в основному в цивільному будівництві. Найчастіше виробляються панелі з круглими порожнинами. Ширина панелей 1,4...2,4 м, висота 20...24 см.

Суцільні панелі бувають одношарові, двошарові з верхнім теплоізоляційним шаром.

Плити розраховують на міцність за нормальними і похилими перерізами згідно прийнятих в Україні нормативних документів. На даний час розрахунок залізобетонних конструкцій здійснюється за деформаційною схемою згідно ДБН і ДСТУ [85, 86], при цьому значний вклад в розробці цієї теорії внесли вітчизняні вчені Т.Н. Азізов [2,3], Є.М. Бабич [7,8], А.М. Бамбура [12], А.Я. Барашиков [14], В.С. Дорофєєв [48], А.М. Павліков [123], С.І. Роговий [146], О.Ф. Яременко [214]. Розробці сучасних методів розрахунку залізобетонних конструкцій передували глибокі теоретичні й експериментальні дослідження таких учених як А.А. Гвоздев [33, 34], Ю.В. Зайцев [59], А.С. Залесов [60], Н.И. Карпенко [69], та багато інших вітчизняних та зарубіжних вчених. Цікавими в галузі залізобетону є матеріали, представлені в [20, 21, 36, 68, 100, 112, 113, 138, 145, 157, 193, 196, 211, 212]. Залізобетонні конструкції перекриттів, у тому числі й безбалкових, активно досліджуються й будуються за кордоном, про що свідчать праці [218, 223, 225, 228, 237 – 239, 243, 256]. В нашій країні розроблена та затверджена нормативна база щодо проектування залізобетонних конструкцій [15 – 18, 30, 84, 115, 137, 139, 170]. Окремо слід відзначити праці, що присвячені дослідженню роботи перекриттів та розробці рекомендацій щодо їх проектування [22, 37, 51, 78, 97, 99, 107, 119, 125, 130, 132, 154, 166 – 168, 194 – 196, 198, 210]. При розрахунку залізобетонних конструкцій широко використовуються ЕОМ та відповідні програмні комплекси [13, 40, 41, 131].

В результаті розрахунку визначають площу поперечного перерізу робочої арматури при відомих розмірах плити. Клас бетону за міцністю приймається С15/20...С25/30. Армують плити звареними сітками та каркасами.

В нашій країні накопичений великий досвід виробництва та використання плит перекриття з круглими пустотами, існує виробнича база по їх виготовленню. Відомі вагомі переваги цих плит при їх експлуатації та позитивні їх техніко-економічні

показники. Тому ми вважаємо за доцільне розробити таку систему безбалкового перекриття, в якій було б можливим застосовувати ці широко розповсюджені плити.

1.2. Сталезалізобетонні конструкції та стан їх дослідження

Одним із напрямків у розвитку несучих будівельних конструкцій є інтенсивний пошук сполучень бетону і сталі, при яких за умови їх спільної роботи вони сприймали б максимально діючі на них зусилля, були б зручними та економічно доцільними з погляду виготовлення й експлуатації. До таких конструкцій належить сталезалізобетон, який складається із прокатних сталевих профілів, стрижневої арматури й бетону.

Сталобетонні конструкції – це конструкції, у яких у розтягнутій (іноді в стислій) зоні застосовується зовнішня звичайна або високоміцна напружувана смугова, листова арматури, елементи з високоміцних прокатних профілів, використаних в якості граней поперечного перерізу або окремих конструктивних елементів, а бетон (залізобетон) – в стиснутих елементах конструкції.

Актуальність використання сталезалізобетонних конструкцій обумовлена зміною задач, що поставлені сучасним життям перед будівельними організаціями України, головною з яких є зменшення матеріалоємності та енергозбереження. Зменшилися обсяги будівництва збірного залізобетону через його велику матеріалоємність, обмеженість сортаменту типових конструкцій, великі транспортні та монтажні витрати внаслідок використання потужних кранів. Надмірність використання однотипних конструкцій зумовила утворення одноманітних житлових масивів і забудов міст. Використання монолітного залізобетону обмежується відсутністю капіталовкладень в дорогу за вартістю опалубку, низькою культурою виробництва великих партій бетону для безперервного бетонування. У той же час сталезалізобетонні конструкції знаходять все більше поширення в цивільному та промисловому будівництві.

Дослідження та використання сталезалізобетону набуло широкого розповсюдження в багатьох країнах і зокрема в Україні.

Сталезалізобетонні конструкції, зокрема трубо бетон, відомі з початку ХХ століття. В колишньому СРСР проблема сталезалізобетону активно займалися А.П. Васильєв [24 – 26], Р.В. Воронков [31], В.Н. Голосов [39], Р.С. Санжаровский [70], А.Д. Либерман [96], Л.К. Лукша [98], Ю.С. Мартинов [103], Н.Н. Стрелецкий [191], И.Л. Хаютин [199, 200]. В ті часи значні роботи з дослідження сталезалізобетону проведені в нашій країні такими вченими як Ф.Є. Клименко

[72 – 75], Е.Д. Чіхладзе [204, 205], О.Л. Шагін [206, 207]. Активні роботи з дослідження трубобетону проводилися в Кривому Розі під керівництвом Л.І. Стороженка [142, 171, 172].

В наш час активно досліджуються та впроваджуються в будівництво сталезалізобетонні конструкції в Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка, де успішно працює наукова школа під керівництвом Л.І. Стороженка [173 – 190, 247 – 250,]. Найбільш відомі роботи з цієї школи виконали О.П. Воскобійник [32], С.А. Гудзь [43], В.В. Джура [47], Д.А. Єрмоленко [54, 55], В.І. Єфіменко [56], В.І. Козарь [77], П.Г. Картушов [80], О.А. Крупченко [81, 82], Т.П. Куч [87 – 90], О.І. Лапенко [92 – 94], С.О. Мурза [114], О.В. Назаров [116], О.В. Нижник [117, 118], В.Ф. Пенц [127], О.В. Семко [158 – 161], О.В. Сколибод [163], С.В. Яхін [216, 217]. Сталезалізобетонні конструкції активно досліджуються й будуються за кордоном, про що свідчать праці [219, 220, 221, 224, 227, 229 – 232, 234, 235, 237, 240, 242, 246, 254, 255]. В нашій країні широкі відомі наукові праці в галузі сталезалізобетону словацького дослідника Ю.П. Козака [76, 238]. Регулярно проводяться міжнародні конференції, що присвячені сталезалізобетону [222, 224, 244, 245, 250, 252, 254].

У колишньому СРСР загальні рекомендації по проектуванню сталезалізобетонних згинальних конструкцій були відсутні, розроблялися тільки посібники по окремим видам конструкцій [144, 149], але при кількості поздовжньої арматури більше ніж 15% від перетину бетону в розрахунок бетон не вводився, що приводить до недооцінки міцності і перевитрат сталі.

За кордоном уже багато років діє нормативний документ Eurocode 4 [226], що присвячений проектуванню сталезалізобетонних конструкцій. В нашій країні розроблений та діє аналогічний нормативний документ ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції [45]. Накопичений вагомий досвід із дослідження та впровадження сталезалізобетонних конструкцій. Побудовані несучі конструкції різних будівель і споруд із застосуванням трубобетону, балок та ригелів зі стрічковим армуванням, брускові конструкції, залізобетонні плити по профільованому настилу [54, 94, 119]. Галузь застосування сталезалізобетону досить широка. Про це свідчить велика цікавість до їх дослідження і проектування, яку можна спостерігати на міжнародних конференціях, що регулярно проводяться останнім часом.

В останні десятиріччя в монолітних конструкціях все частіше використовували сталеву опалубку, яка після бетонування слугувала в якості несучої арматури. Таке рішення, за даними спеціалістами різних країн, є не тільки економічним з точки зору вартості й трудомісткості, але й дозволяє збільшити жорсткість перекриття. У зв'язку з цим є надзвичайно цікавими роботи, присвячені використанню незнімної опалубки в якості робочої арматури [93, 94, 173].

Сталезалізобетонні конструкції по конструктивному рішенні і характеру роботи можна поділити на такі основні типи (рис. 1.6):

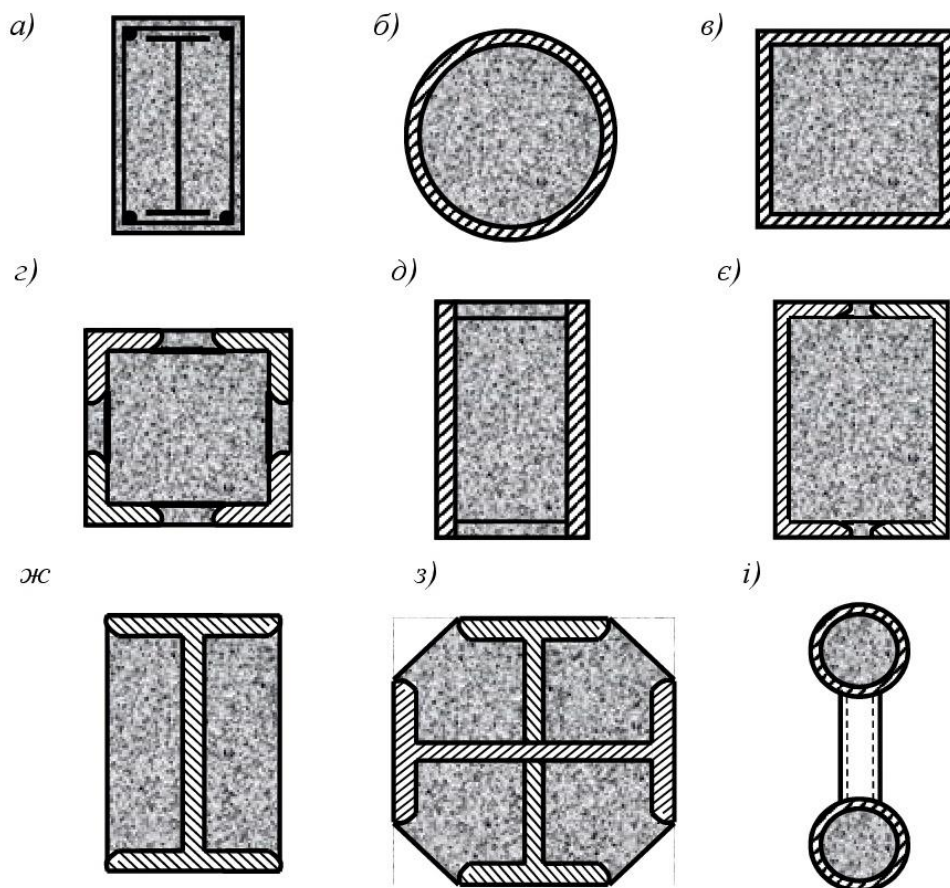


Рис. 1.6. Поперечні перерізи сталезалізобетонних колон:

a) – з внутрішнім жорстким армуванням; *б), в)* – трубобетонні з круглих та квадратних труб; *з), д)* – із кутиками і листами вподовж граней; *е), ж), з)* – у вигляді сталевих профілів із заповненими порожнинами; *і)* – складені з трубобетонних гілок

– конструкції, які складаються із жорстких сталевих профілів, що розташовані в середині залізобетонної частини конструкції – залізобетонні конструкції з жорстким армуванням;

– конструкції, що складаються із жорстких сталевих профілів або листового прокату та розташовані по периметру перерізу (трубобетонні конструкції) або по одній або більше гранях;

– конструкції, які складаються із тонкостінних сталевих плоских або профільованих листів, що розташовані з однієї або з двох сторін залізобетонної конструкції та служать одночасно незнімною опалубкою та робочою арматурою.

Сталезалізобетонні конструкції першого типу використовуються в основному для балок мостів та перекриттів. Другого та третього типу для балочних конструкцій, колон та опор, перекриття будівель.

Сталезалізобетонна комплексна конструкція складається із 3-х основних конструктивних елементів (рис. 1.6):

- 1) сталевій частини;
- 2) залізобетонної частини;
- 3) з'єднувальних елементів (жорсткі або гнучкі упори, анкери).

Ефективність сталезалізобетонних конструкцій залежить від виду та величини навантаження, геометрії сталевій та залізобетонної частин, характеристик міцності та деформативності матеріалів, що використовувались та ін.

При будівництві безбалкових перекриттів можуть застосовуватися сталезалізобетонні плити та сталезалізобетонні конструкції стійок, на які ці плити будуть спиратися. При цьому у якості стійок можуть використовуватися конструкції хоч з яким перерізом, наведеним на рис. 1.6, та найдоцільнішими у цьому випадку є трубобетонні колони. На даний час трубобетонні елементи досить глибоко досліджені в роботах [56, 70, 94, 98, 159, 171, 204]. З останніх досліджень слід відзначити роботи Д.А.Єрмоленка [55], присвячені дослідженню об'ємного напруженого стану трубобетонних елементів

Цікавими в роботі [55] є результати експериментального визначення несучої здатності трубобетонних зразків в залежності від способу їх завантаження (рис. 1.7, 1.8).

Отримані значення несучої здатності досліджуваних трубо бетонних елементів в залежності від довжини зразка, величини початкового та відносного ексцентриситету (рис. 1.9).

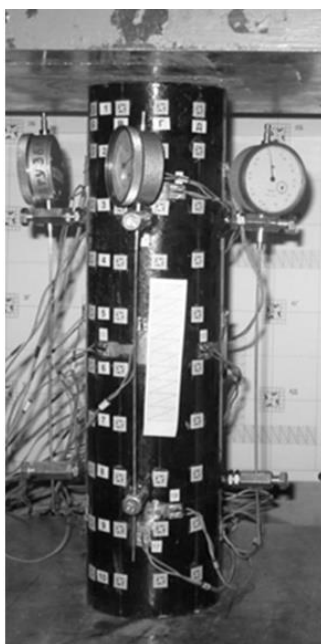


Рис. 1.7.
Експериментальний зразок

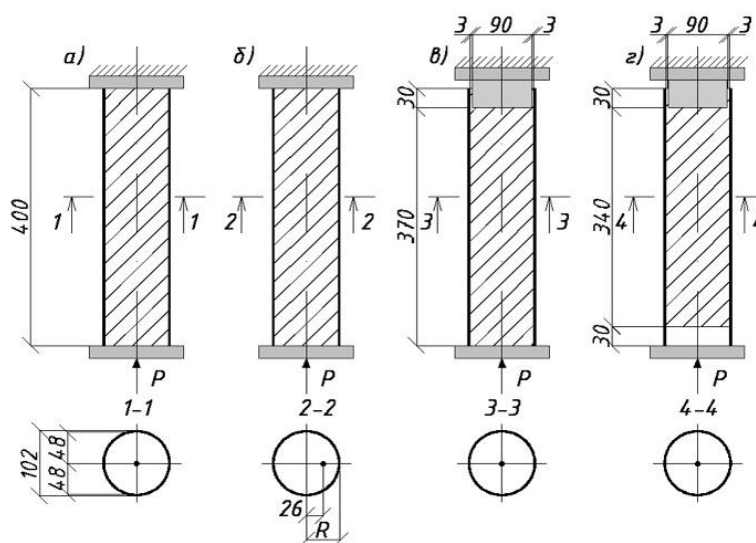
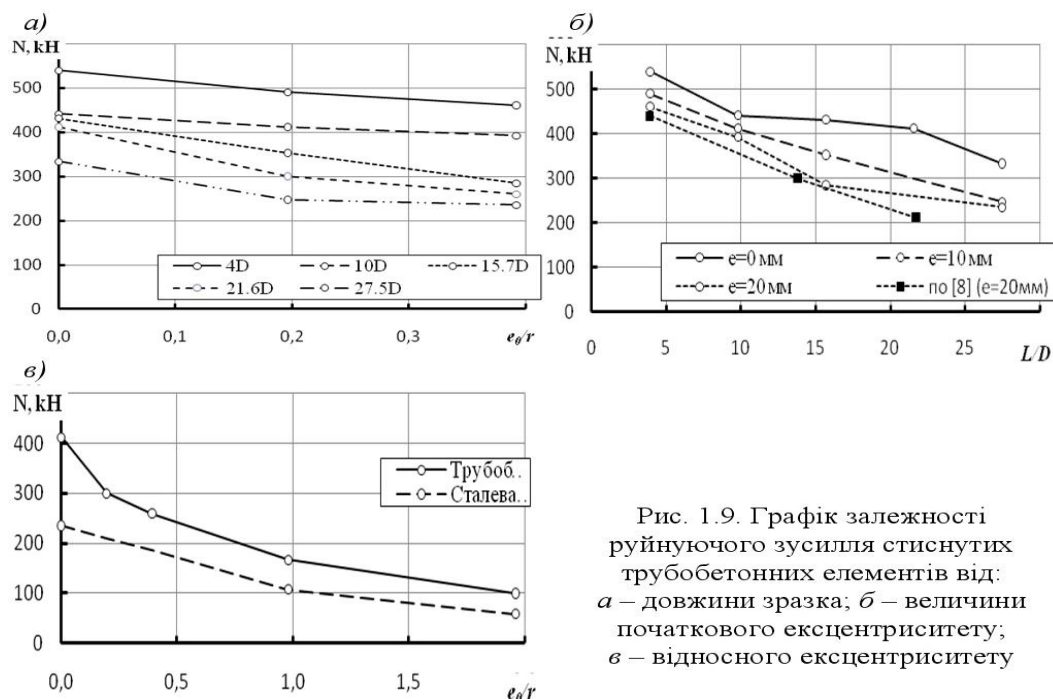


Рис. 1.8. Схема завантаження дослідних зразків:
а – зразки серій ТБ-Б1, ТБ-К1, ТБ-С1; б – зразки серій ТБ-Б2, ТБ-К2, ТБ-С2; в – зразки серій ТБ-Б3, ТБ-К3, ТБ-С3; г – перерізах 1-1,..., 4-4 є проекцією лінії дії стискаючого зусилля



На основі глибоких теоретичних досліджень в роботі [55] визначені коефіцієнти підвищення міцності бетонного ядра трубобетонних елементів, що наведені на рис. 1.10. На основі проведених досліджень і зроблених висновків щодо сумісної роботи компонентів трубобетону та їх впливу на несучу здатність елемента в цілому розроблено інженерний метод розрахунку коротких трубобетонних елементів. Методика передбачає використання коефіцієнта підвищення призмової міцності бетону для формули

$$N = k_b R_b A_b + R_y A_s, \quad (1.1)$$

де k_b – коефіцієнт, що визначається за рис. 1.11 ;

R_b, R_y – розрахунковий опір бетону та сталі відповідно;

A_b, A_s – площа осердя та оболонки відповідно.

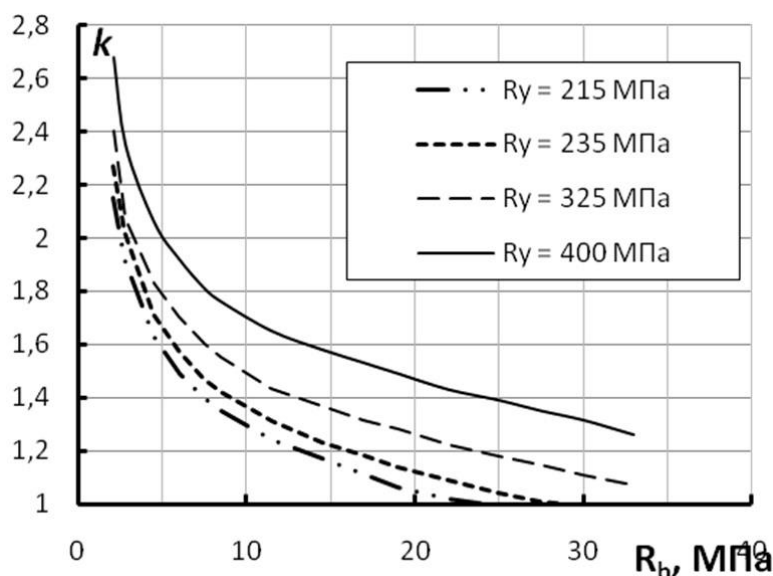


Рис. 1.10. Підвищення міцності ядра трубобетонного елемента k_b для різних за класом міцності бетонів та сталей

Окремі питання дослідження, проектування та будівництва сталезалізобетону розглянуті в роботах [104 – 106, 121, 128, 156, 162, 169, 191, 197, 208, 209].

В порівнянні із залізобетонними, сталезалізобетонні конструкції більш індустриальні при виготовленні і монтажі. Вони порівняно легкі й транспортабельні, добре протистоять механічним пошкодженням і мають достатньо красивий зовнішній вигляд. Для виготовлення сталезалізобетонних конструкцій можна з успіхом використовувати існуючі заводи залізобетонних конструкцій або виготовляти їх на місті зведення будівлі.

Незважаючи на значні переваги сталезалізобетонних конструкцій мають ряд недоліків. Один із них – більш низька вогнестійкість конструкцій із зовнішнім армуванням у порівнянні із залізобетонними конструкціями зі стержневою арматурою, необхідність захисту від корозії відкритих поверхонь сталевих елементів. В цьому відношенні від широко використовуваних у будівництві сталевих конструкцій [57, 108, 110], сталезалізобетон відрізняється в кращу сторону, так як поверхню, яку доводиться захищати від корозії, не менша, ніж в сталевих конструкціях.

Сталезалізобетон, маючи несумнівні позитивні якості не може повністю замінити ні сталеві, ні залізобетонні конструкції, що використовуються в будівництві. Однак є великий клас будівель і споруд, де застосування сталезалізобетонних конструкцій дасть великий техніко-економічний ефект.

1.3. Сучасні сталезалізобетонні безбалкові конструкції перекриття

Разом з численними перевагами існуючі залізобетонні конструкції безбалкових перекриттів мають ряд недоліків, зокрема наявність значної кількості відповідальних вузлів, необхідність використання підтримуючих засобів, риштувань та опалубки, що значно підвищує вартість конструкцій, великі трудовитрати при їх зведенні [117, 180].

Разом з тим відомі позитивні якості безбалкових систем при застосуванні сталезалізобетону [118, 180]. Так, у випадку влаштування монолітного безбалкового перекриття по сталезалізобетонних колонах дещо спрощується конструкція опорного вузла, збільшується жорсткість, тим самим зменшуються прогини залізо-бетонної плити у прольоті. Інтенсивне впровадження сталезалізобетонних конструкцій у будівництво пояснюється їх високою техніко-економічною ефективністю.

З проведеного аналізу відомих залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій перекриттів відзначена необхідність подальшого дослідження з

розроблення ефективних конструкцій збірних сталезалізобетонних безбалкових перекриттів, удосконалення методики їх розрахунку й проектування.

Визначальним фактором для використання будь-якого конструктивного рішення, в тому числі й при проектуванні перекриттів, є техніко-економічні показники виготовлення та будівництва. У зв'язку з цим виникає необхідність пошуку оптимального співвідношення між витратами бетону, арматури та прокатної сталі при утворенні конструкцій перекриттів. Так, були створені нові види сталезалізобетонних плит, котрі можна використовувати як окремі конструкції, так і в складі перекриття [180]. Однією з пропозицій є збірна залізобетонна плита перекриття зі сталевим обрамленням (рис. 1.11).

Плита складається зі сталеві рами, яка може бути виготовлена з кутиків за допомогою електрозварювання і залізобетонної складової. Виготовлення конструкції може виконуватися безпосередньо на будівельному майданчику без застосування опалубки.

Плита складається зі сталеві рами, яка може бути виготовлена з кутиків за допомогою електрозварювання і залізобетонної складової. Виготовлення конструкції може виконуватися безпосередньо на будівельному майданчику без застосування опалубки.

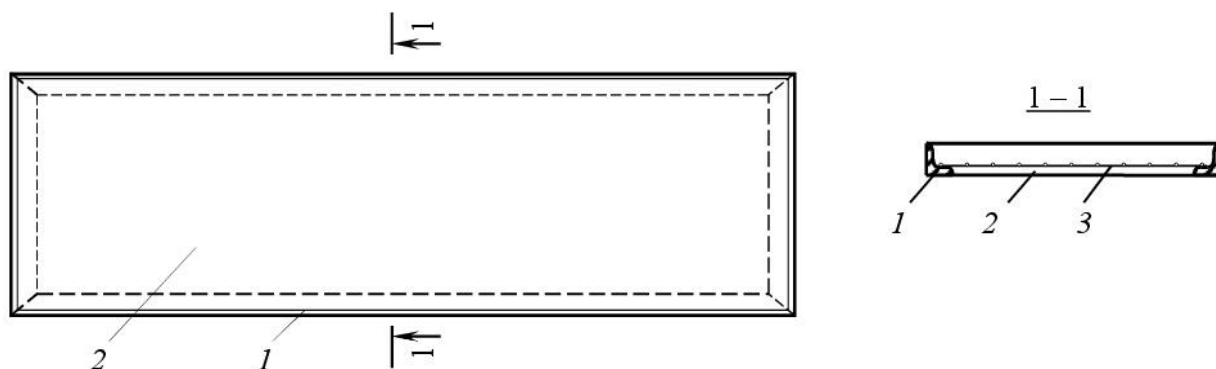


Рис. 1.11. Збірна залізобетонна плита перекриття зі сталевим обрамленням:

1 – сталева рама; 2 – залізобетонна складова; 3 – арматурна сітка

Такі плити мають низку переваг, зокрема: відносна простота їх виготовлення та монтажу, що призводить до зниження загальної трудомісткості і економії енерговитрат; спрощення арматурних робіт без застосування попереднього напруження; крім того, відкриті частини сталеві рами можна використовувати як закладні деталі, що становить у багатьох випадках вагому зручність.

Як альтернатива існуючим також запропонована збірна комплексна залізобетонна плита перекриття з підсиленням сталевими ребрами. Така плита відрізняється від ребристих тим, що залізобетонні ребра цих конструкцій замінено на сталеві профілі, які працюють сумісно із залізобетонною складовою. Має ряд

позитивних якостей і збірна плита з використанням профільованого настилу, що запропонована в роботі [143].

Одним із нових видів є запропоноване збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття [118], у якому плити зі сталевим обрамленням поєднані між собою за допомогою зварювання. Таке перекриття (рис. 1.12) складається зі сталезалізобетонних плоских плит зі сталевим обрамленням, що спираються на трубобетонні колони.

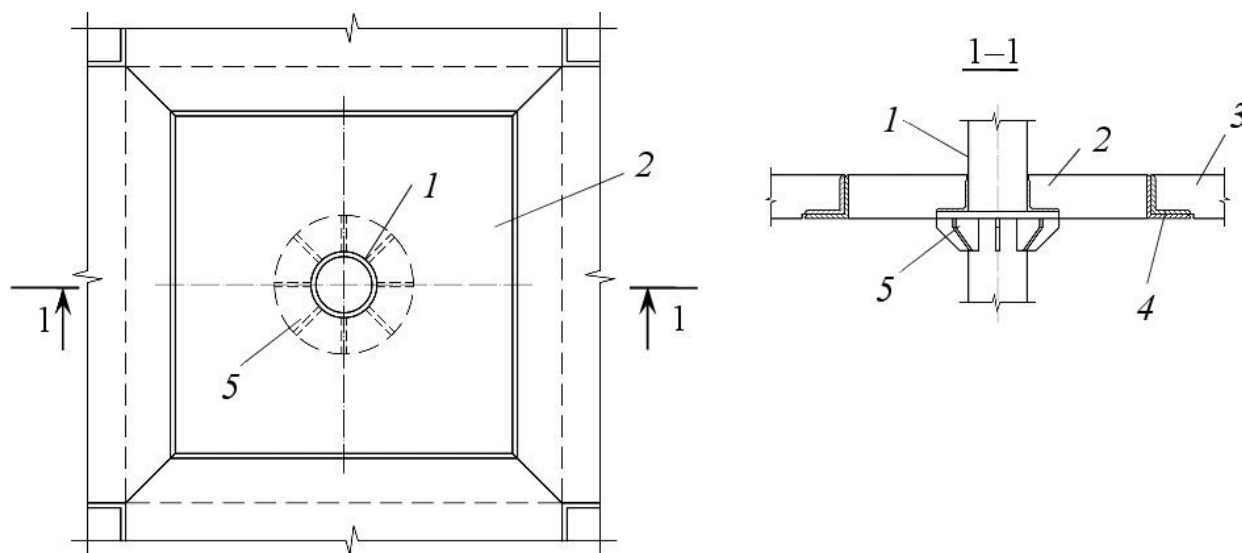


Рис. 1.12. Фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття: 1 – трубобетонна колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – сталеве обрамлення; 5 – консоль

Виготовлення збірних плит зі сталевим обрамленням може виконуватись як на заводі, так і безпосередньо на будівельному майданчику без застосування дорогої за вартістю опалубки.

За такою схемою надколонна плита збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття кріпиться безпосередньо до трубобетонної колони за допомогою зварювання. Для передачі навантаження з перекриття на колону по її контуру встановлена консоль, до якої приварені закладні деталі. Міжколонна плита встановлюється на винесені грані сталевих обрамлення двох сусідніх надколонних плит та фіксується в проектному положенні за допомогою зварювання. Міжколонні й надколонні плити складаються з контурних сталевих рам, які можуть бути виготовлені з кутиків, залізобетонних плит і арматурних сіток.

Важливим чинником у проектуванні збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття є визначення розмірів відправних елементів, на які впливають внутрішні силові фактори та маса елементів. На основі оптимального розподілу товщини пластин, відомої з теорії опору матеріалів, за умови

рівнозначності напружень в елементах пластини визначено найкращий розподіл перекриття на окремі жорсткі диски.

При збільшенні прольоту конструкцій виявлено, що маса пролітної плити суттєво зростає, тому її доцільно розділити на окремі лінійні елементи. Досліджуючи розміри елементів отримана нова конструктивна система сталезалізобетонного безбалкового перекриття (рис. 1.13).

Представлене перекриття складається з плоских міжколонних плит зі сталевим обрамленням і пролітних плит, обпертих на дві протилежні сторони. Міжколонні плити спираються безпосередньо на консолі та повністю заховані в товщу перекриття. Пролітні плити встановлюються на висаджені грані сталевих обрамлення міжколонних плит та фіксуються в проектному положенні за допомогою електрозварювання.

Досліджуючи вищенаведені схеми, отримано нову систему сталезалізобетонного безбалкового перекриття з найменшою довжиною швів між елементами (рис. 1.15). Таке перекриття складається з плоских міжколонних плит та плит-вставок, що також мають сталеве обрамлення, яке виготовлене з кутиків. Міжколонні плити спираються безпосередньо на сталеві диски-консолі, що приварені до трубобетонних колон, при цьому надколонні плити-капітелі не використовуються. Плити-вставки встановлюються на висаджені грані сталевих обрамлення міжколонних плит.

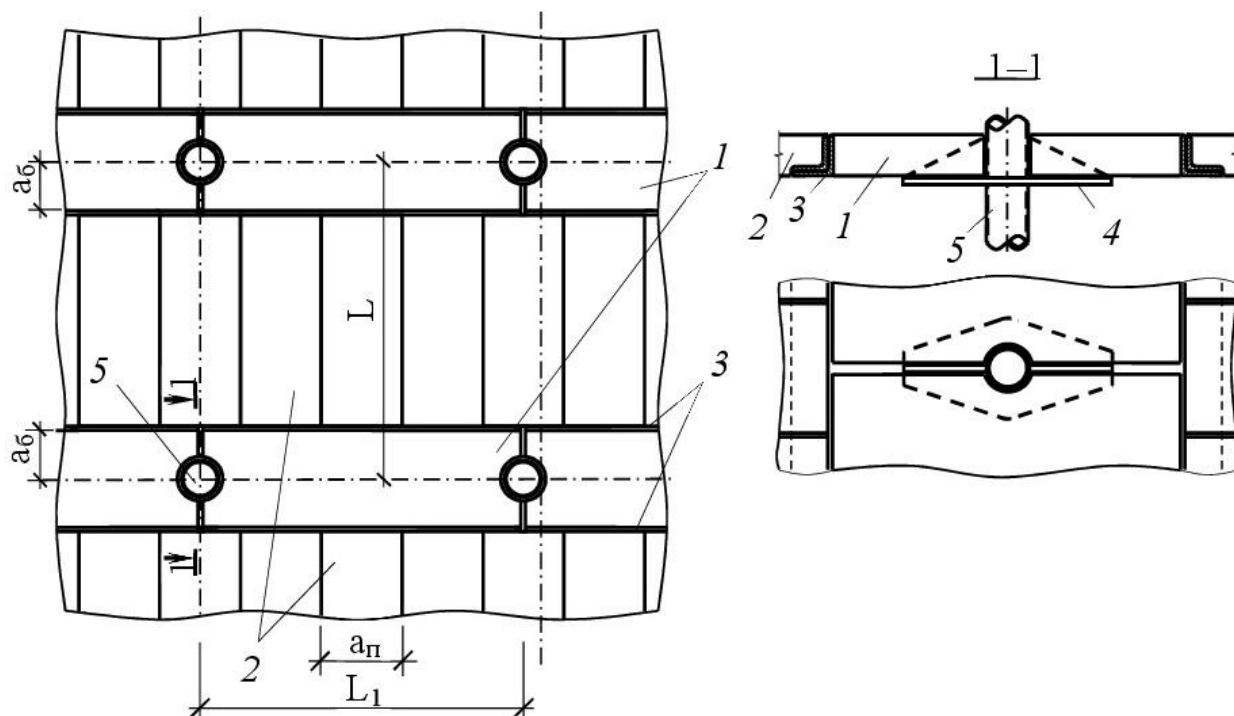


Рис. 1.13. Фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття:
1 – міжколонна плита; 2 – пролітна плита; 3 – сталеве обрамлення;
4 – сталевий диск; 5 – трубобетонна колона

Досліджуючи вищенаведені схеми, отримано нову систему сталезалізобетонного безбалкового перекриття з найменшою довжиною швів між елементами (рис. 1.14). Таке перекриття складається з плоских міжколонних плит та плит-вставок, що також мають сталеве обрамлення, яке виготовлене з кутиків. Міжколонні плити спираються безпосередньо на сталеві диски-консолі, що приварені до трубобетонних колон, при цьому надколонні плити-капітелі не використовуються. Плити-вставки встановлюються на висаджені грані сталевих обрамлення міжколонних плит.

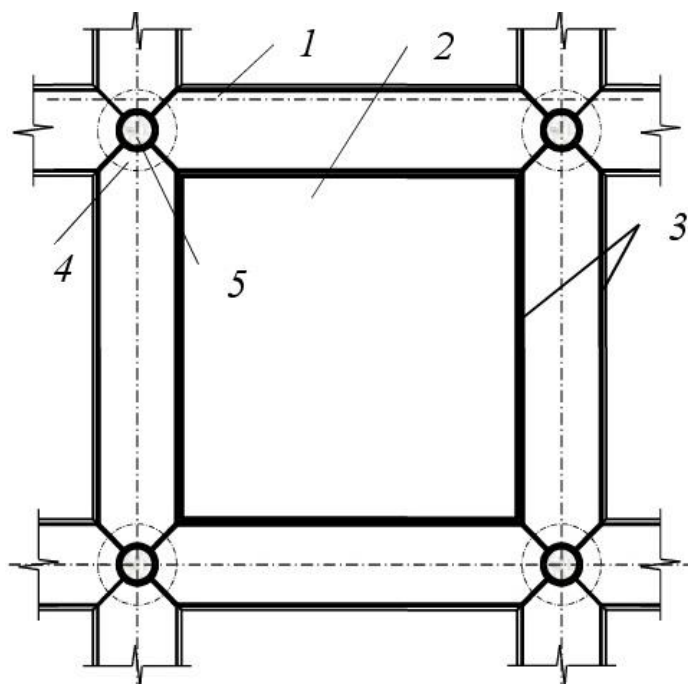


Рис. 1.14. Фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття з плитою:

1 – міжколонна плита; 2 – плита-вставка; 3 – сталеве обрамлення; 4 – сталевий диск; 5 – трубобетонна колона

Проведений аналіз свідчить про можливість улаштування сталезалізобетонних безбалкових перекриттів з прольотом до 7 м. Подальше збільшення прольоту призводить до зростання матеріалоемності та власної ваги. В

цьому випадку доцільним є перехід від безбалкових до часторебристих перекриттів, що можуть містити різноманітні за своїм поперечним перерізом сталезалізобетонні плити і балки.

Цікавою, на наш погляд, є робота О.В. Клестова, [72], що присвячена дослідженню залізобетонних плит зі сталевим обрамленням. Розроблені та випробувані конструкції дослідних зразків надколонних, міжколонних та пролітних плит (рис. 1.15 – 1.17), вивчений характер їх деформування, процес утворення тріщин, та встановлені значення несучої здатності. Випробовувалися залізобетонні плити як зі сталевим обрамленням, так і без нього. Цікавим є висновок, що плити зі сталевим обрамленням мали в 1.7 рази більшу несучу здатність порівняно з тими, що такого обрамлення не мали (рис. 1.18). Розроблена методика розрахунку плит зі сталевим обрамленням, доведено, що результати розрахунку задовільно збігаються з експериментальними даними.

В роботі [72] були проведені дослідження числовими методами кінцево-елементних моделей залізобетонних плит зі сталевим обрамленням, які показали, що результати розрахунків напружень та деформацій зразків відповідають експериментальним даним, розбіжність складає 2 – 10%.

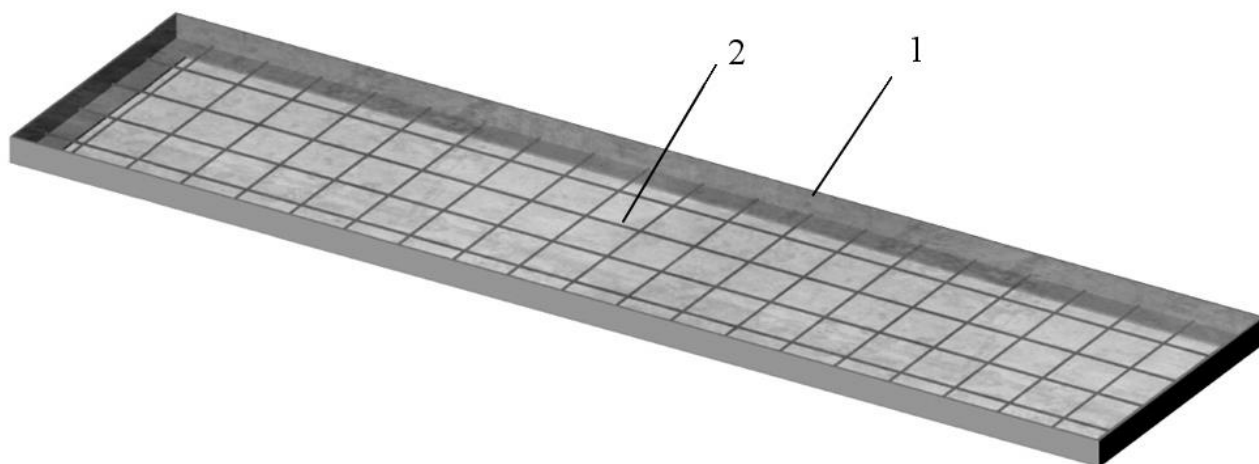


Рис. 1.15. Конструкція дослідних зразків серії ПМ50:

1 – сталеве обрамлення з кутиків; 2 – арматурна сітка $\varnothing 6$ А400, крок 150×150

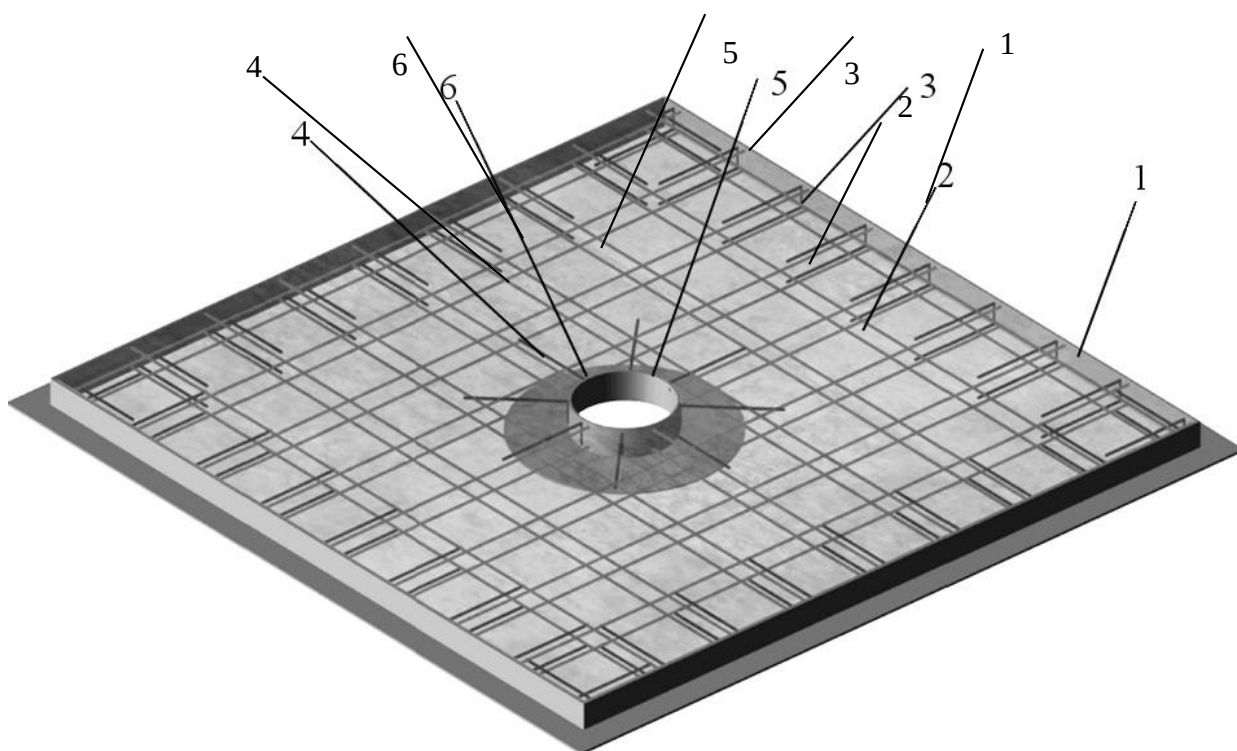


Рис. 1.16. Конструкції зразків серії ПН:

1 – сталеве обрамлення з кутиків; 2 – арматурна сітка $\varnothing 6$ А400 крок 150×150 ; 3 – П-

подібні анкери $\varnothing 8A400$ крок 150; 4 – Г-подібні анкери $\varnothing 8A400$; 5 – металева труба 164×4 ; 6 – опорний сталевий диск

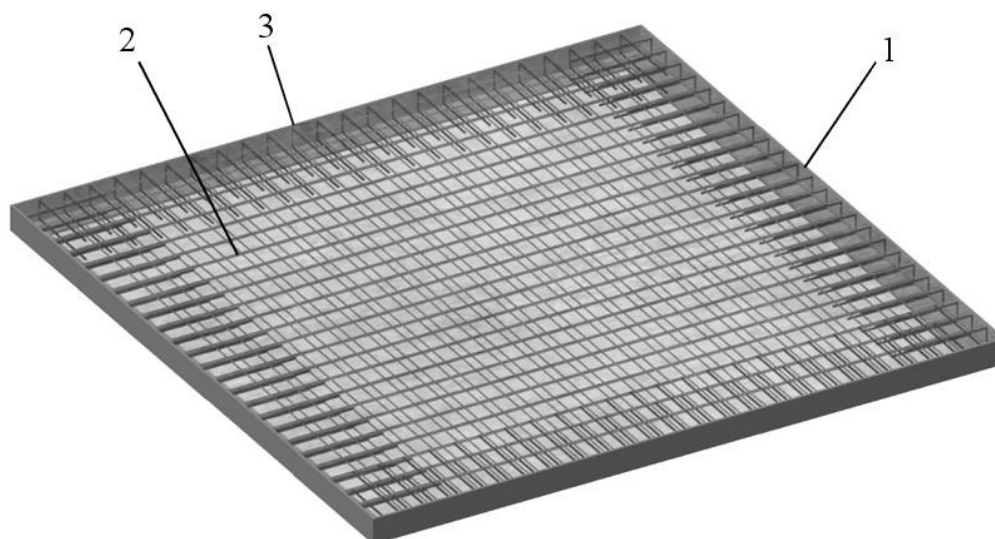


Рис. 1.17. Конструкції зразків серії ПВ:

1 – сталеве обрамлення з кутиків; 2 – арматурна сітка $\varnothing 4B500$, крок 50×50 ;
3 – П-подібні анкери $\varnothing 6A400$, крок 150×150

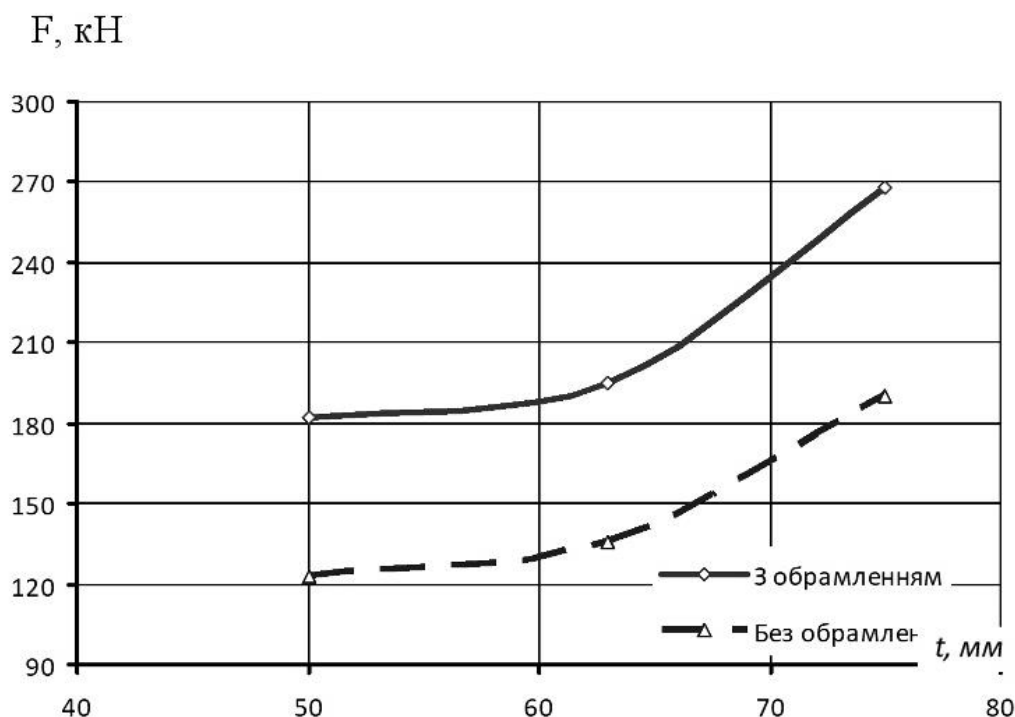


Рис. 1.18. Залежності значень несучої здатності від товщини плит

Окремі питання дослідження та проектування сучасних безбалкових перекриттів розглянуті в роботах [6, 38, 71, 134].

На основі аналізу техніко-економічної ефективності сталезалізобетонних безбалкових перекриттів із застосуванням залізобетонних плит зі сталевим обрамленням встановлено, що їх використання є економічно обґрунтованим.

Результати роботи були впроваджені у проектування та будівництво будівель та споруд різноманітного призначення

1.4. Висновки з розділу та задачі дослідження

1. Ураховуючи досвід дослідження та будівництва, слід зробити висновок, що застосування безбалкових конструкцій в багатоповерхових будинках є перспективним напрямком і дозволяє отримати значний техніко-економічний ефект.

2. Системи збірних безбалкових перекриттів можуть бути дуже різноманітними, тому необхідно продовжувати пошук їх нових видів.

3. При будівництві багатоповерхових будинків є ефективними плити, з круглими пустотами, тому необхідний пошук для їх використання в безбалкових збірних перекриттях.

4. В якості колон багатоповерхових будинків раціонально використовувати сталі залізобетонні стійки, завдяки чому отримується значний техніко-економічний ефект. Особливо доцільно будувати трубобетонні колони.

На основі проведеного аналізу сформульовані наступні задачі дослідження.

1. Створити системи збірного безбалкового перекриття з використанням модифікованих багатопустотних панелей;

2. Дослідити особливості роботи модифікованих плит з круглими пустотами за результатами їх експериментального випробовування;

3. Визначити вплив запропонованої схеми перекриття на напружено-деформований стан та несучу здатність складових залізобетонних плит;

4. Провести аналіз напружено-деформованого стану досліджуваних залізобетонних плит числовим методом;

5. Запропонувати до впровадження у будівництво реального будинку ефективний вид безбалкового перекриття з використанням модифікованих багатопустотних плит;

6. Оцінити техніко-економічну ефективність запропонованих залізобетонних модифікованих багатопустотних плит в безбалкових перекриттях.

РОЗДІЛ 2

СУТНІСТЬ ЗАПРОПОНОВАНИХ ЗБІРНИХ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВИКОРИСТАННЯМ МОДИФІКОВАНИХ КРУГЛОПУСТОТНИХ ПЛИТ ТА ЇХ РОЗРАХУНОК

2.1. Конструктивні системи збірних безбалкових конструкцій перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит

Потреби будівництва в умовах ресурсного дефіциту викликали необхідність не тільки в збільшенні обсягу, але й і в розширенні сфери створення та використання таких індустріальних несучих конструкцій, які б найбільш повною мірою відповідали архітектурно-будівельним вимогам: можливості гнучкого планування в будівлях із різними функціями та утворення різновиду фасадів. Дуже важливо зробити такі конструкції легкими та простими у виготовленні та монтажу. В теперішній час пріоритетним напрямом у будівельній галузі є спорудження багатоповерхових житлових та адміністративних будівель. Останнім часом у нашій країні значну частку в житловому будівництві складають будівлі зі збірним залізобетонним безбалковим каркасом. Це зумовлено тим, що таке рішення забезпечує можливість спорудження будівель будь-якої конфігурації в плані з різними об'ємно-планувальними рішеннями. Створення конструкції каркаса з безбалковим перекриттям, що забезпечує сприйняття не тільки вертикальних, але й горизонтальних навантажень, дає можливість удосконалити сучасні традиційні методи конструювання каркасних будівель.

Приклади нових безбалкових сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням залізобетонних плит зі сталевим обрамленням наведені в розділі 1 цієї роботи та в працях [118, 180]. Недоліком цих систем перекриттів є те, що при їх будівництві використовуються прокатні сталеві кутики у вигляді обрамлення залізобетонних плит, що значно підвищує вартість будівництва.

Нами була поставлена задача створити безбалкове перекриття з достатньою несучою здатністю, яке дозволяло б забезпечити оптимальну щодо загальної довжини і міцності стиків розкладку плит та не потребувало б великих матеріальних і трудових витрат на монтаж та замонолічування швів між окремими плитами. При цьому ставилася задача відмовитися по можливості від застосування сталевих прокатних кутиків для обрамлення залізобетонних плит та підтримуючих засобів при монтажі перекриттів.

Поставлена задача вирішується тим, що в збірному залізобетонному безбалковому перекритті використовуються надколонні, міжколонні та пролітні

плити, при цьому плити по всьому периметру мають скошені бокові грані, що утворюють площадку для обпирання сусідніх надколонних та міжколонних панелей. Надколонні плити встановлюються на консолях, що прикріплені до колон. Стики між плитами заповнені цементним розчином, а загальна жорсткість перекриття досягається зварюванням між собою закладних деталей, що передбачені на всіх плитах.

Порівняльний аналіз запропонованої конструкції з найбільш близьким аналогом показує, що вона відрізняється тим, що:

а) застосовується нескладна опалубка при виготовленні плит, що входять до системи безбалкового перекриття;

б) спрощений процес монтажу плит перекриття при його достатній точності за рахунок відсутності підтримуючих засобів та риштувань;

в) створюються стики між панелями невеликої товщини з малою витратою розчину без використання додаткової опалубки;

Проведений порівняльний аналіз вказує на перевищення запропонованою конструкцією існуючого рівня техніки і підтверджує вирішення поставленої задачі.

Суть запропонованого типу безбалкових перекриттів пояснюється кресленнями, що приведені на рисунках 2.1, 2.2.

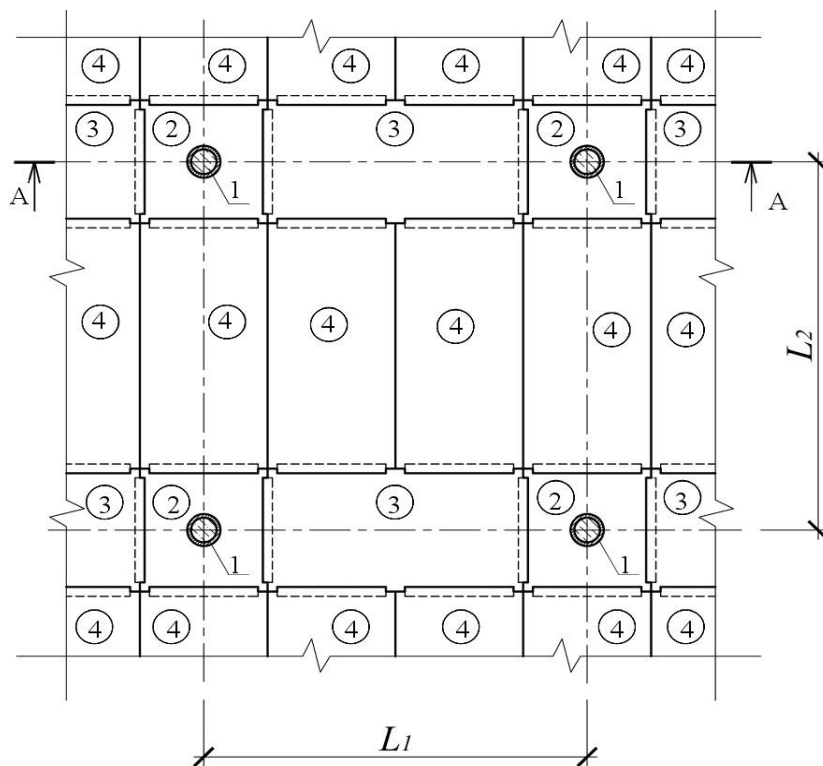


Рис. 2.1. Фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття:

1 – міжколонна плита; 2 – пролітна плита; 3 – надколонна плита;
4 – трубобетонна колона

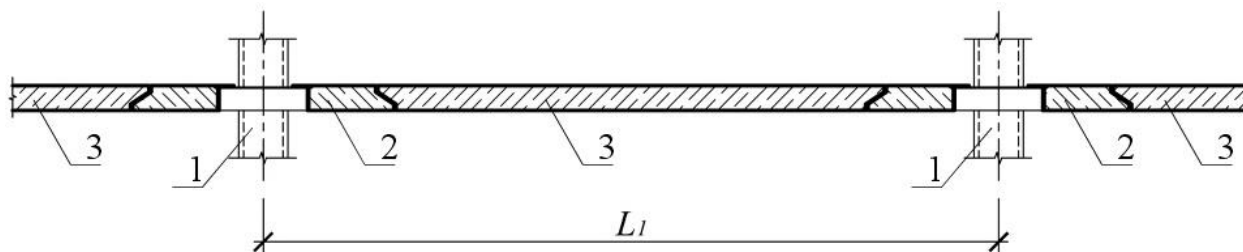


Рис. 2.2. Переріз перекриття

На трубобетонних або залізобетонних колонах 4 змонтовані надколонні плити перекриття 3, що мають наскрізні круглі або квадратні отвори. По всьому периметру надколонні плити мають скошені бокові грані, які утворюють площадку обпирання для міжколонних панелей 1. У свою чергу пролітні плити 2 обпираються на скошені бокові грані міжколонних плит, тим самим утворюючи суцільний диск перекриття. Шви між плитами замонолічуються розчином, після чого відбувається зварювання закладних деталей (рис. 2.3).

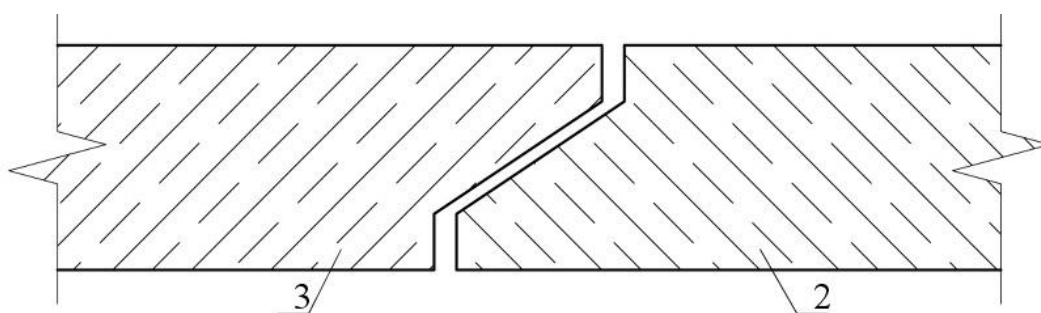


Рис. 2.3. Схема вузла з'єднання плит:

1 – надколонна плита; 2 – між колонна плита

Таким чином запропонована система збірного безбалкового перекриття із залізобетонних плит, що не мають сталевих обрамлення. Новизна запропонованого перекриття підтверджена патентом на винахід.

На нашу думку, система перекриття із залізобетонних плит зі сталевим обрамленням, що наведена в розділі 1 на рис. 1.12, має той недолік, що висаджена назовні поличка кутика, на яку спирається сусідня плита, знаходиться на поверхні стелі. Це дещо знижує вогнестійкість перекриття та утруднює опорядження стелі. Нами запропонована система збірної залізобетонної перекриття з плит зі сталевим обрамленням, що позбавлена цього недоліку.

Запропоноване збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття, що складається з надколонних, міжколонних та пролітних плит і спирається на колони, яке відрізняється тим, що міжколонні та пролітні плити на своїх двох протилежних гранях в місцях обпирання мають сталеві кутики з винесеними полицями назовні

плити, при цьому надколонна плита встановлюється на капітель колони, міжколонна опирається винесеними полицками кутиків на протилежні надколонні, а пролітна панель опирається винесеними полицками кутиків на протилежні міжколонні, при цьому винесені полицки кутиків знаходяться у верхній зовнішній площині плит (рис. 2.4 – 2.6).

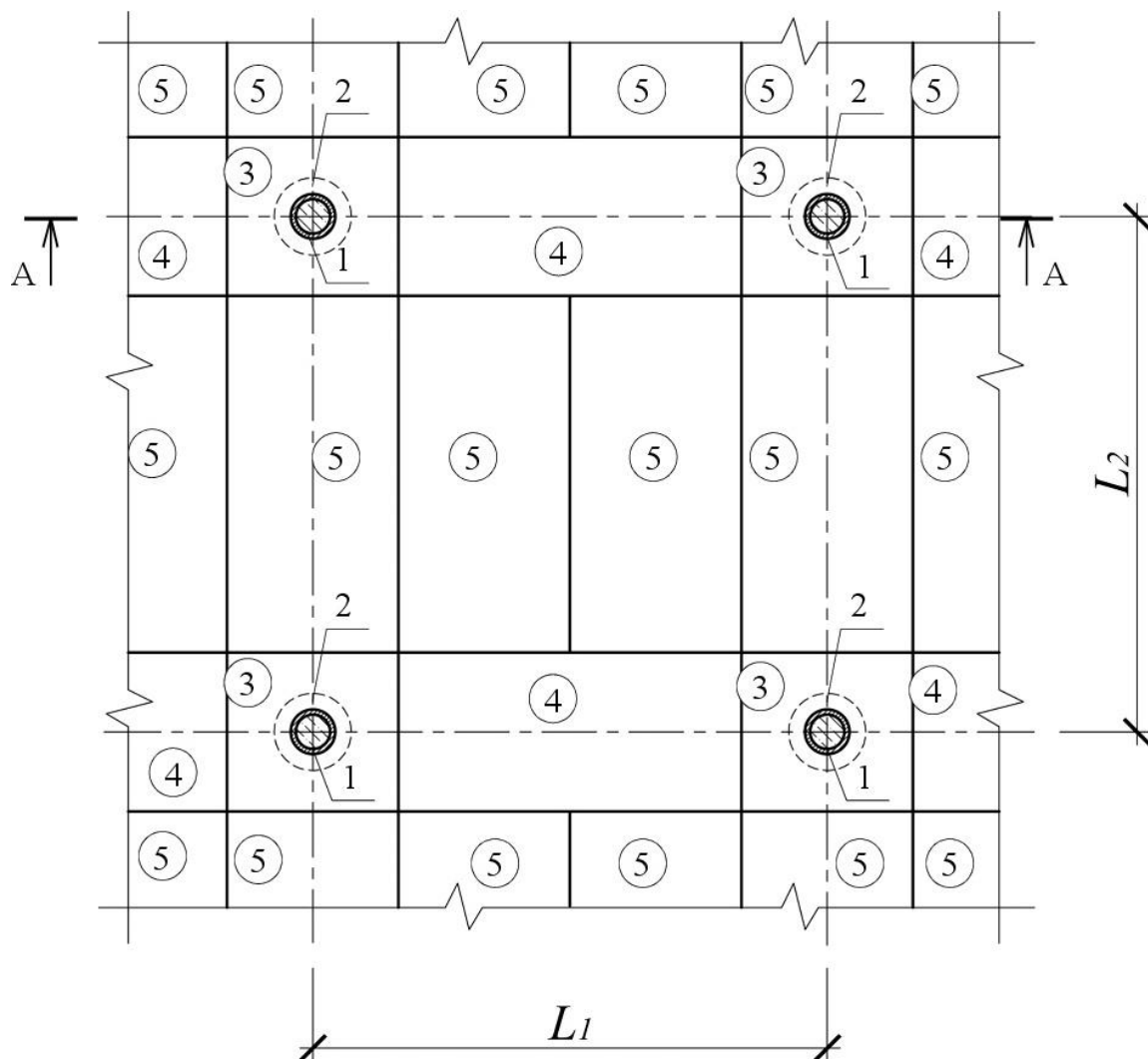


Рис. 2.4. Фрагмент збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття:

1 – міжколонна плита; 2 – пролітна плита; 3 – надколонна плита;
4 – трубобетонна колона

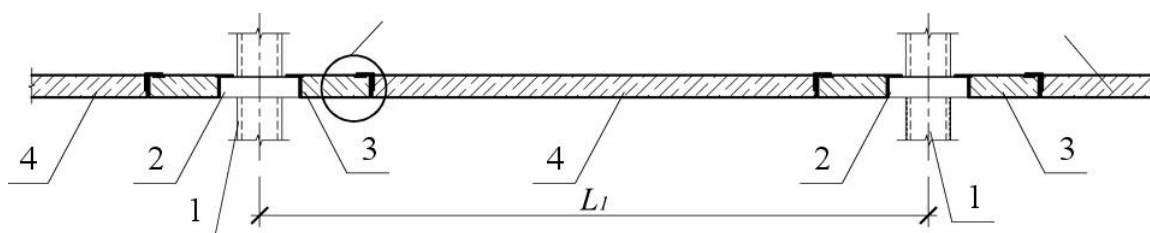


Рис. 2.5. Переріз перекриття

1 – міжколонна плита; 2 – пролітна плита; 3 – надколонна плита;
4 – трубобетонна колона

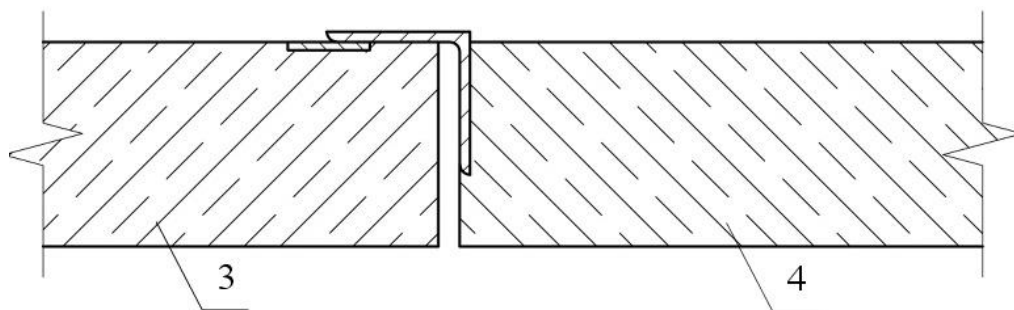


Рис. 2.6. Схема вузла з'єднання плит

1 – міжколонна плита; 2 – пролітна плита

Пролітні плити обпираються на протилежні міжколонні панелі винесеними назовні полицями сталевих кутиків та фіксуються за допомогою зварювання закладних деталей.

При такій конструктивній схемі збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття значно спрощується конструкція стику колони з плитою, самих плит між собою за допомогою зварювання, а також процес монтажу будівлі за рахунок відсутності підтримуючих засобів та риштувань, що приводить до економії трудових та енерговитрат і скорочення термінів будівництва. Для виготовлення плит, що входять в систему безбалкового перекриття використовується нескладна опалубка, ці плити не потребують складного армування. В якості колон для обпирання запропонованого перекриття зручно використовувати труботетон, відомий своїми численними перевагами [55, 169, 171].

Збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття має мінімальну конструктивну висоту, рівну гладку стелю, є можливість вільно розмістити внутрішнє обладнання. У випадку необхідності можливе влаштування підвісних стель.

Запропоноване сталезалізобетонне безбалкове перекриття може бути рекомендоване для застосування при спорудженні житлових та громадських будівель різного призначення. Новизна цієї запропонованої нами системи підтверджена патентом на винахід.

У розділі 1 цієї роботи було підкреслено, що на даний час широке застосування при будівництві балкових перекриттів отримали круглопустотні плити, що мають суттєві переваги. Налагоджене масове виготовлення цих плит заводами збірних залізобетонних конструкцій. Практикою будівництва доведено, що їх застосування при влаштуванні перекриттів є економічно вигідним. До того ж вони мають відмінні експлуатаційні якості.

Нами запропоноване збірне безбалкове перекриття із застосуванням круглопустотних плит, що складається з надколонних, міжколонних та пролітних плит і спирається на труботетонні чи залізобетонні колони, яке відрізняється тим, що надколонні та міжколонні плити мають сталеве обрамлення із кутиків, а в якості

пролітних використані залізобетонні круглопустотні плити заводського виготовлення типу ПК.

Каркас зі збірним безбалковим перекриттям із застосуванням круглопустотних плит, що зображений на рисунках 2.7, 2.8, складається із трубобетонних колон 4 зі сталевими консолями та плоских плит, а саме: надколонних 3, міжколонних 1 та пролітних 2. Надколонні плити мають отвір по середині для вільного обпирання їх на консолі та сталеве обрамлення по контуру з кутиків із винесеними назовні полицками, які утворюють площадку для обпирання міжколонних плит. До міжколонних плит на двох протилежних гранях, перпендикулярних до осі спираючись на надколонні плити прикріплені сталеві кутики із винесеними полицями у нижній частині, що утворюють площадку для обпирання пролітних плит. В якості пролітних плит використані залізобетонні пустотні плити заводського виготовлення типу ПК. Під час монтажу шви між плитами заповнюються розчином. Міжколонні та пролітні плити фіксуються в проектному положенні за допомогою зварювання закладних деталей.

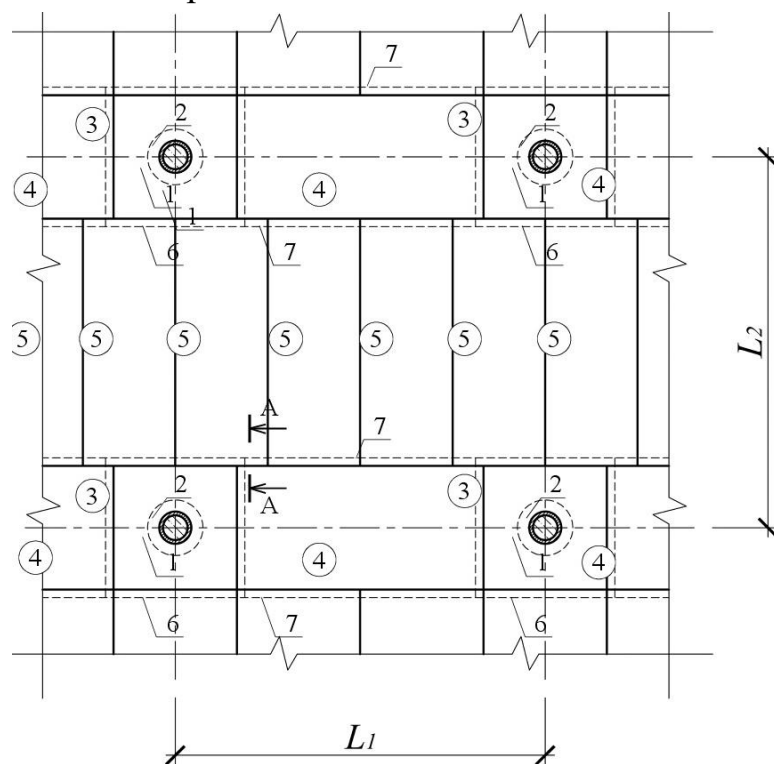


Рис. 2.7. Збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття із пустотними плитами:

- 1 – міжколонна плита; 2 – пролітна плита; 3 – надколонна плита;
4 – трубобетонна колона

В якості опалубки при виготовленні надколонних плит використане сталеве обрамлення з кутиків. Для виготовлення міжколонних плит використовується нескладна опалубка. В якості колон для обпирання запропонованого перекриття зручно використовувати трубобетон, відомий своїми численними перевагами. Оскільки пустотні плити заводського виготовлення типу ПК мають меншу вагу в

порівнянні із суцільними при збереженні міцнісних характеристик, з'являється можливість зекономити матеріали при виготовленні інших несучих елементів каркасу із безбалковим перекриттям.

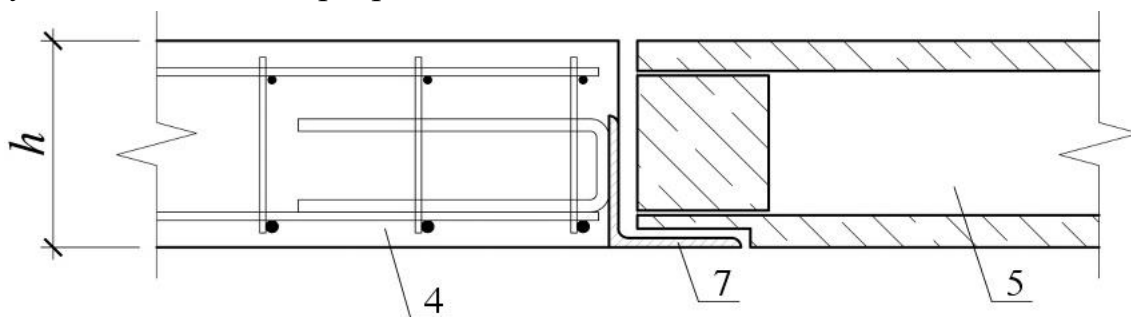


Рис. 2.8. Вузол з'єднання між колонної пролітної плити:

1 – надколонна плита; 2 – пролітна багатопустотна плита

Головною перевагою запропонованого збірного безбалкового перекриття є відносна простота у виготовленні окремих конструкцій, використання відомих своїми перевагами залізобетонних круглопустотних плит заводського виготовлення типу ПК та звучність монтажу. Новизна цієї запропонованої нами системи підтверджена патентом на винахід.

Вузли конструкцій збірних будівель виконують з урахуванням додаткових специфічних вимог, в числі яких: жорсткість вузлових з'єднань для забезпечення статичної невизначеності конструкцій; можливість перерозподілу зусиль за рахунок розвитку пластичних деформацій при виході з ладу окремих конструкцій; підвищена надійність вузлів і стиків та можливість їх контролю; можливість зміни для деяких конструкцій їх статичної схеми в процесі зведення будівлі.

Поруч з численними перевагами, будівлі із традиційними безбалковими каркасами мають ряд недоліків, найбільш значним із них є складність влаштування стику колони з перекриттям. При конструюванні вузлів обпирання таких перекриттів на колони основна проблема полягає в передачі вертикальної опорної реакції від перекриття на колону.

У випадку використання конструктивної схеми зі сталезалізобетонним безбалковим перекриттям з'являється можливість спростити вузол з'єднання надколонних плит із колоною. При цьому нами поставлена задача розробити такий вузол, щоб він повністю знаходився в товщі перекриття, а на поверхні стелі були відсутні сталеві деталі.

В основу запропонованої авторами конструкції вузла з'єднання залізобетонних надколонних плит із колоною в безбалковому перекритті покладено завдання удосконалення та підвищення технологічності монтажу збірних ділянок перекриття, що дає можливість спростити та прискорити процес монтажу конструкцій. Ця задача вирішується тим, що вузол з'єднання надколонних плит із колоною в безбалковому перекритті, фрагмент якого зображений на рисунку 2.9, містить плоску надколонну плиту 1, трубобетонну колону 2 та приварену до неї сталезалізобетонну круглу в

плані капітель 3, що утворює площадку для спирання плити. Надколонна плита в середній частині має круглий отвір, який утворюється закладанням під час її виготовлення сталевих кільця 4 та привареної до нього у верхній частині шайби 5. Сталезалізобетонна капітель складається з опорного сталевих диска 6, поперечних ребер 7 із послідовним заповненням утвореного простору бетоном 8. Висота поперечного перерізу капітелі не повинна перевищувати товщину самої надколонної плити, тим самим з'являється можливість утворити гладку стелю після монтажу перекриття в цілому.

Під час монтажу надколонна плита легко встановлюється сталевим кільцем на диск сталезалізобетонної капітелі, після чого проводяться зварювальні роботи сталевих частин колони та плити для досягнення необхідної жорсткості конструкції безбалкового перекриття. Колони в такому перекритті мають гладку поверхню, при якій непотрібні послідовні опоряджувальні роботи поверхні стійок. Відсутність додаткових закладних деталей створює великі переваги для розташування трубопроводів та інших комунікаційних ліній.

Новизна запропонованого вузла з'єднання надколонної плити безбалкового перекриття з трубобетонною підтверджена патентом на корисну модель

В основу запропонованої нами конструкції вузла з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті покладено завдання удосконалення та підвищення технологічності монтажу збірних ділянок плит у перекритті, що дає можливість спростити та прискорити процес монтажу конструкцій (рис. 2.10).

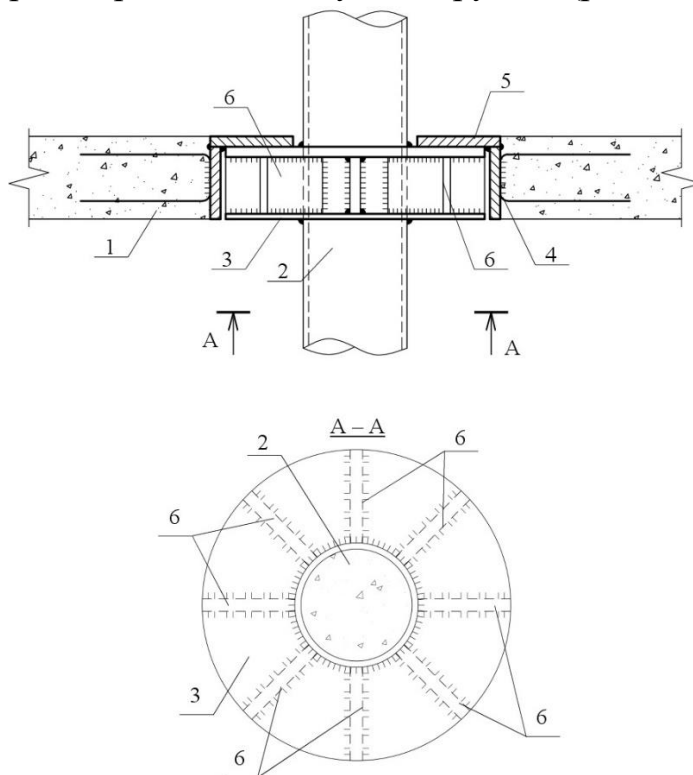


Рис. 2.9. Конструкція захованого в товщу перекриття вузла з'єднання надколонної плити з колоною:

1 – надколонна плита; 2 – трубобетонна колона; 3 – капітель; 4 – сталевий диск; 5 – шайба; 6 – опорний сталевий диск; 7 – поперечні ребра; 8 – бетон

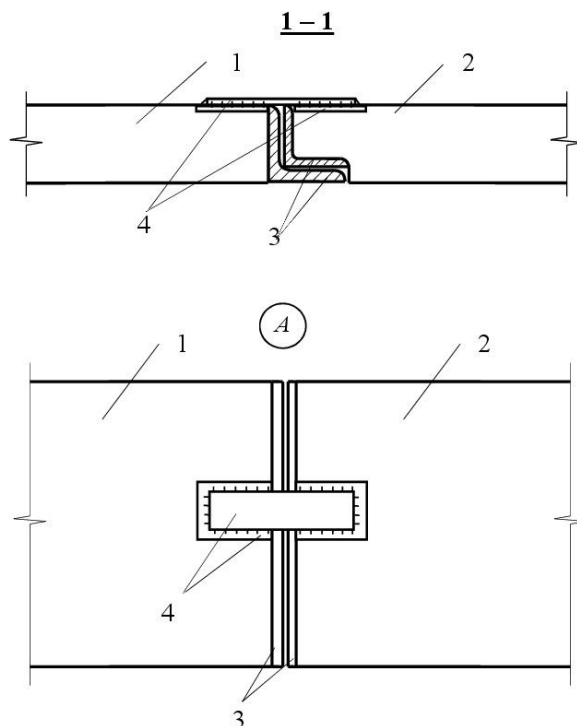


Рис. 2.10. Вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті:
1 – надколонна плита; 2 – міжколонна плита; 3 – кутики обрамлення;
4 – закладні деталі

Це завдання вирішується тим, що вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті, фрагмент якого зображений на рисунку 2.10, містить плоскі надколонні 1 та міжколонні залізобетонні плити перекриття 2, які мають обрамлення по контуру плит зі сталевих кутників 3. При цьому у надколонних плитах сталева рама з кутників розташована поличками назовні відносно плити, утворюючи площадку обпирання, а у міжколонних – всередину. Під час монтажу міжколонні залізобетонні плити встановлюються на висаджені полички сталевих рам надколонних плит, після чого проводяться заповнення швів цементним розчином та зварювальні роботи закладних деталей 4 для досягнення необхідної жорсткості конструкції безбалкового перекриття.

Новизна запропонованого вузла з'єднання підтверджена патентом на корисну модель.

Нами розроблена конструкція стику між окремими плитами безбалкового перекриття для випадку, коли сталеве обрамлення відсутнє. Це завдання вирішується тим, що вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті, який зображено на рисунку 2.11, містить плоскі надколонні 1, міжколонні та пролітні залізобетонні плити 2, які мають скошені грані 3 по контуру, тим самим утворюючи зручні площадки для обпирання.

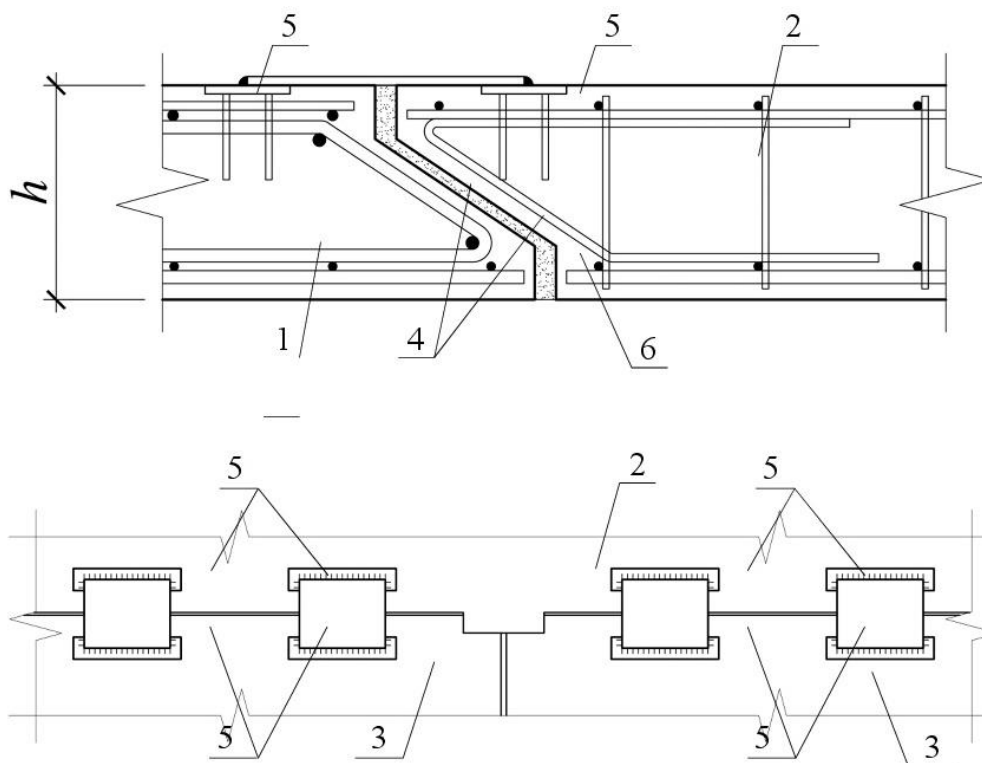


Рис. 2.11. Вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті:

- 1 – надколонна плита; 2 – між колонна плита; 3 – скошена грань;
4 – закладна деталь

Надколонні плити на бокових гранях по всьому периметру мають площадки для обпирання міжколонних плит, а міжколонні плити на двох протилежних гранях мають площадки для обпирання пролітних плит. Після встановлення плит в проектне положення відбувається заповнення швів цементним розчином та зварювальні роботи закладних деталей 4 для досягнення необхідної жорсткості конструкції безбалкового перекриття.

Порівнюючи запропонований авторами вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті з іншими відомими технічними рішеннями аналогічного призначення, можна стверджувати, що при використанні вищезазначеного вузла спрощується процес монтажу каркаса внаслідок відсутності тимчасових додаткових підтримуючих засобів, забезпечується більш міцне з'єднання елементів плит та прискорюється процес спорудження будівель у цілому.

Системи безбалкових перекриттів із використанням залізобетонних плит зі сталевим обрамленням та труобетонних колон достатньо глибоко досліджені в роботах О.В. Нижника [118, 180] та О.В. Клестова [72]. Здійснені експериментальні дослідження елементів перекриттів, розроблені методи їх розрахунків. Тому в своїй роботі ми зосередимося на дослідженні безбалкових перекриттів з використанням круглопустотних плит та залізобетонних колон.

2.2. Характеристика елементів безбалкових перекриттів з використанням круглопустотних плит

2.2.1. Загальна характеристика елементів несучих конструкцій

Як було зазначено, до дослідження прийнята конструктивна схема перекриття, що наведена на рис. 2.12, при цьому колони прийняті збірними залізобетонними, а пролітні плити – модифікованими з круглими пустотами.

Схема залізобетонної колони з поперечним перерізом 400х400мм наведена на рис. 2.13. Її розрахунок і конструювання відбувається точно так, як і в загально прийнятих системах збірних залізобетонних каркасів з безбалковими перекриттями. Для обпирання надколонної плити до робочої арматури колони під час влаштування каркасу приварені консолі з кутиків, як це показано на рис. 2.13.

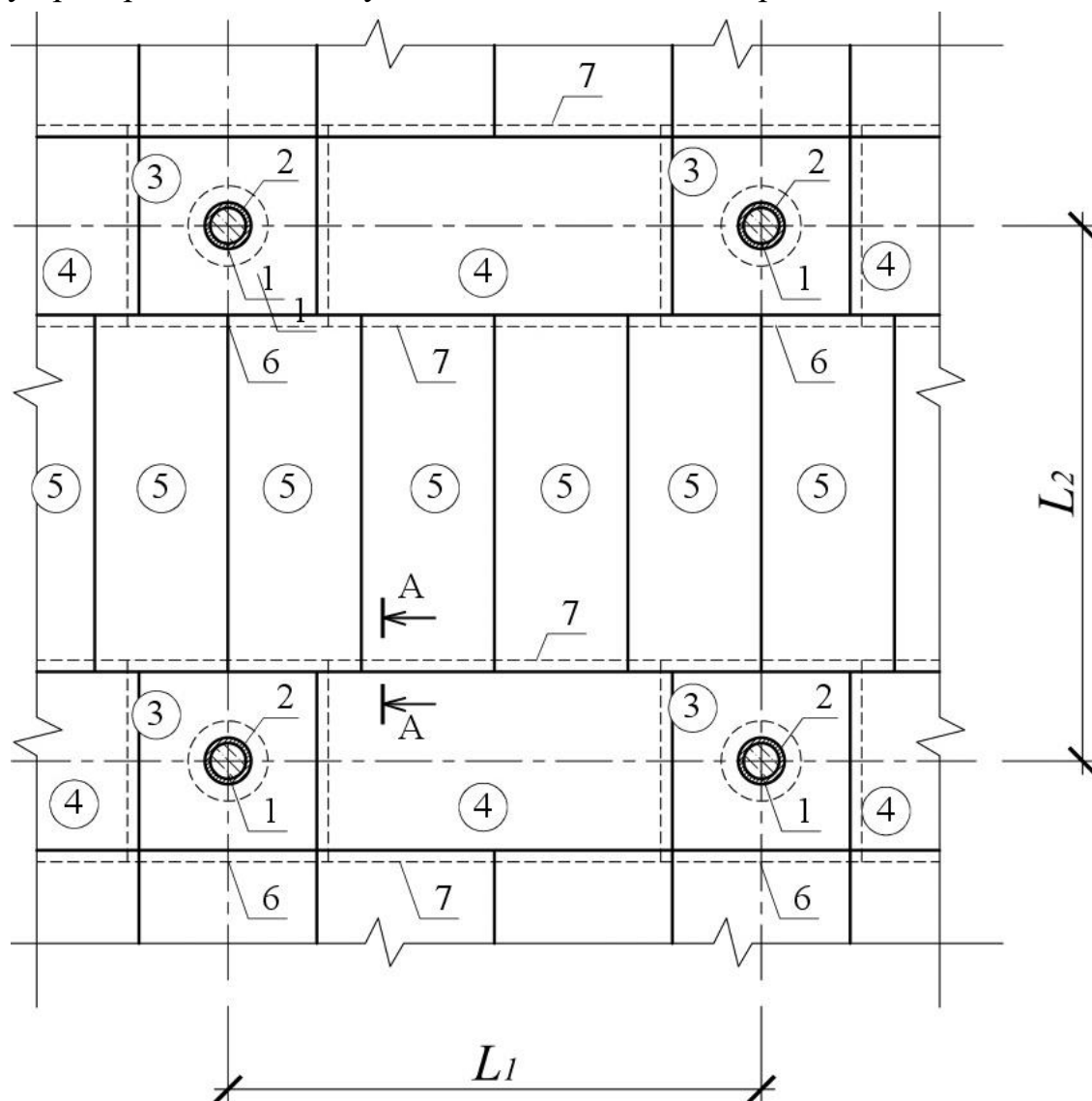


Рис. 2.12. Збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття із пустотними плитами:

- 1 – міжколонна плита; 2 – пролітна плита; 3 – надколонна плита;
4 – труобетонна колона

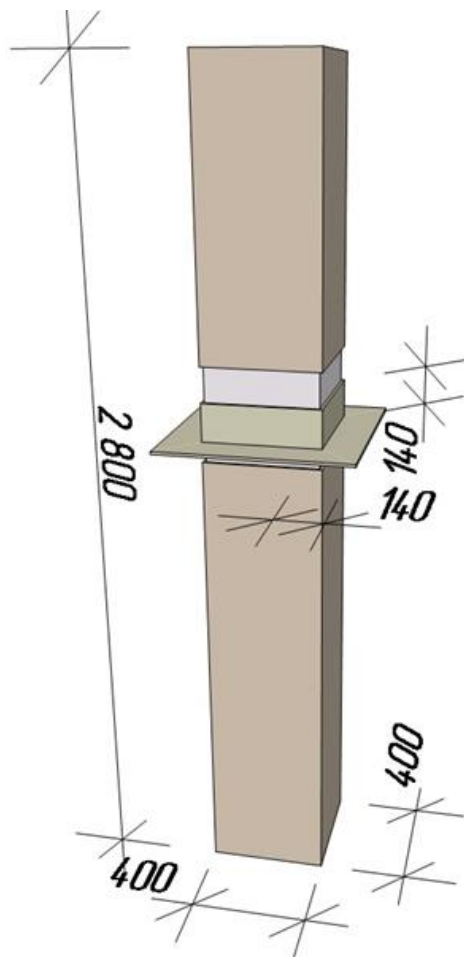


Рис. 2.13. Схема залізобетонної колони, що підтримує безбалкове перекриття

Колона виконується довжиною, що дорівнює висоті поверху. Стандартний стик між колонами виконується на висоті 1 м на поверхню плити перекриття. Відомо, що в цьому місці виникають мінімальні згинальні моменти в колоні при експлуатації будівлі, а влаштування стику при такому розташуванні є зручним.

Після монтажу плити на неї «одягається» зверху надколонна плита (рис 2.14). плита опирається на поличку кутика консолі та приварюється до закладних деталей, заздалегідь розташованих в колоні. Таким чином утворюється жорсткий вузол у місці з'єднання надколонної плити з консоллю.

Надколонна плита по контуру має лінійні консолі зі скошеними поверхнями для зручного обпирання на них пролітних та між колонних плит в товщі безбалкового перекриття. Для підвищення несучої здатності надколонної плити та зручності монтажу в місці її спряження з колоною влаштований стакан зі сталевих листів. На горизонтальні верхній поверхні плити передбачені закладні деталі для її з'єднання з прилеглими плитами.

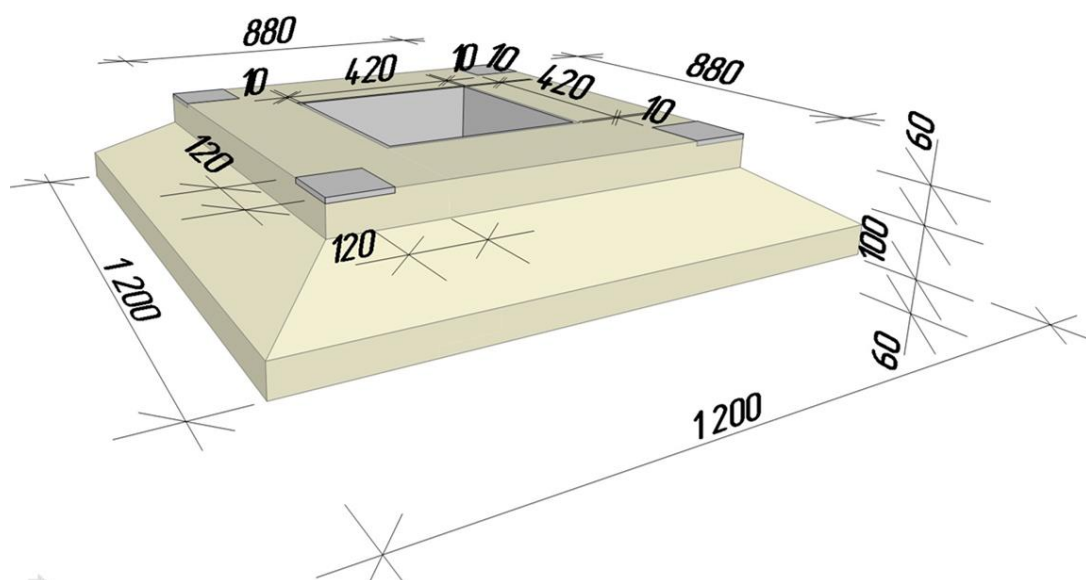


Рис. 2.14. Загальний вигляд надколонної плити

Після монтажу та закріплення надколонної плити на її полицьки зі скошеними поверхнями монтується міжколонна плита (рис. 2.15).

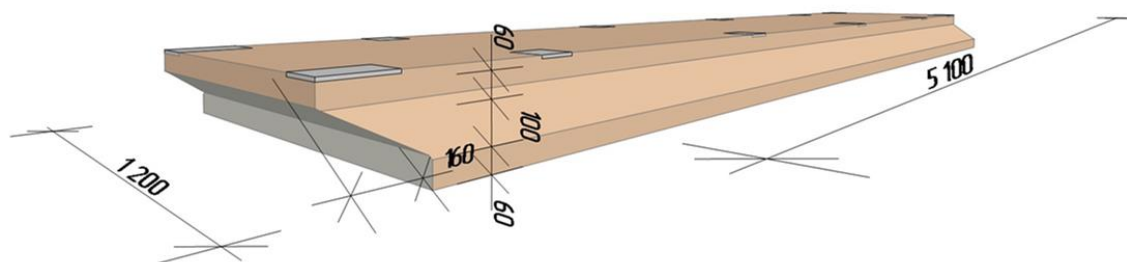


Рис. 2.15. Загальний вигляд міжколонної плити

До монтажу між колонної плити на скошені поверхні торців надколонної плити наноситься тонкий шар цементного розчину, на який і укладається між колонна плита. Після цього, за допомогою зварювання поєднуються між собою закладні деталі плит.

Збірні пролітні модифіковані плити (рис. 2.16) мають скошені поверхні на торцях, що утворюються при їх виготовленні. Після нанесення цементного розчину на скошену поверхню поздовжніх ребер міжколонних плит на них укладаються пролітні плити з послідовним їх з'єднанням за допомогою зварювання закладних деталей.

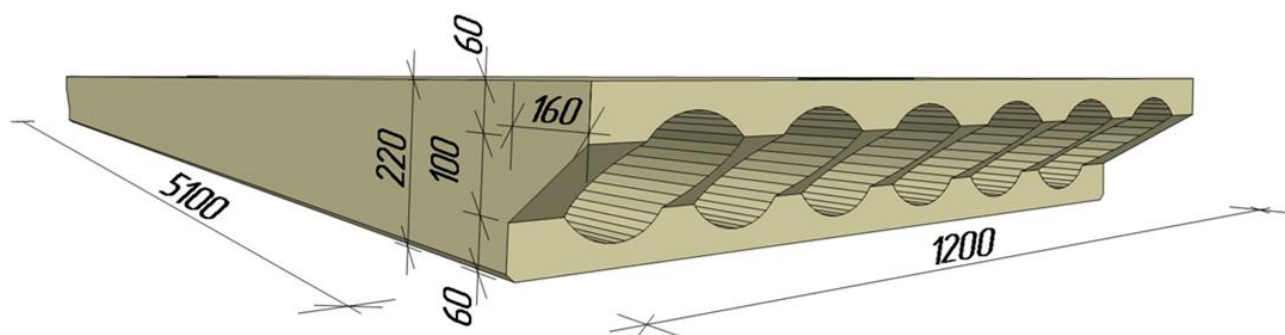


Рис. 2.16. Загальний вигляд пролітної плити

Послідовність монтажу збірного безбалкового перекриття з використанням модифікованих багатопустотних плит зрозуміла з рис. 2.17 – 2.19.

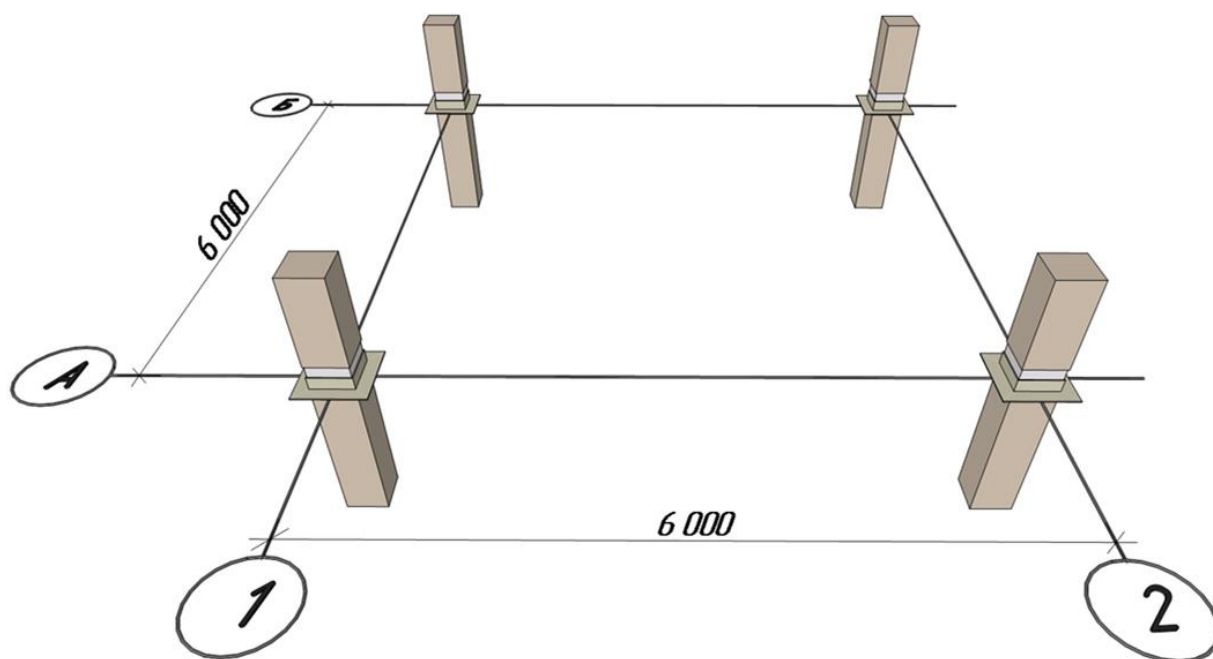


Рис. 2.17. Схема монтажу залізобетонних колон

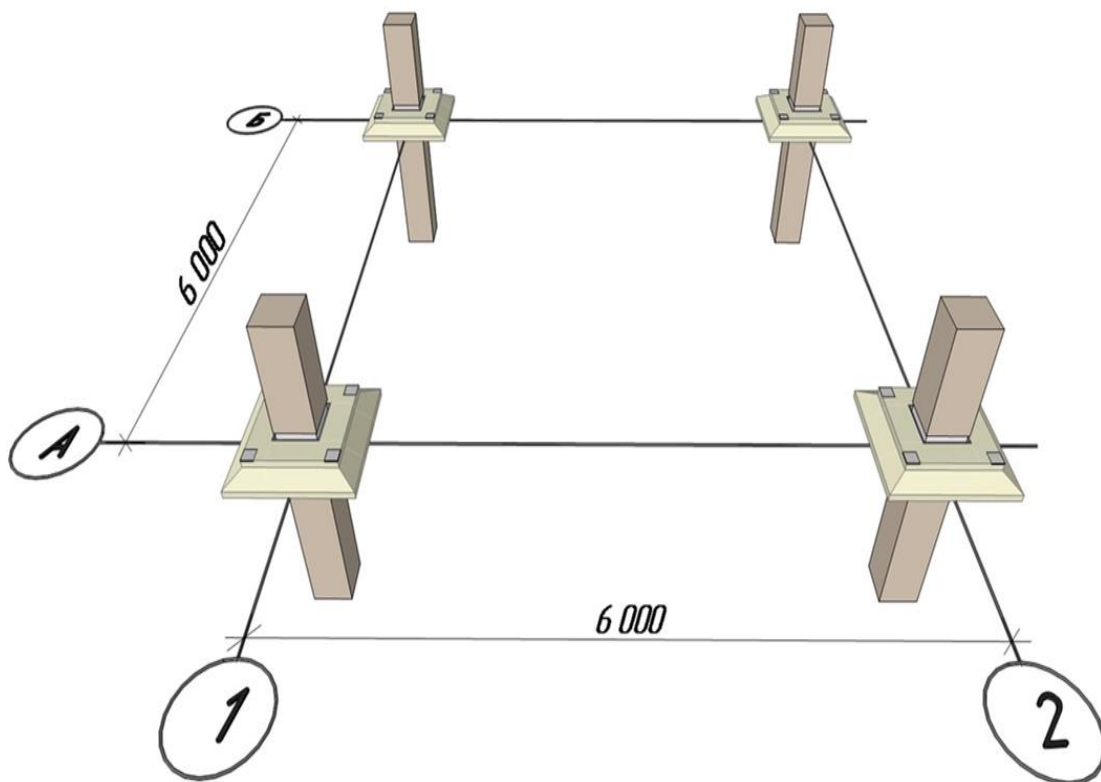


Рис. 2.18. Схема монтажу надколонних плит

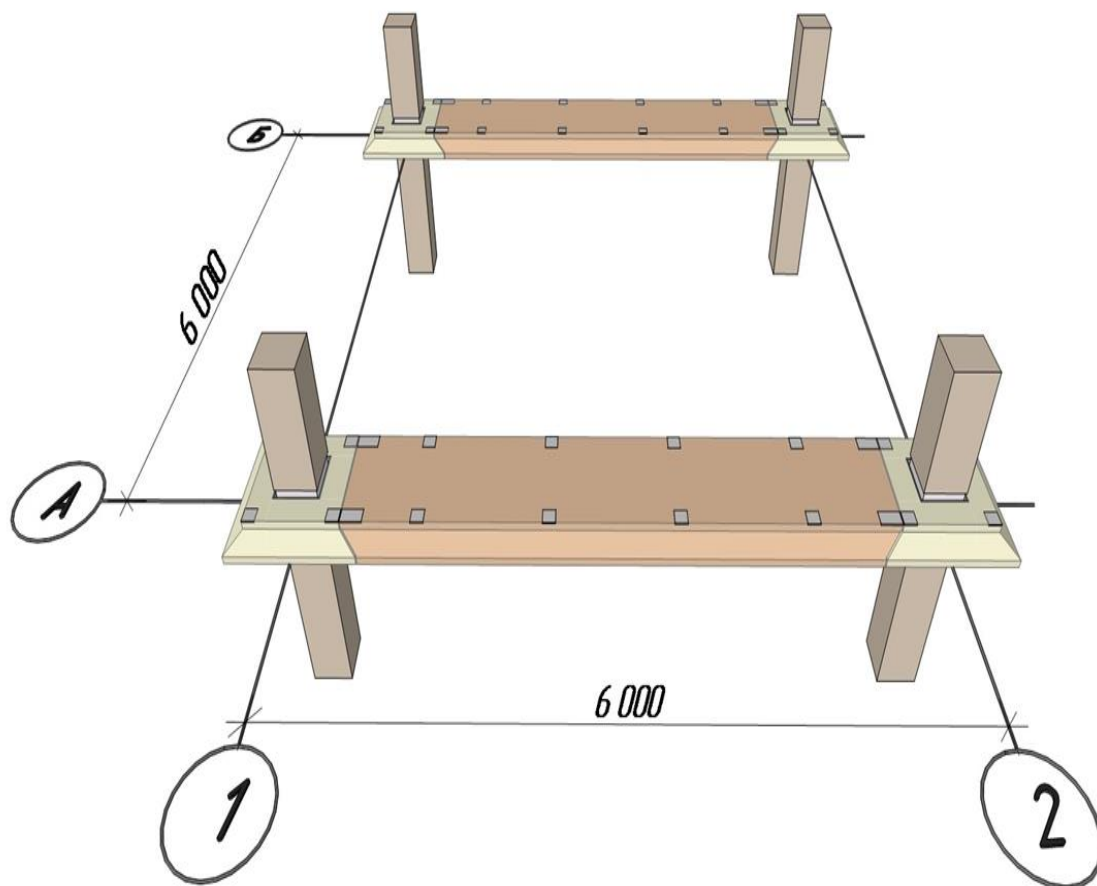


Рис. 2.18. Схема монтажу міжколонних плит

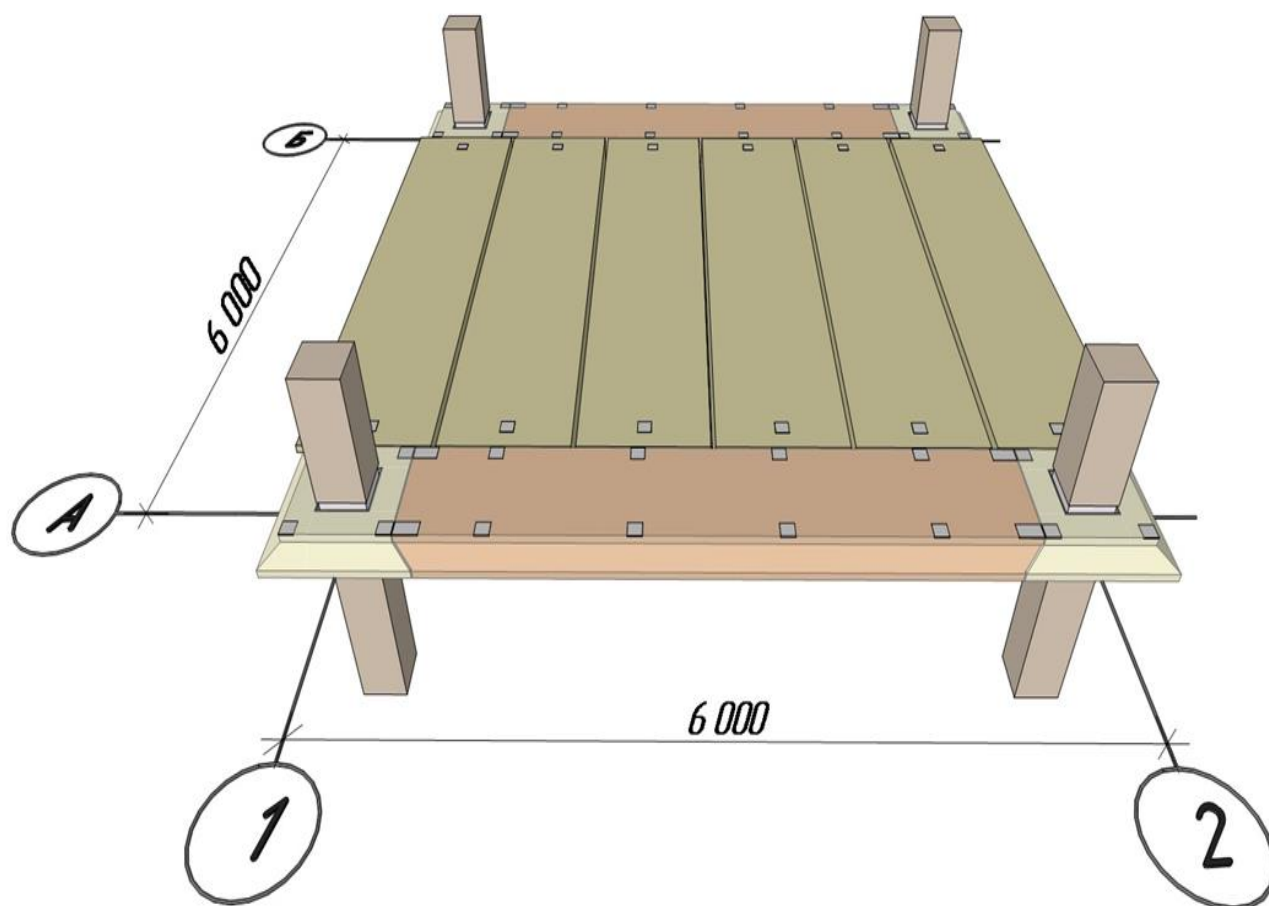


Рис. 2.19. Схема монтажу пролітних плит

2.2.2. Розрахунок несучої здатності елементів збірного безбалкового перекриття

Всі розглянуті в цьому розділі залізобетонні елементи перекриття (надколонні, між колонні та пролітні плити) розраховувалися за діючими у наш час в Україні нормативними документами ДБН В.2.6-98:2009 [45] і ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [51] та з урахуванням рекомендацій [7, 8, 12, 123]

Схема збірного залізобетонного безбалкового перекриття із пустотними модифікованими плитами наведена на рис. 2.12. Слід відмітити, що міжколонні та пролітні плити в цьому перекритті працюють як статично визначені балки, що спираються на 2 опори. Вираховані характеристичні й розрахункові навантаження, що діють на перекриття житлового будинку. Вони складають: характеристичні – $q_n=560 \text{ кг/м}^2$, розрахункові – $q=632 \text{ кг/м}^2$. У цьому перекритті використовуються багатопустотні пролітні плита, що відповідають серії 1.144-1.

2.2.3. Розрахунок несучої здатності згинальних елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням за нормальними перерізами

Несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів визначають, виходячи з наступних *передумов*:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, який відповідає середнім деформаціям бетону й арматури за довжиною блока між тріщинами, якщо вони наявні;
- деформації арматури вважаються однаковими з оточуючим їх бетоном як при розтязі, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу застосовується гіпотеза про лінійний розподіл деформацій за його висотою;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями для стиснутого бетону й розтягнутої арматури приймається у вигляді діаграм деформування;
- роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах «момент – кривизна (прогин)» – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень (ε_{cul} , ε_{cu3}) або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій (ε_{ud}).

Залежність напруження–деформації для бетону рекомендується у вигляді діаграми, зображеної на рис. 2.20, котра може бути описана дробово-раціональною функцією

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-1)\eta}, \quad (2.1)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ рівень деформацій;

ε_{c1} – значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях (при розрахунках за першою групою граничних станів приймається $\varepsilon_{c1,cd}$), $k = 1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd} / f_{cd}$.

Можливе представлення даної залежності у вигляді полінома

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{n=1}^5 a_n \eta^n, \quad (2.2)$$

де a_n – коефіцієнти полінома, котрі визначаються з використанням

параметрів, наведених у нормах. Вирази (2.1) та (2.2) справедливі за умови $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu}|$, де ε_{cu} – значення відносних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону в момент, коли залізобетонний елемент чинить максимальний опір дії зовнішнього навантаження.

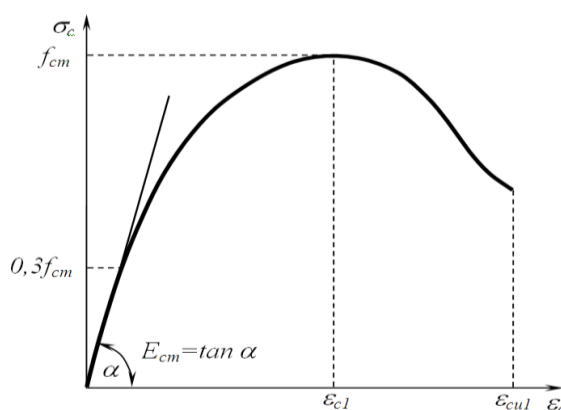


Рис. 2.20. Діаграма механічного стану бетону

З метою спрощення розрахунку, особливо, якщо це призводить до збільшення запасів міцності, можуть бути використані й інші, більш прості, діаграми деформування бетону, наприклад, дволінійна (рис. 2.21). Величини відносних деформацій для неї визначаються за нормами залежно від класу бетону. У випадку перевірки несучої здатності залізобетонних елементів, які згинаються, з прямокутним або близьким до нього профілем допускається приймати рівномірний за площею стиснутої зони характер розподілу нормальних напружень (рис. 2.22). Повнота епюри при цьому враховується коефіцієнтом $\lambda = 0,8$.

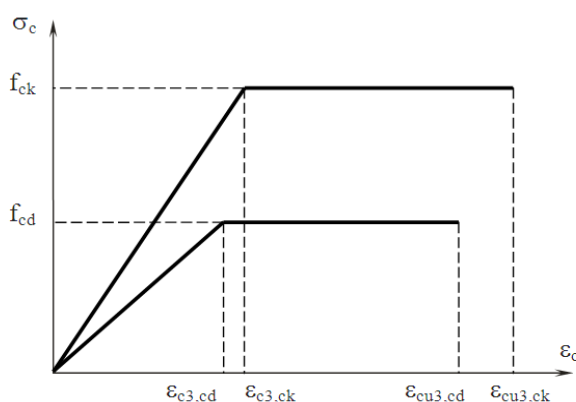


Рис. 2.21. Дволінійна діаграма деформування бетону

У випадку перевірки несучої здатності залізобетонних елементів, які згинаються, з прямокутним або близьким до нього профілем допускається приймати рівномірний за площею стиснутої зони характер розподілу нормальних напружень (рис. 2.22). Повнота епюри при цьому враховується коефіцієнтом $\lambda = 0,8$.

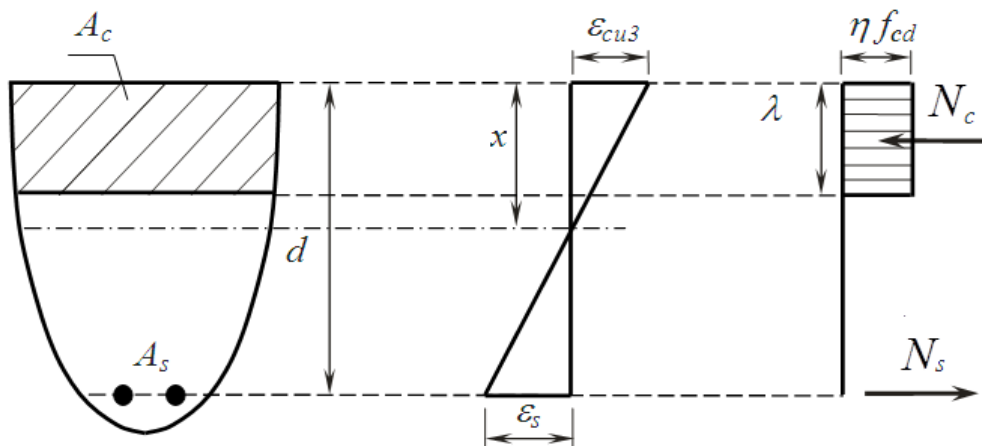


Рис. 2.22. Розрахункова схема нормального перерізу елемента, що згинається, за умови рівномірного розподілення напружень за висотою стиснутої зони

У якості розрахункової діаграми стану деформування арматури з фізичною межею текучості, котра встановлює зв'язок між її напруженнями й відносними деформаціями, приймають, як правило, дволінійну діаграму (рис. 2.23).

Напруження в арматурі σ_s визначають залежно від відносних деформацій ϵ_s за формулами:

при $0 \leq \epsilon_s < \epsilon_{s0}$, $\sigma_s = E_s \epsilon_s$; (2.3)

при $\epsilon_{s0} \leq \epsilon_s < \epsilon_{ud}$, $\sigma_s = f_{yd}$, (2.4)

де $\epsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$ – значення відносних деформацій видовження арматури на межі похилої ділянки діаграми (рис. 2.22), ϵ_{ud} – значення відносних граничних деформацій видовження арматури (приймається за нормами [2]).

Існує пропозиція [12], коли зазначена діаграма стану арматури представляється у вигляді рис. 2.20, при цьому область зміцнення апроксимується параболою

$$\sigma_s = \frac{f_{td}}{(1 - \epsilon_{yud} / \epsilon_{ud})^2} - \left[\left(1 - \frac{f_{yd}}{f_{td}} \right) \left(2 - \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{ud}} \right) \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{ud}} + \frac{f_{yd}}{f_{td}} + \left(\frac{\epsilon_{eud}}{\epsilon_{ud}} \right)^2 - 2 \frac{\epsilon_{yud}}{\epsilon_{ud}} \right], \quad (2.5)$$

де ϵ_{yud} – деформація наприкінці площадки текучості (точка В);

f_{td} , ϵ_{ud} – напруження та деформації в точці С максимуму діаграми $\sigma_s - \epsilon_s$.

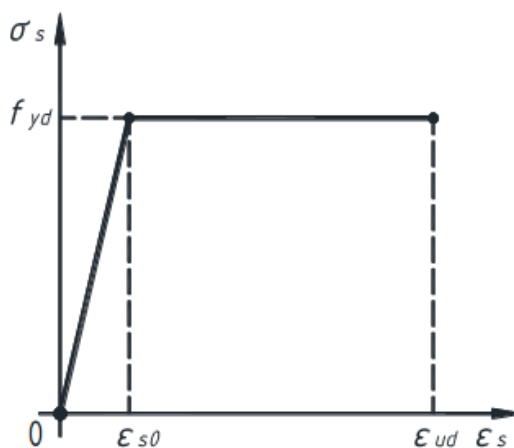


Рис. 2.23. Дволінійна діаграма механічного стану арматури з фізичною межею текучості

Розглянемо розв'язання задачі міцності для балки прямокутного поперечного перерізу, армованої одиночною арматурою, в момент досягнення бетоном на рівні найбільш стиснутої фібри таких значень, коли несуча здатність елемента буде максимальною (рис.2.24).

Це можливо здійснювати двома шляхами:

- $\epsilon_{cu,cd}$ у розрахунках приймається за даними експериментальних досліджень еталонних зразків бетонних призм на стиск залежно тільки від виду та класу бетону (рекомендація норм $\epsilon_{cu1,cd}$);
- $\epsilon_{cu,cd}$ визначається безпосередньо з розрахунку на основі поняття екстремального критерію міцності.

Розглянемо випадок, коли $\epsilon_{cu,cd}$ визначається безпосередньо з розрахунку на основі поняття екстремального критерію міцності.

Докладніше зупинимося на другому шляху. Відомі $b, h, f_{cd}, E_{cd}, \epsilon_{c1,cd}, A_s, f_{yd}, \epsilon_{s0}, \epsilon_{ud}, E_s, M$. Невідомі $M_u, \epsilon_{cu,cd}, \sigma_c, x, N_c, y_{Nc}, \epsilon_s, \sigma_s, N_s$.

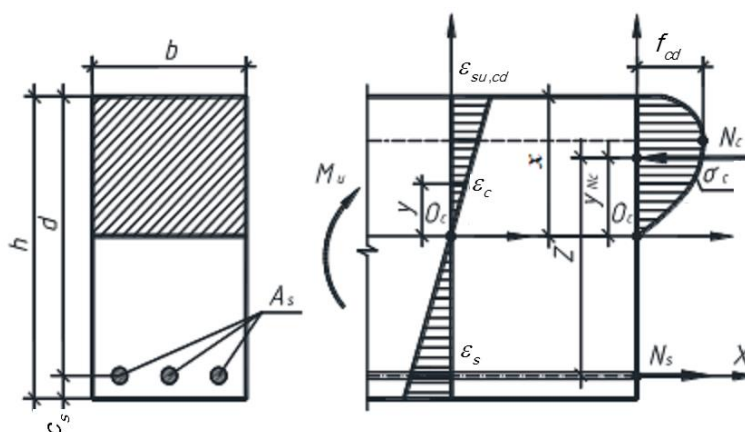


Рис. 2.24. Розрахункова схема нормального перерізу згинальних ЗБК прямокутного профілю з одиничним армуванням

Для розв'язання задачі з 9-ма невідомими формуємо систему рівнянь, у котру входять]:

– *рівняння рівноваги:*

$$\sum X = 0 : N_s - N_c = 0 ; \quad (2.6)$$

$$\sum M_z = 0 : M_u - N_c (d - x + y_{N_c}) = 0 , \quad (2.7)$$

тут

$$N_s = \sigma_s A_s ,$$

$$N_c = \int_{A_c} \sigma_c dA_c = \int_0^x \sigma_c b dy \quad \text{або} \quad N_c = f(\varepsilon_{cu,cd}, x) = \omega(\varepsilon_{cu,cd}) f_{cd} b x ,$$

$$y_{N_c} = \frac{\int_{A_c} \sigma_c y dA_c}{N_c} \quad \text{або} \quad ;$$

– *фізичні залежності:*

– діаграма деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$ (залежності (2.1), (2.2) або у іншому прийнятному вигляді);

– діаграма деформування арматури $\sigma_s - \varepsilon_s$;

– *геометрична залежність:* гіпотеза плоских перерізів $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu,cd} (d - x) / x$;

– *критерій максимальної міцності згинального елемента в нормальному перерізі*

$$M_u(\varepsilon_{cu,cd}) = \max \quad \text{або} \quad M_u(\eta_u) = \max .$$

Запропонований розрахунок на основі екстремального критерію міцності відрізняється від інших точністю, котра обумовлена використанням повної системи рівнянь механіки твердого деформованого тіла: статичних, геометричних і фізичних. При його реалізації непотрібно залучувати емпіричні залежності, а також знаходити із експериментів граничну стисливість бетону $\varepsilon_{cu,cd}$ — вона визначається із розрахункових рівнянь як одна із невідомих величин задач міцності. Однак підвищена точність розрахункової моделі пов'язана з застосуванням складного математичного апарата, що приводить до додаткових складностей для проектувальників. Тому актуальною є розробка інженерних методів розрахунку. У разі передумови про досягнення напруженнями в розтягнутій арматурі межі

текучості f_{yd} (іншими словами при розгляді неперearмованих ЗБК) кількість невідомих і рівнянь зменшиться на 2. Для такого випадку на кафедрі ЗБіККтаОМ ПолтНТУ [124] виведені формули та розроблені таблиці, котрі дозволяють використовувати структуру методики без змін, але з урахуванням у ній особливостей деформаційної моделі за рахунок уведення в формули замість коефіцієнтів α_m, ξ, ζ уточнених параметрів $\bar{\alpha}_m, \bar{\xi}, \bar{\zeta}$, котрі враховують відмінності в формах епюр напружень у бетоні стиснутої зони.

Алгоритм розв'язання задачі міцності за методикою [124] наступний:

- підраховують значення коефіцієнтів k та значення $\xi = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b d}$;
- за отриманими k і ξ в табл. [124] знаходять величини $\bar{\alpha}_m, \bar{\xi}, \bar{\zeta}$;
- визначають за таблицею $\bar{\xi}_R$;
- перевіряють виконання умови $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$, що забезпечує досягнення напруженнями в арматурі межі текучості;
- визначають M_u за формулами

$$\begin{aligned} M_u &= f_{cd} b \bar{\alpha}_m d^2, \\ M_u &= f_{yd} A_s \bar{\zeta} d; \end{aligned} \quad (2.8)$$
- перевіряють умову $M \leq M_u$, за її виконання міцність можна вважати забезпеченою.

При розв'язанні задачі з підбору арматури відомими параметрами в загальному випадку будуть: $b, h, f_{cd}, E_{cd}, \varepsilon_{c1,cd}, f_{yd}, \varepsilon_{s0}, \varepsilon_{ud}, E_s, M$, а невідомими $\varepsilon_{cu,cd}, \sigma_c, x, N_c, y_{Nc}, A_s, \varepsilon_s, \sigma_s, N_s$. Для їх визначення використовують систему рівнянь та критерій мінімальності кількості арматури в перерізі, що зазнає дії згинального моменту $M = M_u$ у вигляді умови $A_s(\varepsilon_{cu,cd}) = \min$. У разі, якщо напруження в арматурі досягають межі текучості можна використати наступний алгоритм для визначення A_s :

- підраховують значення коефіцієнта k ;
- визначають $\bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2}$,

- приймають значення $\bar{\alpha}_R$;
- перевіряють умову $\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R$;
- у разі її виконання за відомими k і $\bar{\alpha}_m$ визначають $\bar{\zeta}$;
- обчислюють необхідну площу робочої поздовжньої арматури $A_s = \frac{M}{f_{yd} \bar{\zeta} d}$;
- здійснюють конструювання перерізу.

Між параметрами, що використовуються, існує наступний зв'язок $\bar{\xi} = \frac{\xi}{\omega}$,

$$\bar{\zeta} = 1 - \chi \bar{\xi}, \quad \bar{\alpha}_m = \xi(1 - \chi \bar{\xi}) = \xi \bar{\zeta}, \quad \chi = \frac{\omega - \varphi}{\omega^2}.$$

2.2.4. Розрахунок міцності балки на дію поперечної сили

Для забезпечення міцності за похилою тріщиною на дію поперечної сили виходять із умов рівноваги частини залізобетонного елемента біля опори, що перебуває під дією зовнішніх і внутрішніх сил (рис. 2.25).

$$V \leq V_c + V_{sw} + V_{s,inc}, \quad (2.9)$$

де V – рівнодійна всіх поперечних сил від зовнішнього навантаження, розташованих по один бік від розгляданого похилого перерізу. Значення V приймають у нормальному перерізі, що проходить через найвіддаленіший від опори кінець перерізу, та визначають для рівномірно розподіленого навантаження як

$$V = V_{\max} - cq, \quad (2.10)$$

- де q – рівномірно розподілене навантаження;
- c – проекція небезпечного похилого перерізу на горизонтальну вісь;
- V_c – поперечне зусилля, що сприймається бетоном стиснутої зони в похилому перерізі;
- V_{sw} , $V_{s,inc}$ – поперечні зусилля, котрі сприймаються відповідно поперечними та відігнутими стрижнями, їх визначають як суму проекцій на нормаль до поздовжньої осі елемента зусиль у хомутах і відігнутих стрижнях, які перетинають похилу тріщину.

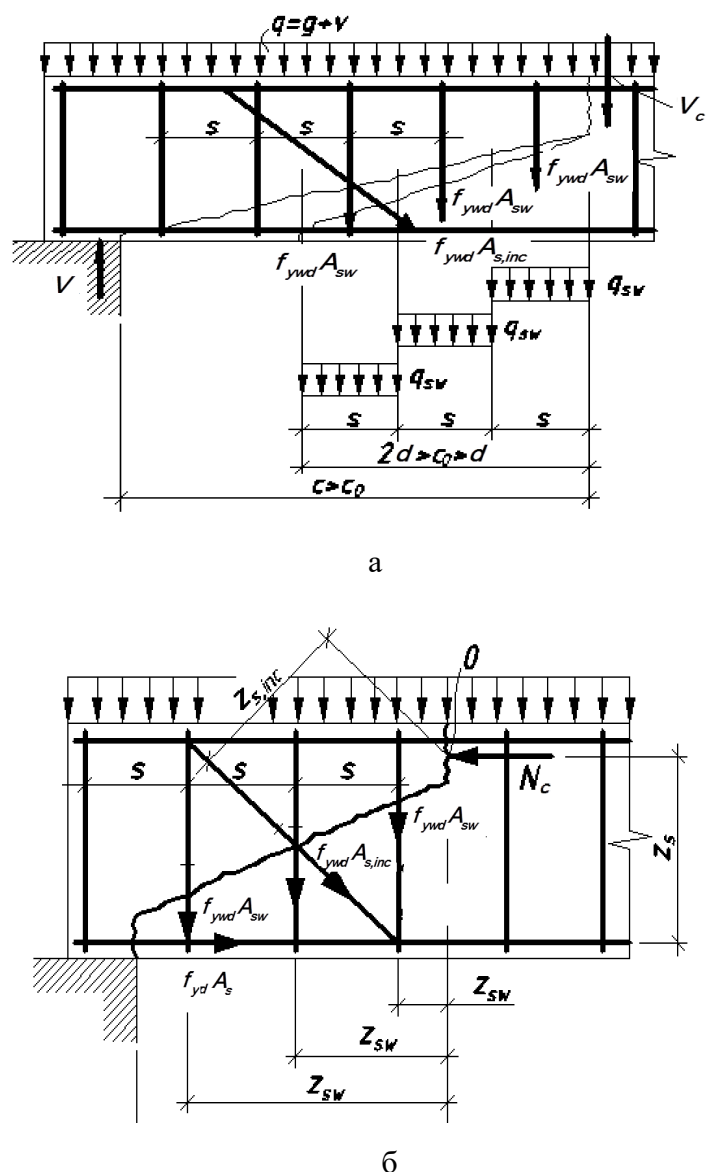


Рис. 2.25. Схема розрахункових зусиль у похилому перерізі:
а – при розрахунках на дію поперечної сили; б – на дію згинального моменту

Обчислюючи $V_c, V_{sw}, V_{s,inc}$, приймають, що в граничному стані напруження в бетоні, поперечній і похилій арматурі досягають граничних значень. Тоді для поперечних стрижнів, нормальних до поздовжньої осі елемента,

$$V_{sw} = \sum f_{ywd} A_{sw}, \quad (2.11)$$

нахилених до поздовжньої осі елемента,

$$V_{s,inc} = \sum f_{ywd} A_{s,inc} \sin \theta, \quad (2.12)$$

де f_{ywd} – розрахунковий опір розтягу поперечної та відігнутої арматури в розрахунках похилих перерізів на міцність;

$A_{sw}, A_{s,inc}$ – площа поперечного перерізу відповідно поперечної та відігнутої арматури, розташованої в одній площині.

У загальному випадку зусилля, котрі сприймає бетон, визначають за емпіричною залежністю

$$V_c = M_c / c, \quad (2.13)$$

де
$$M_c = \varphi_{c2}(1 + \varphi_f) f_{ctd} b d^2, \quad (2.14)$$

тут φ_{c2} – коефіцієнт, приймають відповідно до [167] залежно від виду бетону (для важкого бетону 2); φ_f – коефіцієнт, який ураховує вплив стиснутих поличок таврового перерізу.

Довжину проекції похилого перерізу c визначають таким чином:

– у загальному випадку задаються рядом похилих перерізів з різними значеннями c , які не перевищують відстані від опори до перерізу з максимальним згинальним моментом і величини $(\varphi_{c2} / \varphi_{c3})d$, де φ_{c3} – коефіцієнт, що залежить від виду бетону, приймають згідно з [167] (для важкого бетону дорівнює 0,6); $c_{\max} = 2 / 0,6d = 3,33d$ (для важкого бетону);

– при дії на елемент зосередженого навантаження c приймають таким, що дорівнює відстані від опори до точок прикладання цих сил;

– при дії на елемент рівномірно розподіленого навантаження значення c приймають як $c = \sqrt{\frac{M_c}{q}}$, якщо $q \geq 0,56q_{sw}$, і $c = \sqrt{\frac{M_c}{q + q_{sw}}}$ в іншому випадку.

Зусилля у хомутах підраховується як

$$V_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (2.15)$$

де q_{sw} – зусилля в хомутах, віднесене до одиниці довжини елемента в межах похилої тріщини, $q_{sw} = f_{ywd} A_{sw} / s$, тут s – крок хомутів;

c_0 – довжина проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_c}{q_{sw}}}, \quad (2.16)$$

але не повинно бути більше ніж $2d$, c і менше ніж d .

Необхідність установлення поперечної арматури за розрахунком перевіряють умовами

$$V_{\max} = 2,5 f_{ctd} b d, \quad (2.17)$$

$$V \leq \frac{\varphi_{c4} f_{ctd} b d^2}{c}. \quad (2.18)$$

Величину c обмежують як $c \leq c_{\max} = 2,5d$. При розрахунках елементів, навантажених рівномірно розподіленим навантаженням, за виконання умови

$q \leq \frac{\varphi_{c4} f_{ctd} b}{(c_{\max} / d)^2}$ приймають $c = c_{\max}$, в іншому випадку $c = d \sqrt{\frac{\varphi_{c4} f_{ctd} b}{q}}$, де $\varphi_{c4} = 1,5$ – для важкого бетону.

У разі невиконання хоч би однієї із зазначених умов, поперечну арматуру необхідно розраховувати.

Розрахунок міцності опорної частини плит

Для забезпечення міцності за похилою тріщиною на дію поперечної сили виходять із умов рівноваги частини залізобетонного елемента біля опори, що перебуває під дією зовнішніх і внутрішніх сил (рис. 2.26). В якості зовнішнього навантаження приймається зусилля (R) від плити наступного рівня приведене до одиниці довжини з'єднувального шва між відповідними плитами. За одиницю довжини приймається повна ширина (b) плити наступного рівня або відстань між відігнутими стрижнями (b_{inc}). Зовнішнє зусилля (R) прикладено перпендикулярно до площини опорної ділянки плит, проекції цього зусилля на вертикальну та горизонтальну вісі є (V) та (H), відповідно. Горизонтальне зусилля (H) притискає опорні частини відповідних плит і покращує роботу з'єднання. У подальшому розрахунку в якості розрахункового зусилля, що діє на опорні частини плит прийнято вертикальне зусилля (V).

Утворення похилих тріщин у опорній частині може відбуватись за одним із трьох можливих випадків (рис. 2.26). Перший випадок (I – I) – від місця прикладання зовнішнього середовища і далі до стиснутої зон бетону; другий випадок (II – II) – від місця зміни геометрії бокової поверхні плити; третій випадок (III – III) – від початку вигину похилих стрижнів. Найбільш небезпечним є перший випадок, який і прийнято за розрахунковий.

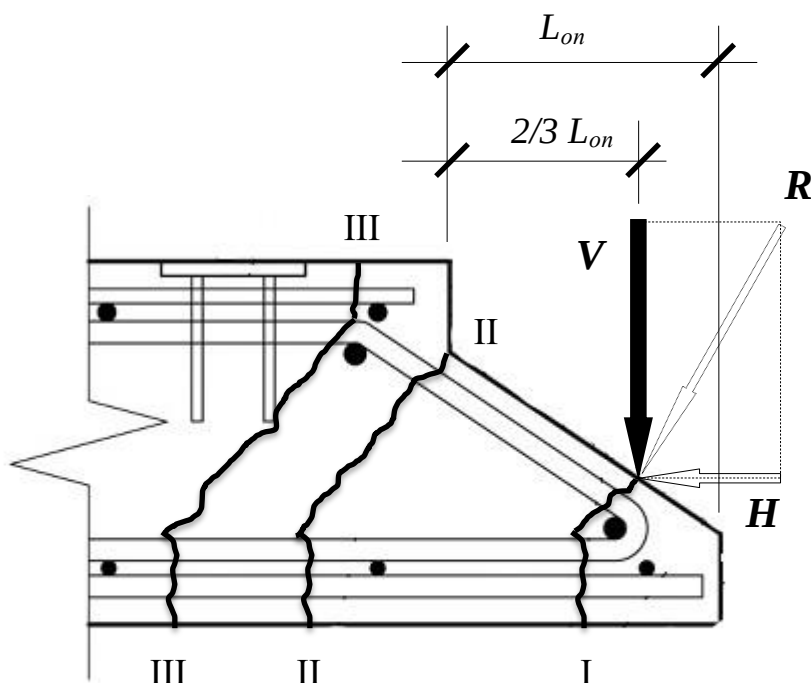


Рис. 2.26. Розрахункова схема опорної частини розроблених плит збірного безбалкового перекриття.

У обраному за розрахунковий випадку утворення похилої тріщини опір зовнішньому зусиллю чинять в основному відігнуті стрижні та стиснутий бетон. Частина стиснутого бетону знаходиться досить близько до краю плити, тому варто вважати, що в опорі беруть участь лише відігнуті стрижні. Тому формула, що встановлює несучу здатність опорної частини плит має вигляд

$$V \leq V_{s,inc}, \quad (2.19)$$

де V – рівнодійна всіх поперечних сил від зовнішнього навантаження, розташованих по один бік від розгляданого похилого перерізу. Значення V визначається за

$$V = V_{\max} - cq, \quad (2.10)$$

де q – рівномірно розподілене навантаження;

c – проекція небезпечного похилого перерізу на горизонтальну вісь;

$V_{s,inc}$ – поперечне зусилля, котре сприймається відігнутими стрижнями, їх визначають як суму проекцій на нормаль до поздовжньої осі елемента зусиль у відігнутих стрижнях, які перетинають похилу тріщину. Величина $V_{s,inc}$, приймається за умови, що в граничному стані напруження в похилій арматурі досягають граничних значень.

2.3. Конструювання елементів збірного безбалкового перекриття

2.3.1. Надколонна плита

З використанням вище наведених положень та за результатами розрахунків запроєктована надколонна плита, схема якої наведена на рис. 2.26. Розміри плити в плані 1200×1200 мм при товщині 220 мм, що дорівнює товщинам між- колонних та пролітних плит. В середній частині плити передбачений отвір з розмірами 410×410 мм для забезпечення можливості її монтажу після установки колони. Цей отвір обрамлений «стаканом» зі сталевих листів товщиною 8 мм для можливості забезпечення надійної сумісної роботи плити й колони та для можливості кріплення поперечної арматури плити. Для забезпечення сумісної роботи з пролітними й міжколонними плитами на поверхні установлюються закладні деталі. По контуру плити передбачені виступи зі скошеними поверхнями для можливості обпирання на них міжколонних та пролітних плит. Передбачено, що ці плити установлюються на свіжо укладений цементний розчин з послідуочим зварюванням закладних деталей.

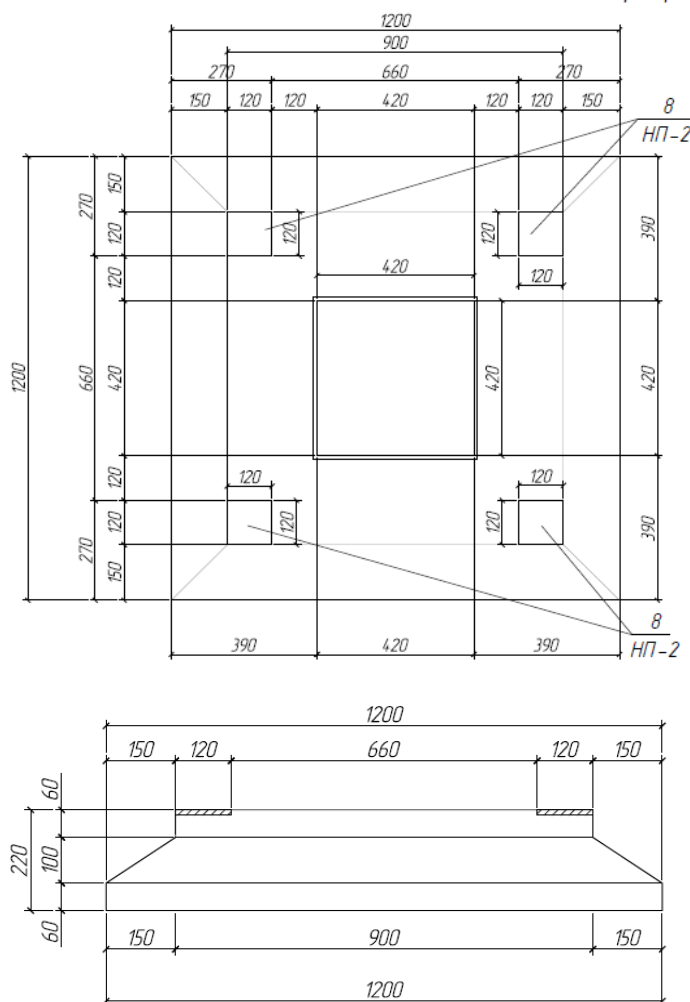


Рис. 2.26. Опалубне креслення надколонної плити
(вид зверху та збоку)

Плита армована робочими стрижнями класу А-Ш та монтажною арматурою діаметром 6 мм. Схема армування плити (вид зверху та переріз) наведені на рис. 2.27.

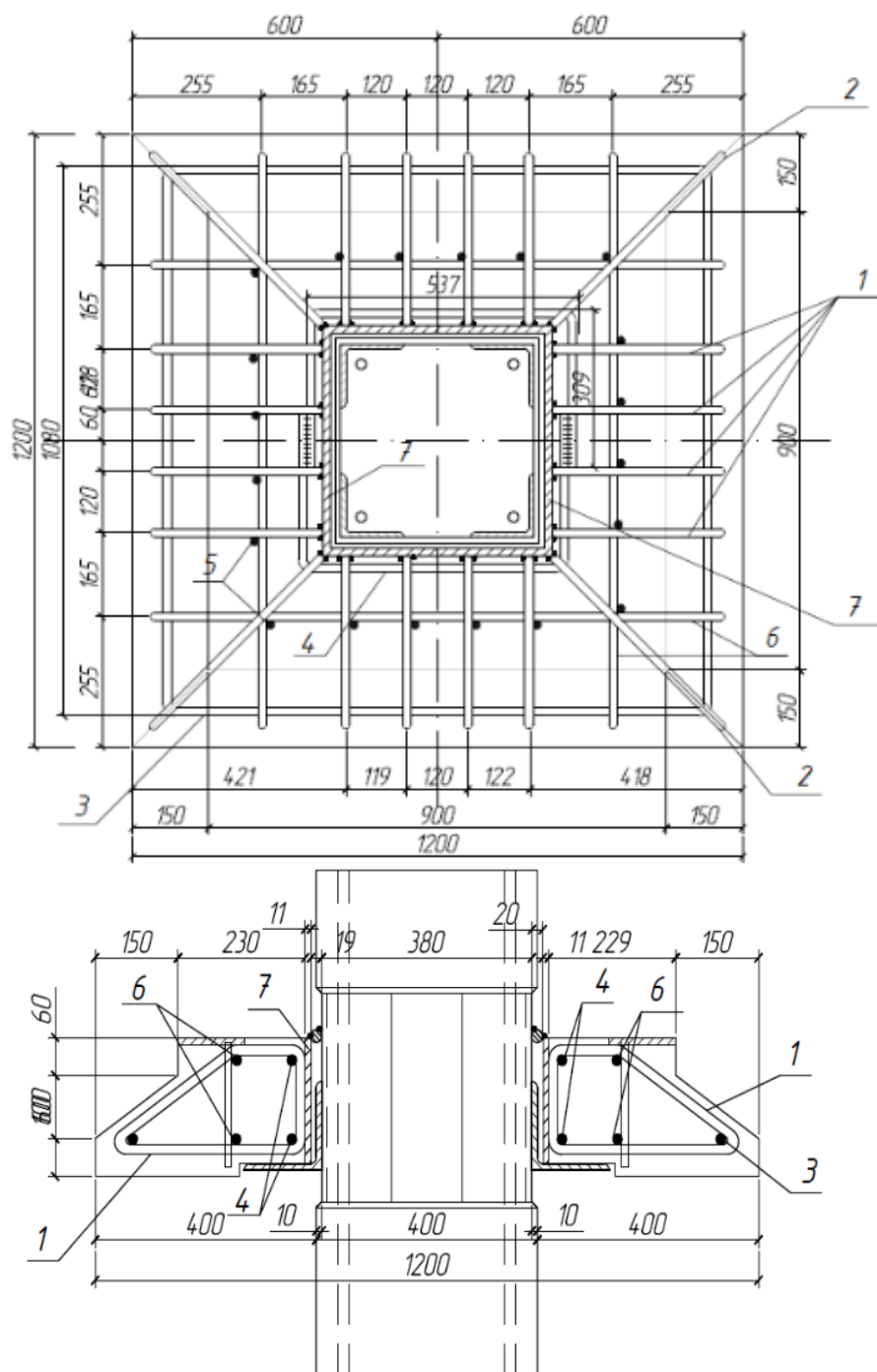


Рис. 2.27. Армування надколонної плити (вид зверху та переріз):

1 – робоча арматура у вигляді хомутів; 2 – робоча арматура у вигляді хомутів по кутам плити; 3, 4, 6 – робоча арматура по верхній та нижній гранях плити; 5 – поперечне армування плити; 7 – сталевий «стакан» по внутрішній поверхні отвору в плиті

Плита розраховувалась на сприйняття власної ваги перекриття та корисного навантаження, що складає 280 кН згідно з існуючими нормативних документами

ДБН та ДСТУ по залізобетонним конструкція [44, 46]. При проектуванні прийнятий бетон класу С 25/30 за міцністю.

2.3.2. Міжколонні плити

Загальний вигляд (опалубне креслення) запроектованої міжколонної плити наведений на рис. 2.28. На міжколонну плиту з обох сторін спираються пролітні плити, тому вона сприймає досить великі навантаження, що й ураховано при її розрахунку. Для можливості обпирання міжколонної плити на надколонну, по торцям передбачені відповідні виступи зі скошеними поверхнями. При монтажі міжколонна плита укладається на цементний розчин, нанесений на відповідні скошені поверхні на надколонній плиті з послідуєчим з'єднанням закладних деталей за допомогою зварювання.

Для можливості обпирання пролітних плит на бокових гранях міжколонної плити передбачені поздовжні полиці зі скошеними поверхнями.

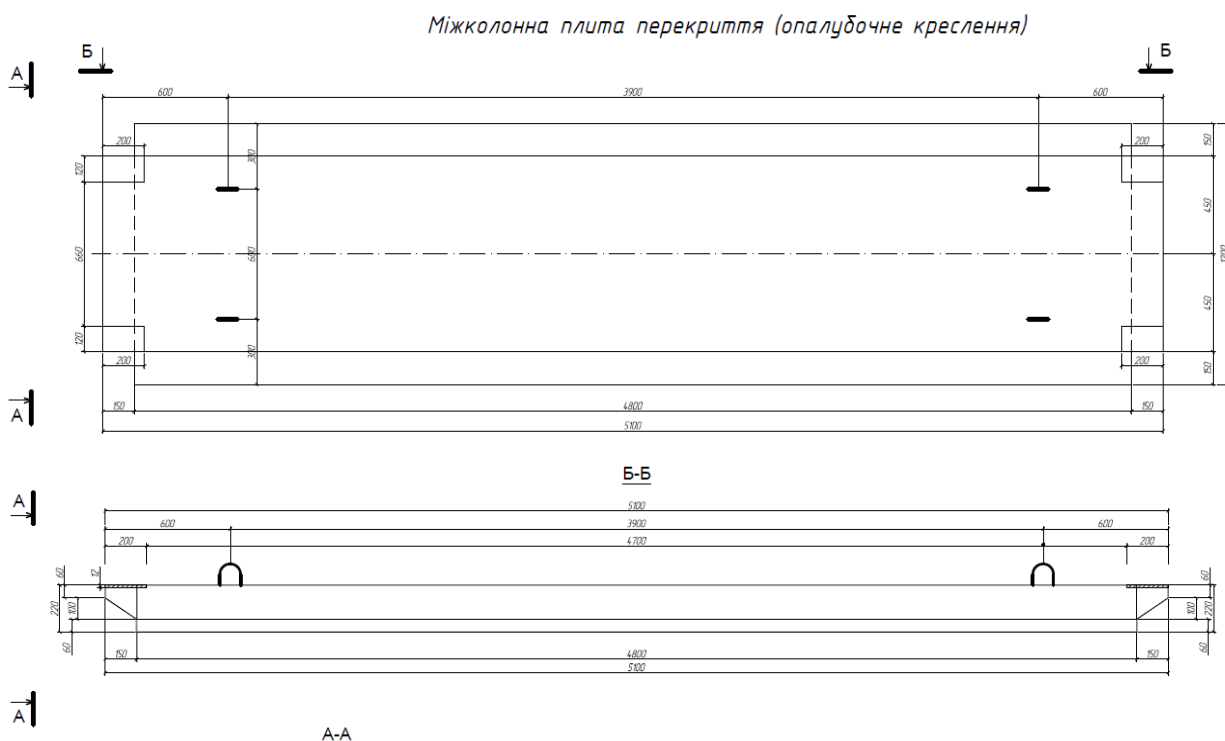


Рис. 2.28. Опалубне креслення міжколонної плити

Загальний вигляд міжколонної плити (вид з торця та збоку) наведений на рис. 2.28. Повна довжина плит 5000 мм, а ширина 1200 мм. Товщина цієї плити прийнята такою ж як і надколонної – 220 мм. На верхній поверхні плити показані закладні деталі для її з'єднання з надколонною та пролітними плитами (рис. 2.29).

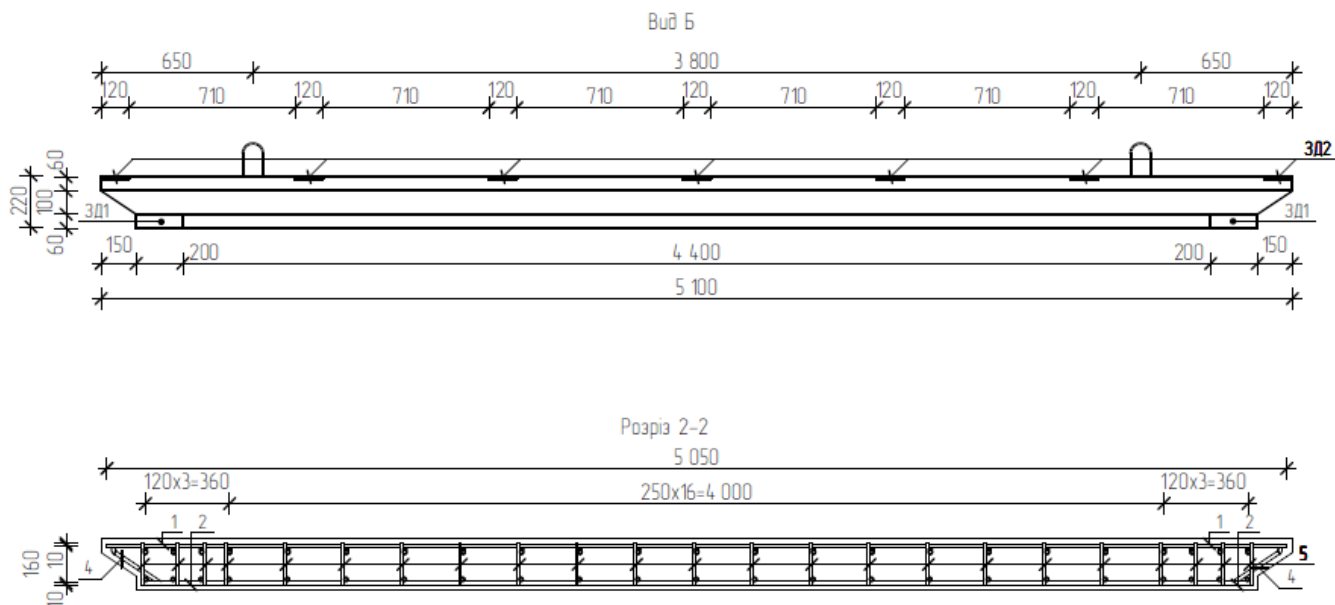


Рис. 2.30. Схема армування міжколонної плити зі скошеними торцевими й боковими поверхнями

2.3.3. Пролітні плити

У якості пролітних плит прийняті модифіковані багатопустотні панелі (рис. 2.31). Їх відмінність від типових рішень полягає в тому, що їх торці скошені для можливості обпирання на міжколонні плити.

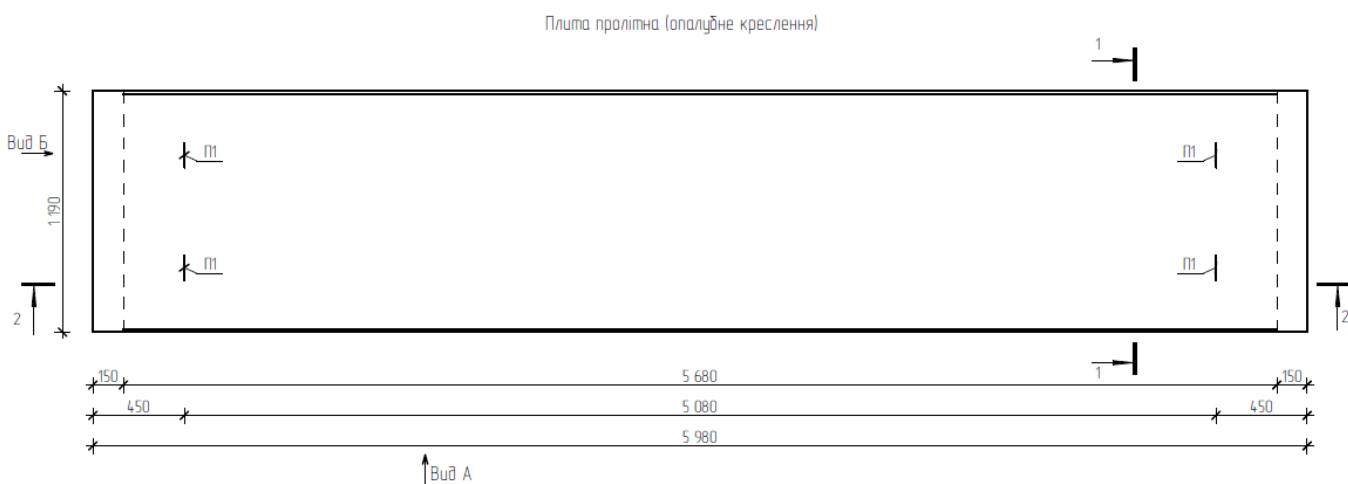


Рис. 2.31. Загальний вигляд багатопустотної пролітної плити.

На рис. 2.32 наведена схема армування пролітної плити. Поздовжнє армування прийняте таке, як і типових рішень, а торці плит підсилені зігнутими арматурними стрижнями, як це показано на рис. 2.11.

2. Головним для запропонованих конструктивних рішень є відносна простота їх виготовлення та зручність монтажу: на відміну від сучасних залізобетонних конструкцій при монтажі не використовується складна опалубка та підтримуючі засоби й риштування, значно спрощуються вузли з'єднання.

3. Установлено, що система конструкції сталезалізобетонного безбалкового перекриття є з найменшою довжиною швів між плитами і складається з міжколонних плит та плит-вставок без використання надколонних та пролітних панелей.

4. Новизна наведених у розділі конструктивних рішень підтверджена патентами України на корисну модель. Створені нові ефективні безбалкові перекриття, а також окремі їх елементи мають ряд безсумнівних переваг, тому для надання обґрунтованих рекомендацій щодо їх проектування та впровадження у будівництво необхідним є проведення експериментальних та теоретичних досліджень.

5. Ураховуючи, що системи безбалкових перекриттів із використанням залізобетонних плит зі сталевим обрамленням та трубобетонних колон достатньо глибоко досліджені, тому в цій роботі ми в основному зосередимося на дослідженні безбалкових перекриттів з використанням круглопустотних плит та залізобетонних колон.

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАПРОПОНОВАНИХ ТИПІВ ЗБІРНИХ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ

Несуча здатність плоского безбалкового перекриття, запропонованого у розділі 2 залежить від міцнісних характеристик використаних матеріалів та геометричних розмірів окремих елементів, а також конструктивного вирішення вузлів з'єднання. Метою проведення експериментальних досліджень є встановлення дійсного напружено-деформованого стану та визначення несучої здатності окремих конструктивних елементів плоского безбалкового перекриття. Відповідно до мети було розроблено програму експериментальних досліджень, яка передбачала випробовування окремих елементів перекриття.

В якості дослідних зразків було обрано повнорозмірні елементи безбалкового перекриття, що дозволило отримати найбільш повноцінну інформацію про їх несучу здатність і деформативність. Програма експериментальних досліджень наведена на рисунку 3.1.

Згідно прийнятої програми експериментальних досліджень було виготовлено три серії дослідних зразків. Характеристики дослідних елементів представлені у таблиці 3.1. Для зразків було використано склади бетонів і арматурні стрижні, що використовуються Світловодським заводом залізобетонних виробів. Товщина всіх залізобетонних плит прийнята 220 мм. Для точного встановлення в проектне положення зразків, на їх поверхні були зроблені спеціальні відмітки. Експериментальні зразки заповнювалися бетоном класу ВС25/30 за міцністю.

Маркування, що наведене в таблиці 3.1 потрібно розшифровувати наступним чином:

- АС1 – арматурні стрижні (робоча арматура) періодичного профілю $\varnothing$ 16 мм;
- АС2 – арматурні стрижні (монтажна арматура) гладкого профілю $\varnothing$ 10 мм;
- ЛС – сталь листова (закладні деталі) товщиною $t = 8$ мм;

Характеристика дослідних зразків

Номер серії	Габаритні розміри, мм		Матеріал	Примітки
	переріз	довжина		
АС1	Ø14	500	Сталь S1	ТОВ «Будаматеріал стандарт контроль», м. Кременчук
АС2	Ø6	500	Сталь S2	ТОВ «Будаматеріал стандарт контроль», м. Кременчук
ЛС	15×8	200	Сталь S3	ТОВ «Будаматеріал стандарт контроль», м. Кременчук
БК1	150×150	150	Бетон	ЗБВ, м. Світловодськ
БК2	150×150	150	Бетон	ЗБВ, м. Світловодськ
БК3	150×150	150	Бетон	ЗБВ, м. Світловодськ
БП1	150×150	600	Бетон	ЗБВ, м. Світловодськ
БП2	150×150	600	Бетон	ЗБВ, м. Світловодськ
БП3	150×150	600	Бетон	ЗБВ, м. Світловодськ
ПНК	220×1200	1200	Бетон, сталі S1, S2, S3	Лабораторія кафедри КМДП, ПолтНТУ
ПМК	220×1200	5100	Бетон, сталі S1, S2	Полігон ЗБВ, м. Світловодськ
ПЗ	220×1190	5980	Бетон , сталі S1, S2	Полігон ЗБВ, м. Світловодськ

БП – бетонні призми 150×150×600 мм;

ПНК – плита надколонна (рис. 3.3);

ПМК – плита міжколонна (рис. 3.4);

ПЗ – плита заповнення (рис. 3.5).

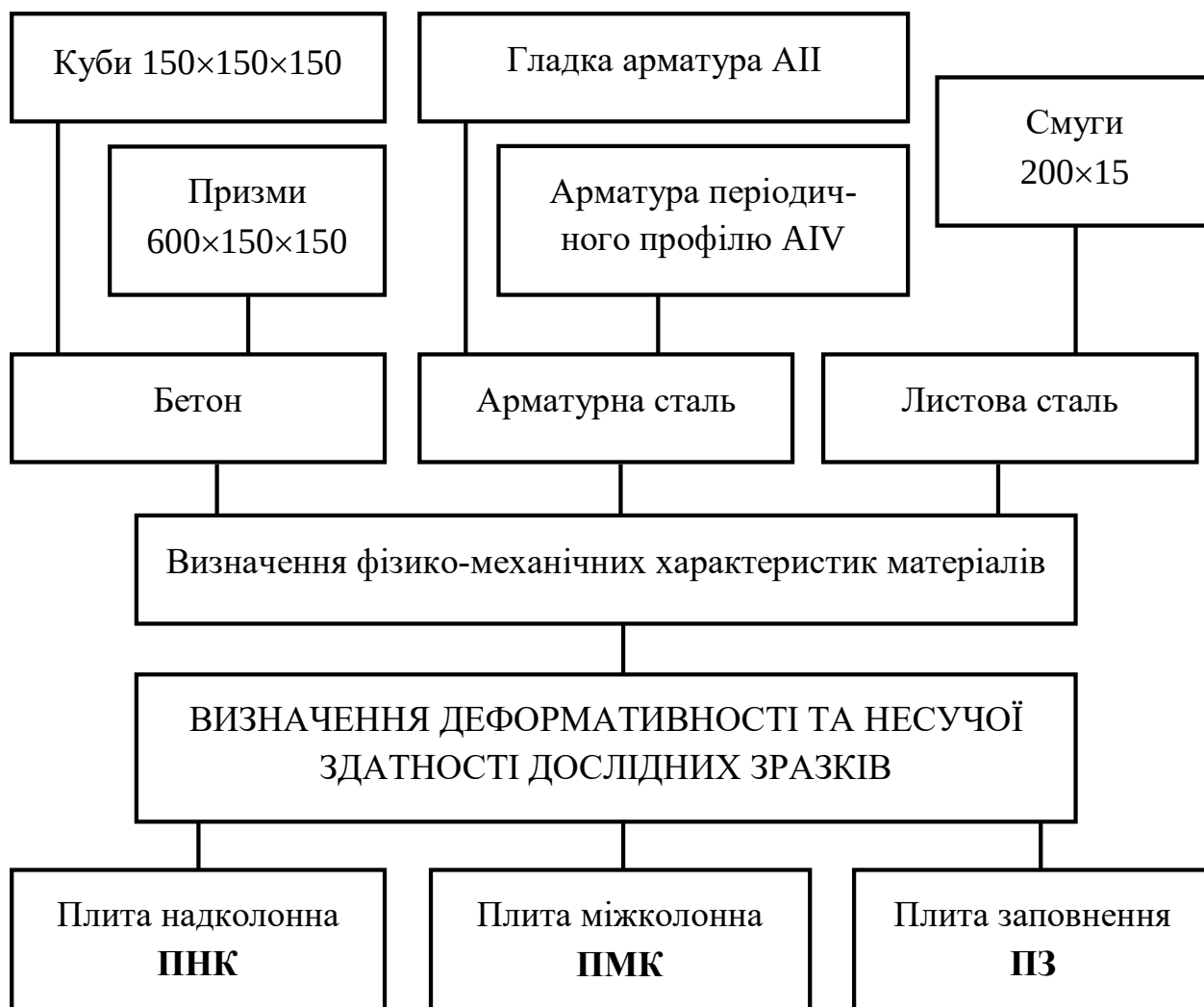


Рис. 3.1. Програма експериментальних досліджень окремих елементів системи базбалкового перекриття.

Випробувані залізобетонні плити мали такі геометричні параметри:

- ПНК – 1200×1200×220 мм;
- ПМК – 5100×1200×220 мм;
- ПЗ – 5980×1190×220 мм.

3.1. Конструкції зразків і технологія їх виготовлення

Для виготовлення дослідних зразків надколонних плит було виготовлено індивідуальну опалубку. Для виготовлення міжколонних плит та плит заповнення використано модернізовану інвентарну опалубку серійних багатопустотних плит.

З використанням вище наведених положень та за результатами розрахунків запроєктована надколонна плита, схема якої наведена на рисунку 3.2, розміри плити в плані 1200×1200 мм при товщині 220 мм, що дорівнює товщинам між-колонних та

плит заповнення. В середній частині плити передбачений отвір з розмірами 410×410 мм для забезпечення можливості її монтажу після установки колони. Цей отвір обрамлений «стаканом» зі сталевих листів товщиною 8 мм. Для забезпечення сумісної роботи з пролітними й міжколонними плитами на поверхні установлені закладні деталі. По контуру плити передбачені виступи зі скошеними поверхнями для можливості обпирання на них міжколонних та пролітних плит. Розрахункове вертикальне навантаження складає 262,7 кН. Бетон класу С25/30. Робоча арматура Ø14...16 АІІ, монтажна – Ø10...12 АІІ.

На рисунку 3.2 наведена схема розподілення корисного навантаження при випробуванні плит перекриття.

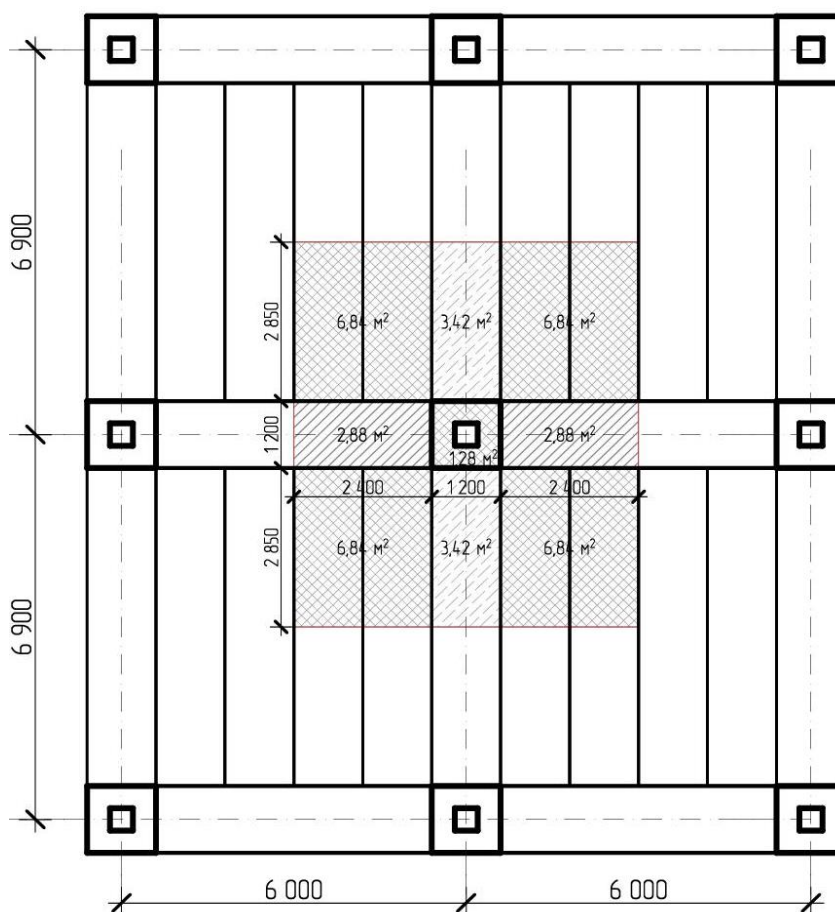


Рис. 3.2. Схема розподілення корисного навантаження на ПНК у складі системи плоского безбалкового перекриття

Сітка колон має регулярний характер із кроком, що дорівнює модульним розмірам: уздовж секції – 6,0 м; поперек секції – 6,0 м.

В якості величини корисного характеристичного навантаження прийнято 2 кН/м², що відповідає навантаженню на перекриття у житлових приміщеннях. При цьому вантажна площа розподілення корисного навантаження для надколонної плити склала $6,0 \times 6,0 = 36,0 \text{ м}^2$. Для міжколоної плити – $6,0 \times 4,8 = 28,8 \text{ м}^2$, а для плит заповнення – $4,8 \times 1,2 = 5,8 \text{ м}^2$.

Величина власної ваги плити залежить від її конструкції (наявність пустот тощо). Так плити заповнення мають пустоти, тому їх відносна вага склала $2,92 \text{ кН/м}^2$, а загальна вага дорівнювала 20 кН , а вага міжколонних та надколонних плит складає $5,28 \text{ кН/м}^2$. До діючого постійного навантаження у вигляді власної ваги плит додається вага конструкції підлоги. Вона склала $1,2 \text{ кН/м}^2$ (звукоізоляція – 6 кг/м^2 та стяжка – 114 кг/м^2). Таким чином, сумарне характеристичне та розрахункове навантаження на плиту заповнення (ПЗ), міжколонну плиту (ПМК) та надколонну плиту (ПНК) склало величини, що наведено у таблиці 3.2.

Таблиця 3.2.

Характеристичне та розрахункове сумарне навантаження на дослідні плити

Навантаження	Тип плити		
	ПЗ	ПМК	МНК
Характеристичне, кН	31,5	187,1	231,8
Розрахункове, кН	42,6	211,1	262,7

На рисунках 3.3 – 3.5 наведено загальний вигляд дослідних плит, а також представлено каркаси із виділенням робочого армування. Так робочі хомути надколонних плит ПМК(рис. 3.3), що підкріплюють опорні ділянки для спирання міжколонних плит, приварюються до внутрішнього сталевого «стакана» квадратного перерізу. У плитах надколонних та плитах заповнення (рис. 3.4 – 3.5) робочі хомути прикріплюються до основного каркасу робочого армування.

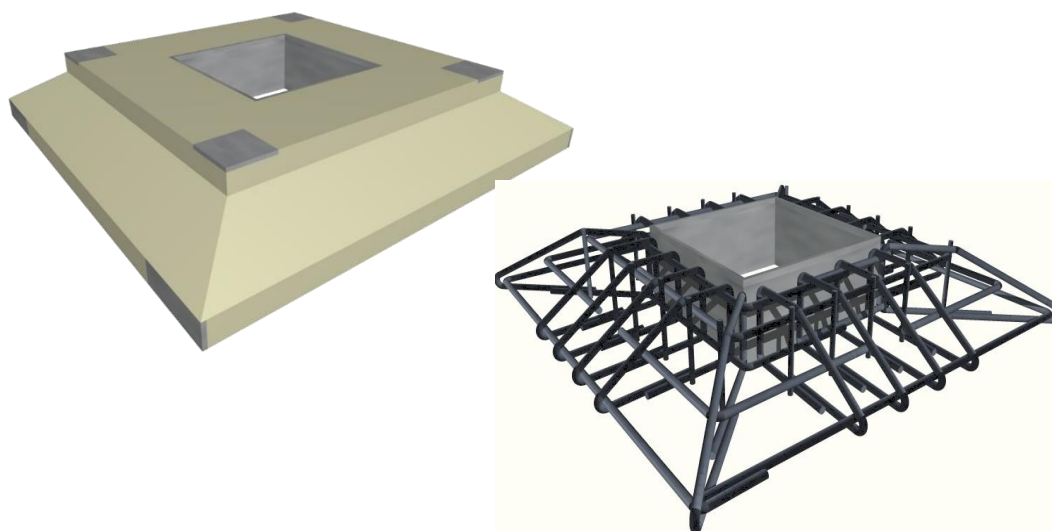


Рис. 3.3. Надколонна плита (ПНК)

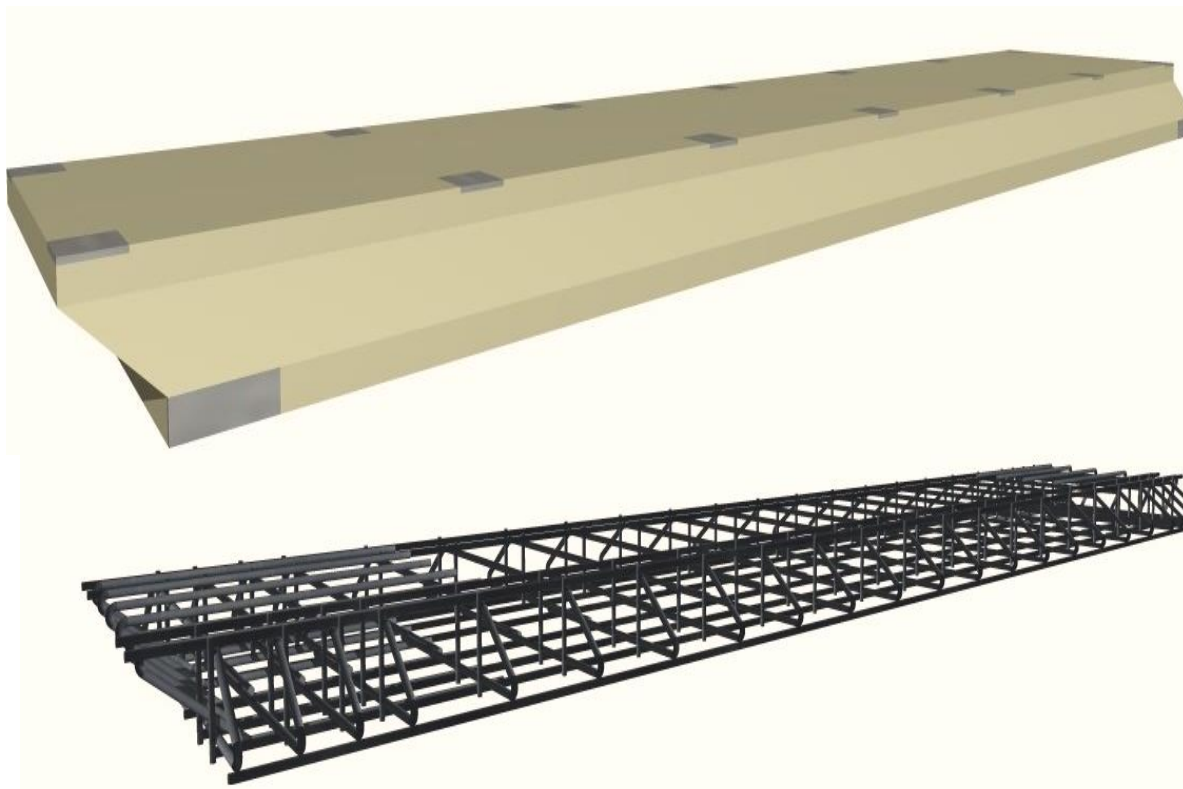


Рис. 3.4. Міжколонна плита (ПМК)

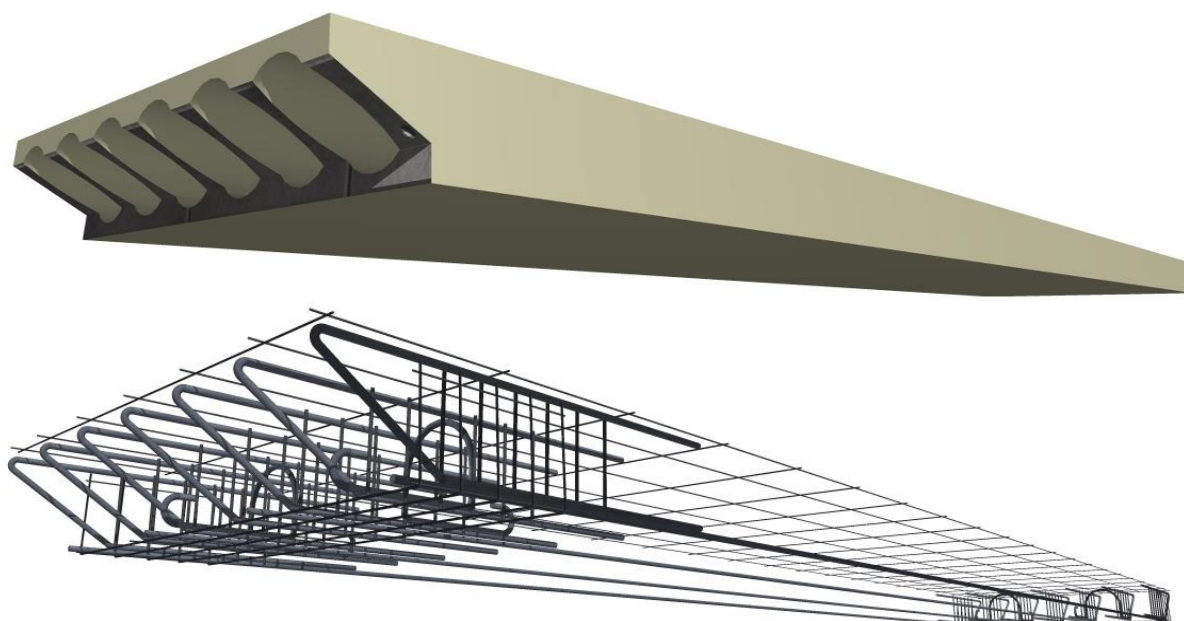


Рис. 3.5. Пролітна плита (ПЗ)

3.2. Методика проведення експерименту

З кожного замісу бетонували по 3 стандартні куби та по 3 стандартні призми. Призми та кубики виготовлялися в металевих збірно – розбірних опалубках. З метою створення для призм і кубиків однакових умов твердіння бетону в дослідних плитах розпалубка виконувалась у віці 28 днів [50].

Методика проведення експериментальних досліджень включає виготовлення додаткового устаткування, вибір силового обладнання та вимірювальні засоби.

Схема армування пристрою, на якому випробувались надколонні плити ПНК, наведена на рисунку 3.6.

На рисунку 3.7 наведено у зібранному вигляді конструкцію опори для надколонних плит ПНК.

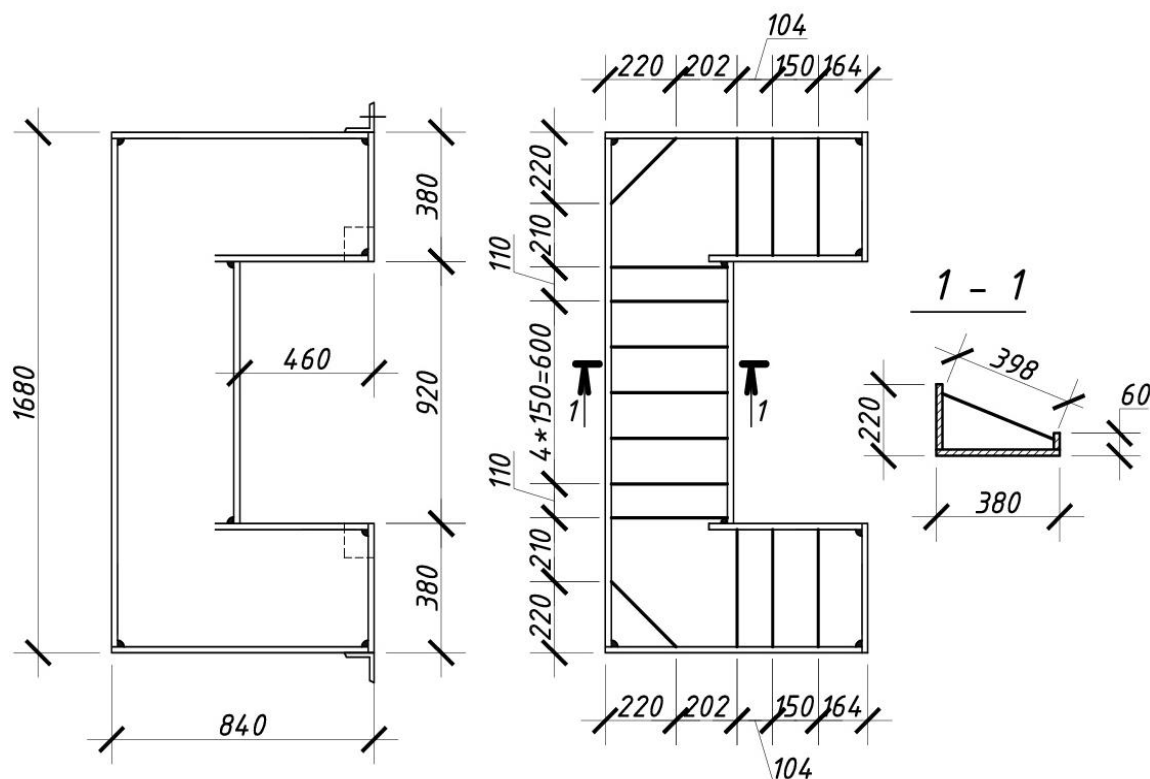


Рис. 3.6. Конструкція пристрою, що імітує місце спирання на дослідних зразках серії ПНК



Рис. 3.7. Пристрій, що є опорою для дослідних зразків серії ПНК

Для імітації спирання надколонної плити було сконструйовано і виготовлено додаткове устаткування (рис. 3.8). Воно представляє собою сталобетонну конструкцію квадратного поперечного перерізу із сталеву консоллю по периметру. Така конструкція імітує частину колони із місцем для спирання надколонної плити. Колонна частина утворена чотирма відрізками рівнополочних кутників $\angle 125 \times 10$ довжиною 400 мм. Внутрішній простір між кутниками заповнено бетоном. З нижнього торця кутники об'єднані сталеву плитою $400 \times 400 \times 12$ мм. На віддалі 180 мм від верхнього торця кутників по периметру закріплена консоль із сталевих кутників $\angle 125 \times 10$. З'єднання сталевих елементів виконано за допомогою електрозварювання.

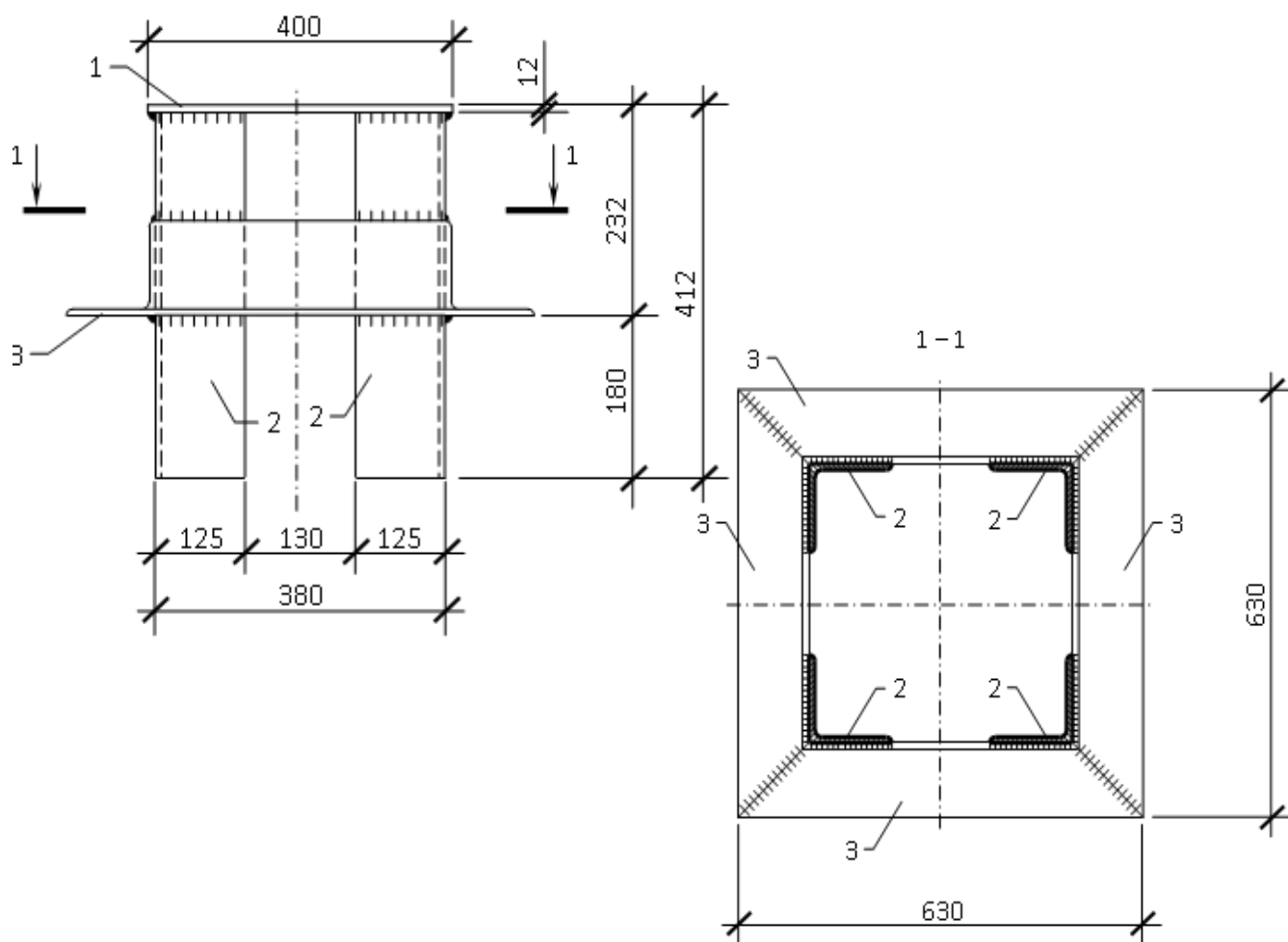


Рис. 3.8. Конструкція пристрою, що імітує місце спирання дослідних зразків серії ПНК:

1 – сталеву плита $400 \times 400 \times 12$; 2 та 3 – кутник 125×10

3.2.1. Надколонні плити (ПНК)

Були випробовувані зразки, схема завантаження яких наведена на рисунку 3.9. На рисунку 3.10 зображено експериментальний зразок розташований в дослідній установці. Зразки випробовувалися після досягнення бетоном проектної міцності, але не раніше, ніж на 28 добу. Випробування зразків відбувалося на спеціально виготовленій установці в лабораторії кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (рис. 3.9). Устаткування складається із гідравлічної установки потужністю 300 кН та несучої балки. Остання через систему двох тяжів зафіксована від вертикальних переміщень шляхом з'єднання із силовим полом лабораторії. Зусилля на плиту ПНК передавалися через попередньо встановлений домкрат.



Рис. 3.9. Гідравлічна системи та розподільні елементи силового полу на дослідних зразках серії ПНК

Завантаження здійснювалося ступенями по $0,1$ від передбачуваного теоретичним розрахунком руйнуючого навантаження N . Кожна ступінь завантаження витримувалась не менше 5 хв. На всіх ступенях вимірювалися відносні та абсолютні деформації. Вимірювання деформацій здійснювалося двома методами: за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки $0,01$ мм на базі 200 мм та електротензометричним методом (рис. 3. 13). База електротензорезисторів складала

50 мм. Для тензометричних випробувань використовувався автоматичний вимірювач деформацій ВНП-8, точність вимірювань якого становить 1×10^{-5} .



Рис.3.10. Схема розташування вимірювальних приладів на дослідних зразках серії ПНК

На всіх зразках для визначення відносних деформацій на верхній частині встановлені індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм на базі 200мм паралельно поздовжній осі між опорними площинами. Індикатори кріпилися за допомогою спеціально виготовлених кронштейнів. Кронштейни вкручувалися в раніше приварені гайки М8. Схема розміщення вимірювальних пристроїв подана на рисунках 3.11 – 3.12.



Рис. 3.11. Схема розташування індикаторів годинникового типу на дослідних зразках серії ПНК

Місця розташування електротензорезисторів зачищались до дзеркального блиску, обезжирювалося ацетоном й ґрунтувалося клеєм БФ-2. Через 24 години виконувалось наклеювання електротензорезисторів.

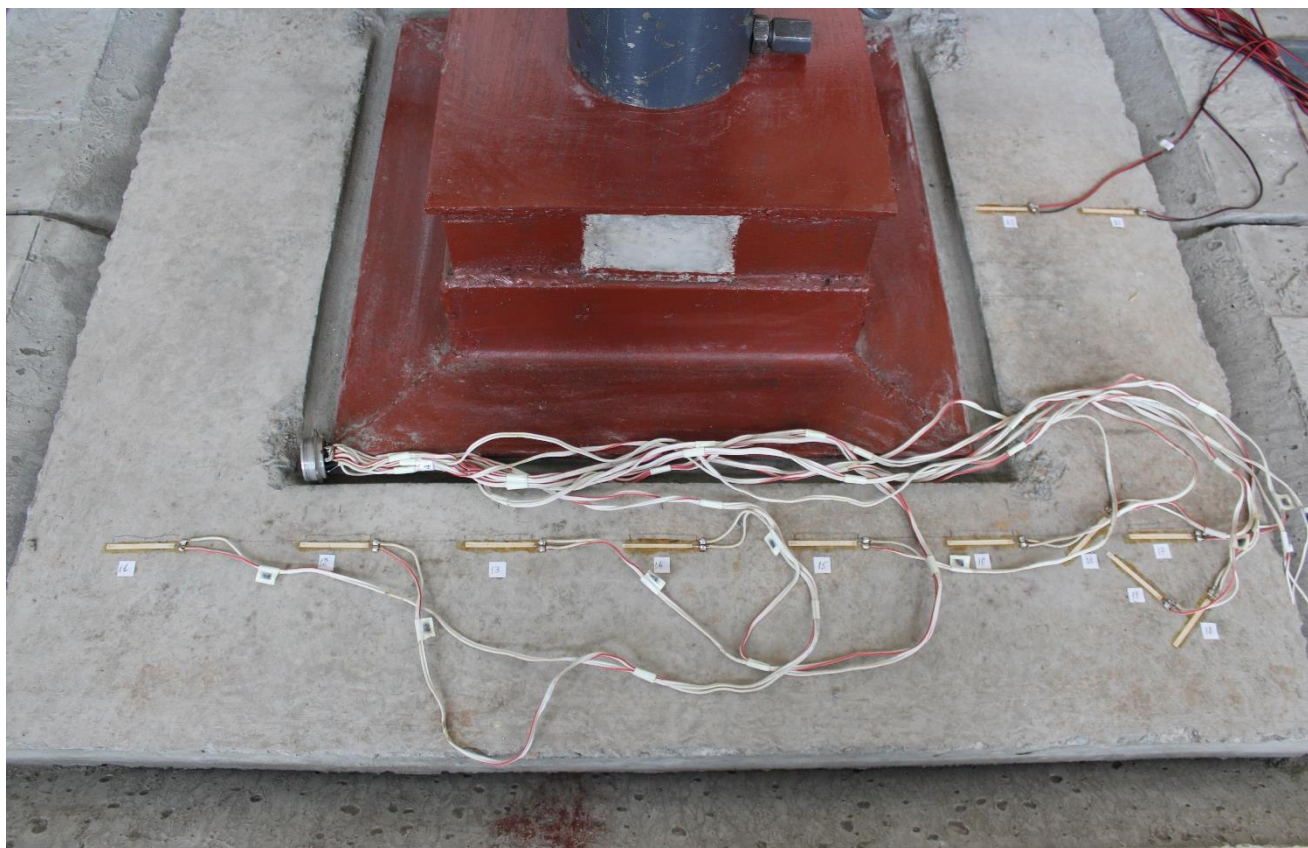


Рис. 3.12. Схема розташування електротензорезисторів на плитах ПНК
Схема розташування електротензорезисторів наведено на рисунку 3.13.

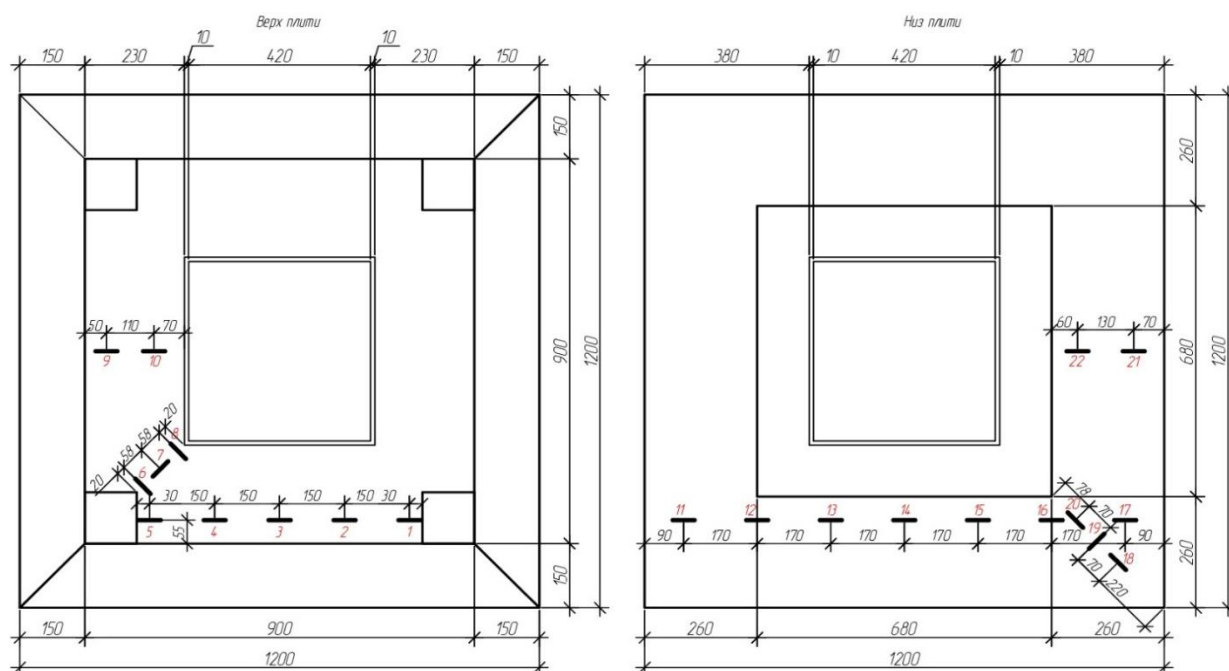


Рис. 3.13. Схема розташування електротензорезисторів на плитах ПНК

Для запобігання замикання вихідних контактів спочатку наклеювались квадрати діелектричної бумаги, потім на поверхню, що склеюється наносився шар клею БФ-2 і витримувався до моменту склеювання. Датчик щільно притискався до труби і пригладжувався через кальку.

Електротензорезистори наклеювались на заґрунтовану поверхню з подальшою витримкою до повної полімеризації клею. Перед наклеюванням електротензорезистори перевірялися на роботоздатність.

Зразки, підготовлені до випробування наведені на рисунку 3.14.

3.2.2. Міжколонні плити (ПМК) та плити заповнення (ПЗ)

Міжколонні і пролітні плити, креслення яких наведені в Розділі 2, були виготовлені й випробувані на базі заводу залізобетонних виробів м. Світловодська. Для контролю деформування застосовувалась фотограмметрична методика. На зачищену поверхню дослідних зразків наклеювались марки. Візирні марки друкувалися на звичайному папері. Вони виконувалися у вигляді двох перпендикулярних чорних смуг. Маркувальний знак є сукупністю трьох елементів: внутрішнє перехрестя; два перпендикулярні проміні; чотири Г-подібні лінії - розпізнавальний знак. Центральне перехрестя має поворот на 30° навколо геометричного центра маркувального знаку в площині паперу.





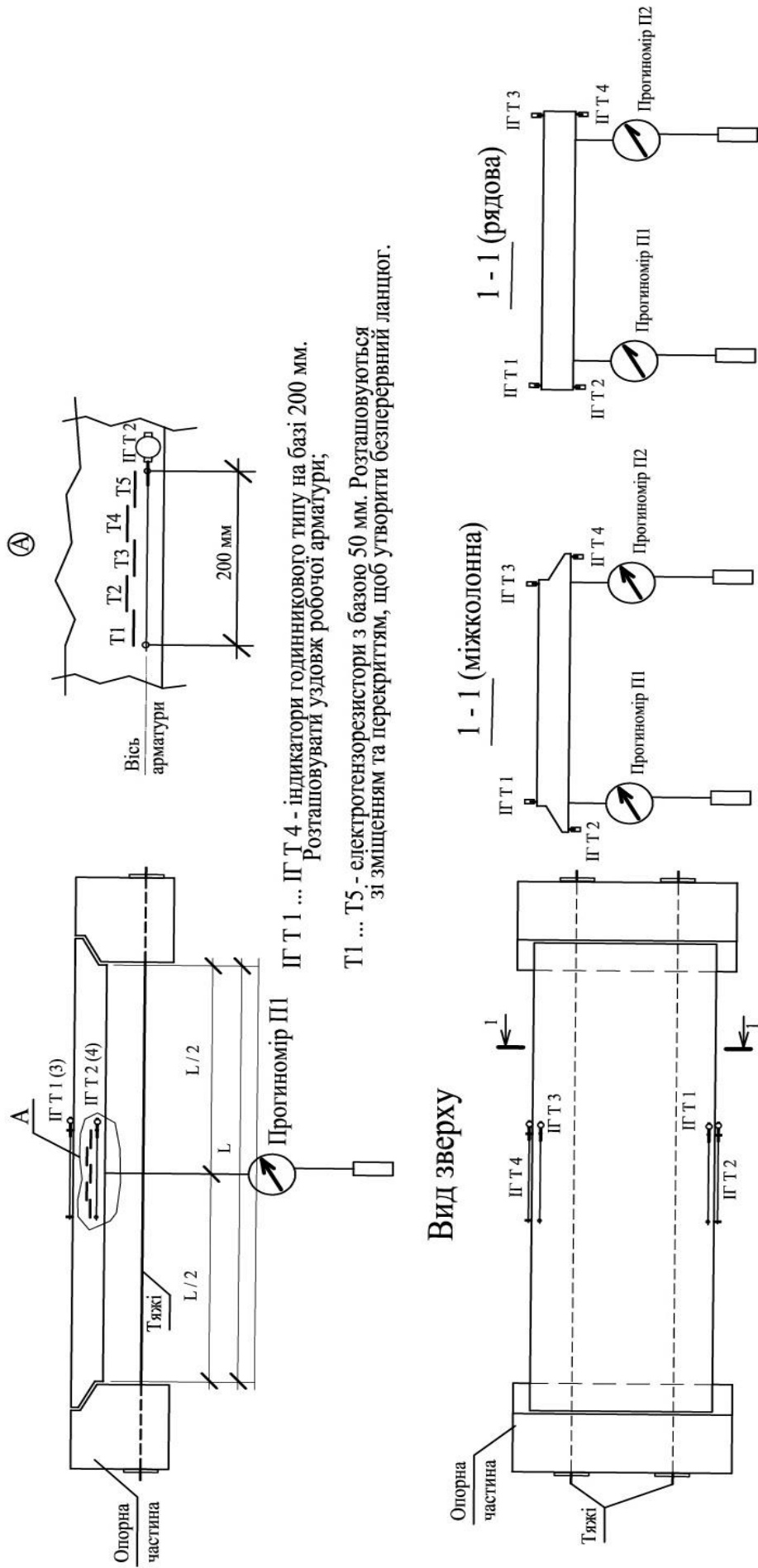
Рис. 3.14. Дослідна конструкція надколонної плити (ПНК) у зборі

На рисунку 3. 15 зображені дослідні плити, на яких наклеяні за допомогою клею БФ-2 вимірювальні марки. Маркувальні знаки використовувались для підвищення точності визначення положення контрольних і характерних точок на фотознімках. Фотографічний метод викликає інтерес і є перспективним в першу чергу, тому що це безконтактний спосіб визначення деформації тіл. Суть методу полягає у вимірюванні дослідного зразка до і після деформації між точковими мітками, які в нашому випадкові були маркувальними знаками. В даному методі фотографування марок здійснювалось на відстані, тому відпадає необхідність в безпосередньому контакті приладів з тілом, а також суттєвим позитивним методом є вимірювання деформацій віддалених або складних за формою тіл.

На рисунку 3.16 зображено схему розташування вимірювальних засобів на поверхні дослідних зразків міжколонної та пролітної плит серій, відповідно ПМК та ПЗ.



Рис. 3.15. Дослідні конструкції міжколоної та пролітної плит із нанесеними фотограмметричними маркувальними знаками



ІГ Т 1 ... ІГ Т 4 - індикатори годинникового типу на базі 200 мм.
Розташовувати уздовж робочої арматури;

Т1 ... Т5 - електротензорезистори з базою 50 мм. Розташовуються
зі зміщенням та перекриттям, щоб утворити безперервний ланцюг.

Рис. 3. 16 Розташування вимірювальних приладів на міжколонній (ІМК) та пролітній (ІП) плитках

Для можливості монтажу в робоче положення дослідних зразків міжколонних (ПМК) та пролітних (ПЗ) плит було виготовлено два бетонні блоки зі зрізаним одним верхнім ребром. Щоб запобігти переміщенню під час завантаження ці блоки-опори з'єднувались двома сталевими тяжами. Останні було пропущено у заздалегідь утворених отворах (рис. 3.17).



Рис. 3.17. Опорні блоки для випробовування плит серій ПМК та ПЗ

В якості корисного завантаження дослідних плит серії ПМК використовувались інвентарні вантажні блоки із каліброваною вагою 1,96 тонни. Га-баритні розміри таких блоків складали $600 \times 600 \times 2200$ мм. Для завантаження дослідних плит серії ПЗ використовувались інвентарні вантажні блоки із каліброваною вагою від 270 кг до 294 кг із габаритними розмірами $300 \times 300 \times 1200$ мм.

На рисунках 3.18 – 3.19 зображено плити серій ПМК та ПЗ під час випробовування під корисним навантаженням від інвентарних блоків.

3.3. Фізико-механічні характеристики прийнятих матеріалів

Для виготовлення експериментальних зразків використовувалися: сталеві арматурні стрижні періодичного профілю; сталеві стрижні гладкого профілю; листова сталь [108]; важкий бетон [15]. Зразки виготовлялись на обладнанні Світловодського заводу залізобетонних виробів.



Рис. 3. 1.8 Міжколонна плита (ПМК) під час випробування



Рис. 3.19. Пролітна плита (ПЗ) під час випробування

Визначення фізико-механічних властивостей сталі проводилося згідно [108] шляхом випробування 3 стандартних поздовжніх зразків у вигляді обрізків стрижнів (рис. 3.20). Ширина b_0 та товщина a_0 зразків була заміряна в трьох місцях (в середині та по краях робочої частини). За середніми з отриманих значень обчислюється площа поперечного перерізу. Ширина робочої частини зразка була прийнята рівною $b_0 = 10 \text{ мм}$, початкова розрахункова довжина $l_0 = 5,65\sqrt{F_0}$, а робоча довжина $l_p = l_0 + 2\sqrt{F_0}$.

Для перерахунку відносного подовження після розриву δ з віднесенням місця розриву до середини та визначення відносного рівномірного подовження δ_p по всій робочій довжині зразка були нанесені риси через кожні 10 мм.

На зразки електротензорезистори наклеювалися в двох точках у поздовжньому напрямку. Сталеві смуги випробовувалися на універсальній випробувальній машині Р-5, ГМС-50, а відрізки арматури на пресі ПСУ-250.

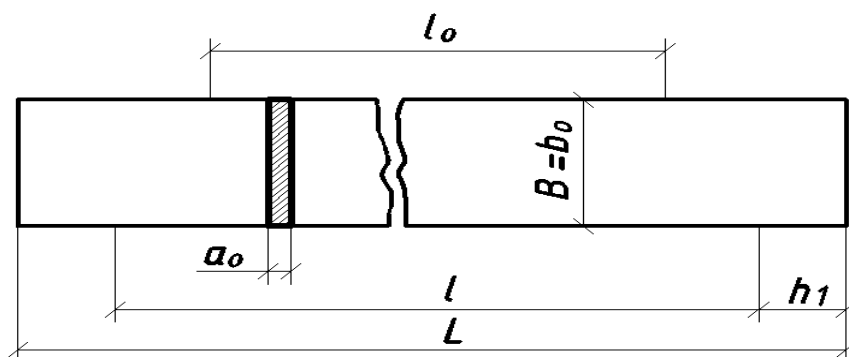


Рис. 3.20. Стандартні смуги для визначення фізико-механічних властивостей сталі

Фізико-механічні характеристики σ_y , σ_u та E_s визначалися згідно ГОСТ 10006–80 та ГОСТ 1497-84. Модуль пружності сталі визначався за діаграмою $\sigma - \varepsilon$. Модуль пружності сталі $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ (табл. 3.2).

Для виготовлення експериментальних зразків використовувалися стрижневу арматуру класу AIV та важкий бетон класу C25/30. Бетон було виготовлено в умовах бетонно-розчинного вузла Світловодського ЗБК.

Підбір складу бетонної суміші відбувався згідно ДСТУ Б В.2.7-215:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу.

Фізико-механічні характеристики сталі

№ зразка	A_{so} , мм ²	Межа текучості σ_y , МПа	Межа тимчасового опору σ_u , МПа	Відношення σ_y / σ_u	Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$, МПа	Рівномірне відносне подовження δ , ‰
1	54,6	410,55	517,22	0,79	2,12	10

Бетон був виготовлений на основі цементного в'язучого. В якості в'язучого використано портландцемент ПЦ І-500 Н загально-будівельного призначення (Евроцемент) м. Балаклея, який має насипну густину $\rho_n = 1300 \text{ кг/м}^3$ та істину густину $\rho_a = 3,1 \text{ г/см}^3$. Початок тужавіння цементу 105 хв, а кінець – 4,5 год від початку замішування. [18].

Склад бетонної суміші наведений у таблиці 3.3.

Таблиця 3.3.

Склад бетонної суміші

№	Призмova міцність	Склад бетону, кг/м ³				В/Ц
		щебінь	пісок	цемент	вода	
1	18,5	1216	508	225	120	0,48

Для виготовлення важкого бетону використовувався портландцемент М500. Склад бетонної суміші на 1 м³ наступний: цемент – 225 кг, щебінь фракцій 10-20 мм – 1216 кг, пісок дрібний – 508 кг, водоцементне відношення – 0,98. Бетонна суміш ущільнювалась на штатному вібростолі. При приготуванні бетону використовувався гранітний щебінь фракції 10 – 20 мм. Застосований кар'єрний пісок, отриманий в Полтавській області.

Для визначення фізико-механічних властивостей бетону було виготовлено 6 стандартних бетонних кубів розмірами 150×150×150 мм та 3 стандартні призми розмірами 150×150×600 мм.

Перед використанням форм їх внутрішні поверхні були покриті тонким шаром змазки, яка не залишає плям на поверхні зразків і не впливає на властивості поверхневого шару бетону. Після остаточного укладання та ущільнення бетонної суміші в форми верхня поверхня зразка була заглажена кельмою. Перед випробуванням зразки були візуально оглянуто для встановлення наявності дефектів у вигляді відколів ребр, раковин та сторонніх включень. Напливи бетону на ребрах опорних граней зразків були видалені напильником.

Опорні грані відформованих зразків-кубів, які призначені для випробування на стиск, вибиралися таким чином, щоб стискаюча сила при випробуванні була направлена паралельно шарам укладання бетонної суміші в форми. Відхилення від перпендикулярності суміжних граней зразків-кубів та призм були перевірені,

виявлені невідповідності були виправлені шляхом вирівнювання опорних граней шліфуванням. Якість виготовлення контрольних зразків можна визнати задовільною, що характеризується незначною мінливістю площі їх перерізу.

Випробування бетонних кубів і призм проводилося на гідравлічному пресі в лабораторії діючого заводу залізобетонних виробів (м. Світловодськ). Усі контрольні зразки однієї серії були випробувані в розрахунковому віці на протязі 1 години. За руйнуюче навантаження приймалося максимальне зусилля, яке було досягнуте в процесі випробування.

За результатами лабораторних випробувань отримано механічні характеристики бетону. Кубикова міцність контрольних зразків становила $f_{ck,cube} = 23,9$ МПа, призмове – $f_{ck,prism} = 18,6$ МПа, початковий модуль пружності бетону $E_{ck} = 24,8$ ГПа, коефіцієнт поперечної деформації – $\nu = 0.19$. На рисунку 3.21 наведено діаграму роботи бетону.

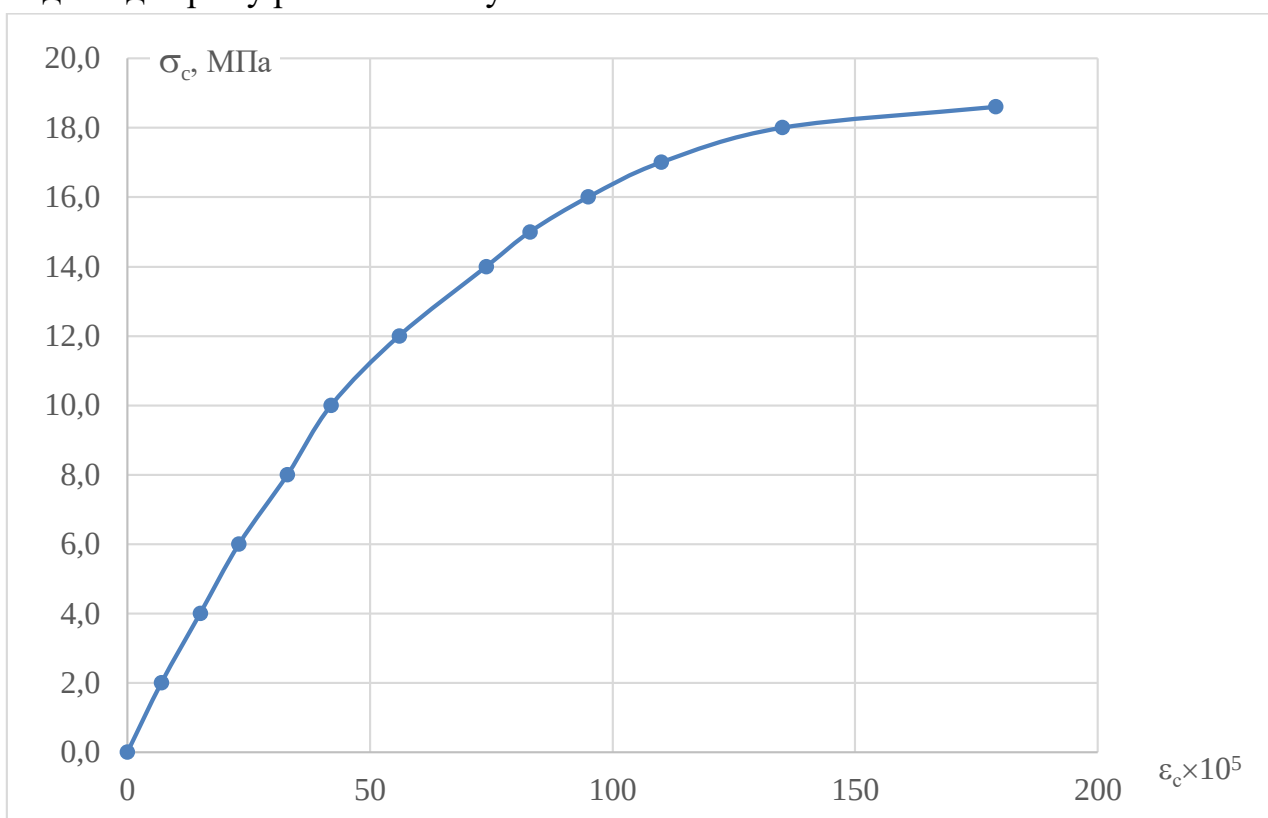


Рис. 3.21 Діаграма роботи бетону дослідних конструкцій

Визначення фізико-механічних властивостей сталі проводилося шляхом випробування 3 стандартних поздовжніх зразків у вигляді стрижнів.

На відрізки арматури наклеювалися електротензорезистори з двох протилежних сторін. Підготовлені стрижні випробовувалися на універсальній випробувальній машині на розтяг.

Напруження, які відповідали межі плинності і тимчасовому опору матеріалу, визначалися по діаграмі $\sigma - \varepsilon$. За опір сталі σ_y і σ_u приймалося середнє значення браковочного мінімуму випробуваних зразків. Фізико-механічні характеристики σ_y , σ_u та E_s визначалися згідно [108]. Модуль пружності сталі визначався за діаграмою, $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

3.4. результати експериментальних досліджень та їх аналіз

3.4.1. Надколонні плити (НП)

На рисунку 3.21 наведено графіки, що відображають зміну відносних деформацій найбільш розтягнутих (точки 1 – 5) та найбільш стиснутих (точки 11 – 17) волокон плити ПНК. Виміряно величини деформацій за показниками електротензорезисторів, ланцюги яких розташовано у перерізі між опорними поверхнями. За наведеними графіками можна бачити, що деформації розтягу на верхній грані плити ПНК нарастають швидше ніж деформації стиснення (нижньої грані). При цьому відбувається затухання стискаючих (11 – 17) деформацій до місця спирання дослідних зразків на опорну раму. Це підтверджує припущення про передачу навантаження від міжколонних (ПМК) та пролітних (ПЗ) плит за принципом «лінійного шарніру».

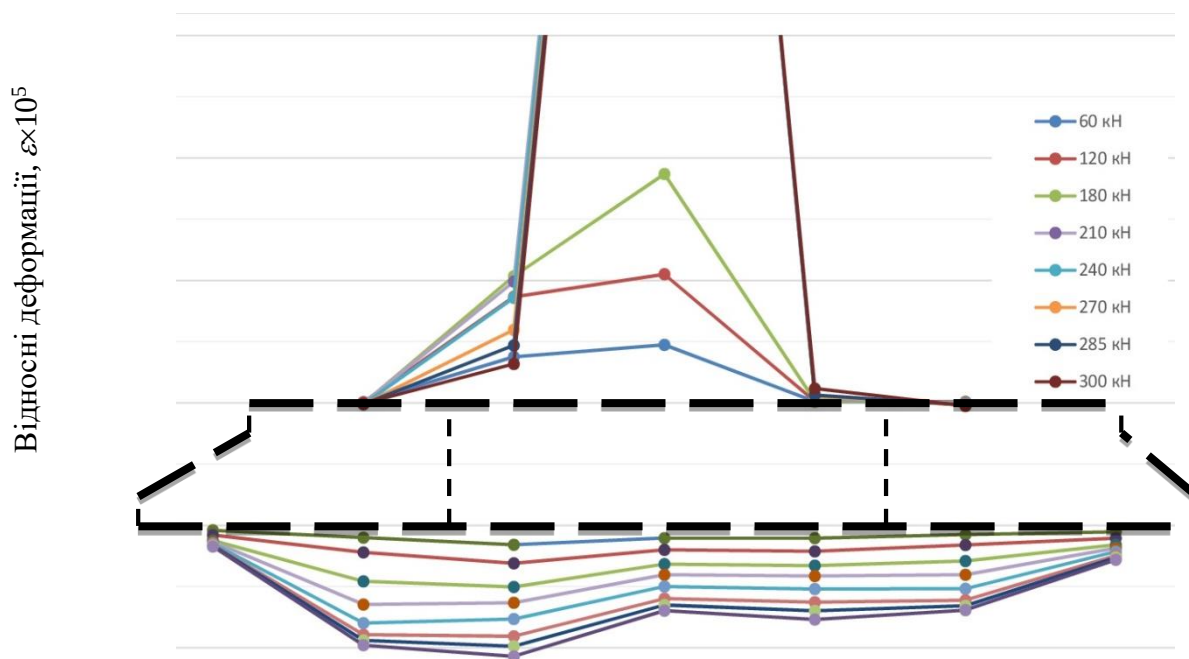


Рис. 3.21. Розподіл відносних деформацій на верхній (1 – 5) та нижній (11 – 17) поверхні зразок серії ПНК залежно від величини корисного навантаження

Хоч явного руйнування дослідного зразка надколонної плити не було виявлено, слід звернути увагу на лавиноподібне наростання розтягуючих деформацій у місці розташування електротензорезистора №3. При величині сумарного навантаження 210 кН даний електротензорезистор виключився з роботи.

У цей момент почалось інтенсивне розкриватися поперечні тріщини. Після зняття зовнішнього навантаження їх береги повернулись на місця, але повністю тріщини не закрились. Розподіл утворених тріщин можна бачити на рисунку 3.22. Глибина розкриття тріщин склала майже половину висоти перерізу плити ПНК.



Рис. 3.22. Розподіл тріщин на верхній розтягнутій поверхні зразок серії ПНК

Цікавим є розподіл деформацій на краях плити ПНК. Величини стискаючих (т. 11 та т. 17) і розтягуючих (т. 1 та т. 5) деформацій протягом усього завантаження наближені до нульових значень. Але у цьому місці передається навантаження у вигляді опорної реакції. Тому можна зробити висновок, що визначальними зусиллями для розрахунку опорної частини плити ПНК є величина зрізаючого зусилля.

На рисунку 3.23 наведено графіки зміни відносних деформацій електротензорезисторів 1 – 5 та 11 – 17 від величини зовнішнього навантаження. На цих графіках найвиразнішою є лінія, що належить електротензорезистору №3. Він розташований у розтягнутій зоні, по-середині прольоту. Так при досягненні величини навантаження у 190 кН відбулось явище «текучості». Можна зробити висновок, що у цьому місці робоче армування досягло межі плинності. Підтвердженням цього є зменшення деформацій електротензорезисторів №2 та №4. Беручи до уваги особливості армування дослідної плити ПНК можна говорити про перерозподіл внутрішніх зусиль із лінійних елементів робочого армування на кільцеві.

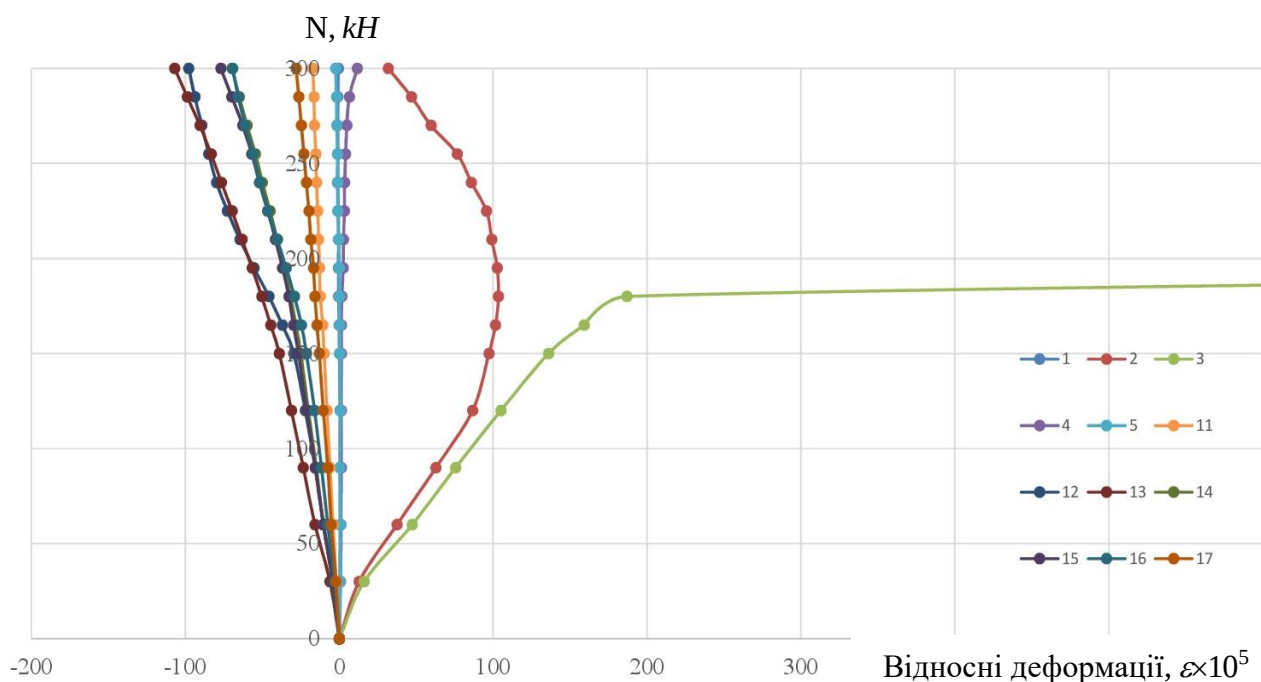


Рис. 3. 23. Розподіл відносних деформацій за електротензорезисторами 1 – 5 та 11 – 17 на поверхні зразка серії ПНК залежно від величини корисного навантаження

На рисунку 3.24 наведено графіки, що відображають зміну відносних деформацій розтягнутих (електротензорезистор 7) та стиснутих (електротензорезистори 18 і 20) волокон плити ПНК. Ці електротензорезистори розташовані у діагональному напрямі. Слід констатувати, що зростання деформацій розтягу (електротензорезистор 7) є більш інтенсивне, ніж деформацій стиску (електротензорезистори 18 та 20). При величині зовнішнього зусилля у 210 кН електротензорезистор, закріплений у точці 7 розірвався і вийшов з ладу. Але при цьому конструкція дослідної плити ПНК продовжувала сприймати зовнішнє зусилля, яке продовжувало зростати.

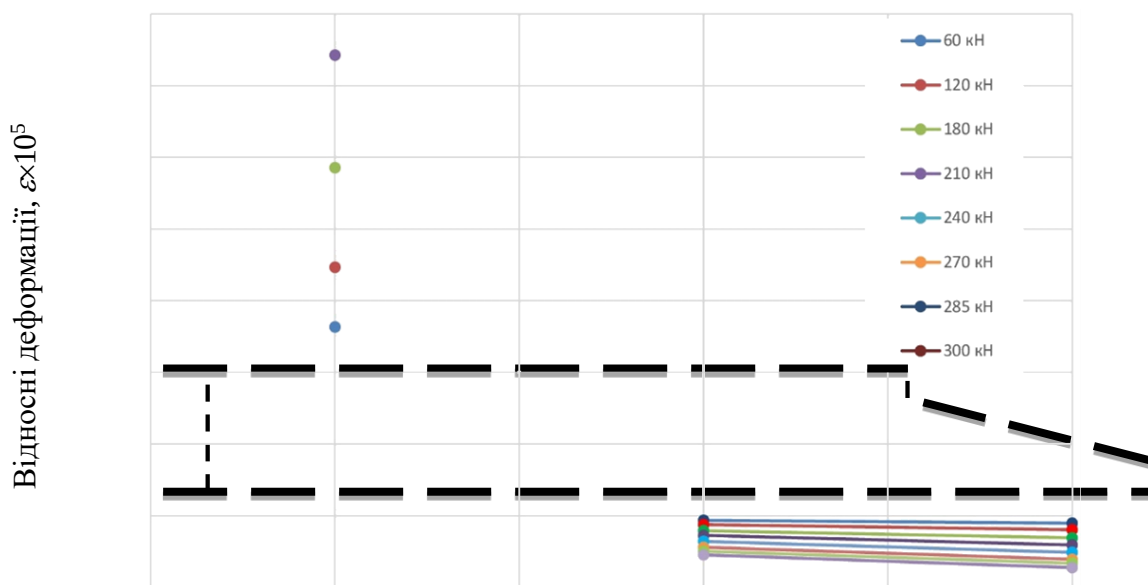


Рис. 3. 24. Розподіл відносних деформацій на верхній (7) та нижній (18, 20) поверхні зразок серії ПНК залежно від величини корисного навантаження

Розподіл деформацій на похилій ділянці вузла спираання та на прилеглих ділянках не суттєво змінюється при збільшенні зовнішнього навантаження. Максимальні значення зусиль стиснення не перевищують величини 50×10^{-5} . Це свідчить про те, що внутрішній згинальний момент, який є реакцією на дію зовнішнього навантаження, не призводить до руйнування залізобетону на даній ділянці. А визначальним залишається величина поперечного зусилля.

На рисунку 3.25 наведено графіки зміни відносних деформацій у електротензорезисторах 7, 18 та 20 від величини зовнішнього навантаження. На цих графіках найвиразнішою є лінія, що належить електротензорезистору №7. Він розташований у розтягнутій зоні, по діагоналі між зовнішнім та внутрішнім кутами плити ПНК. Так при досягненні зовнішнім зусиллям величини 210 кН деформації почали інтенсивно зростати і досягли критичної величини для бетону 200×10^{-5} . Хоча на стиснутій грані такої суттєвої зміни деформацій не відбулось.

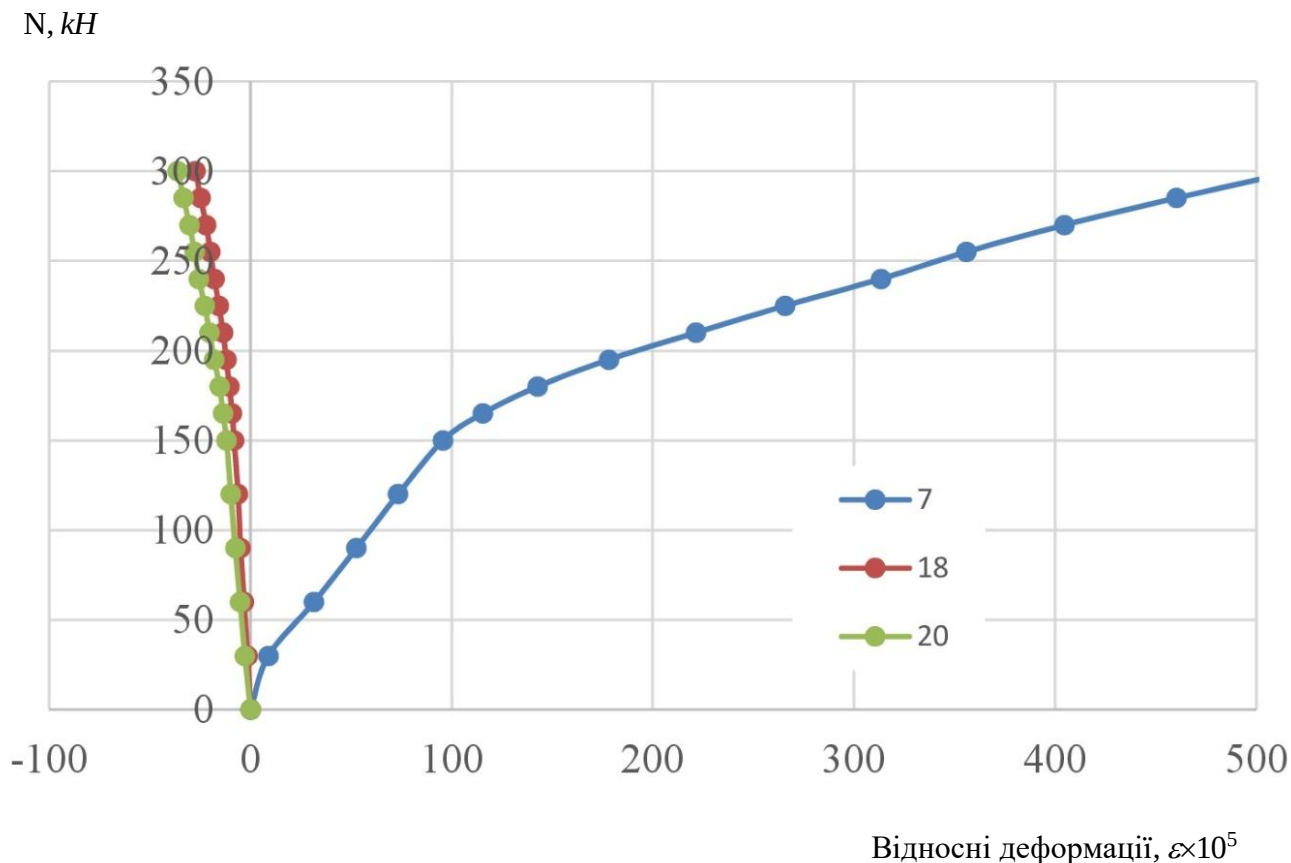


Рис. 3.25. Розподіл відносних деформацій за електротензорезисторами 7 та 18, 20 на поверхні зразка серії ПНК залежно від величини корисного навантаження

Сітка тріщин у даній зоні має складну картину у вигляді перекресних кривих ліній. Слід відмітити наявність протяжної тріщини, що перішла уздовж діагоналі конструкції від зовнішнього до внутрішнього кутів. Її поява вказує на необхідність внесення зміни у конструкцію арматурного каркасу плити ПНК.

На рисунку 3.26 наведено графіки, що відображають зміну відносних деформацій розтягнутих (електротензорезистори 9 та 10) та стиснутих (електротензорезистори 21 та 22) волокон плити ПНК. Ці точки розташовані у середньому поперечному перерізі, що перетинає внутрішній квадратний отвір. Електротензорезистори 9 та 22 розташовані уздовж однієї нормалі до горизонтальних сторін конструкції. Можна бачити, що і в цьому місці зберігається загальна картина деформованого стану – деформації розтягу мають більш інтенсивне зростання ніж деформації стискання. Але за абсолютною величиною деформації на поверхні конструкції не досягають критичної величини.

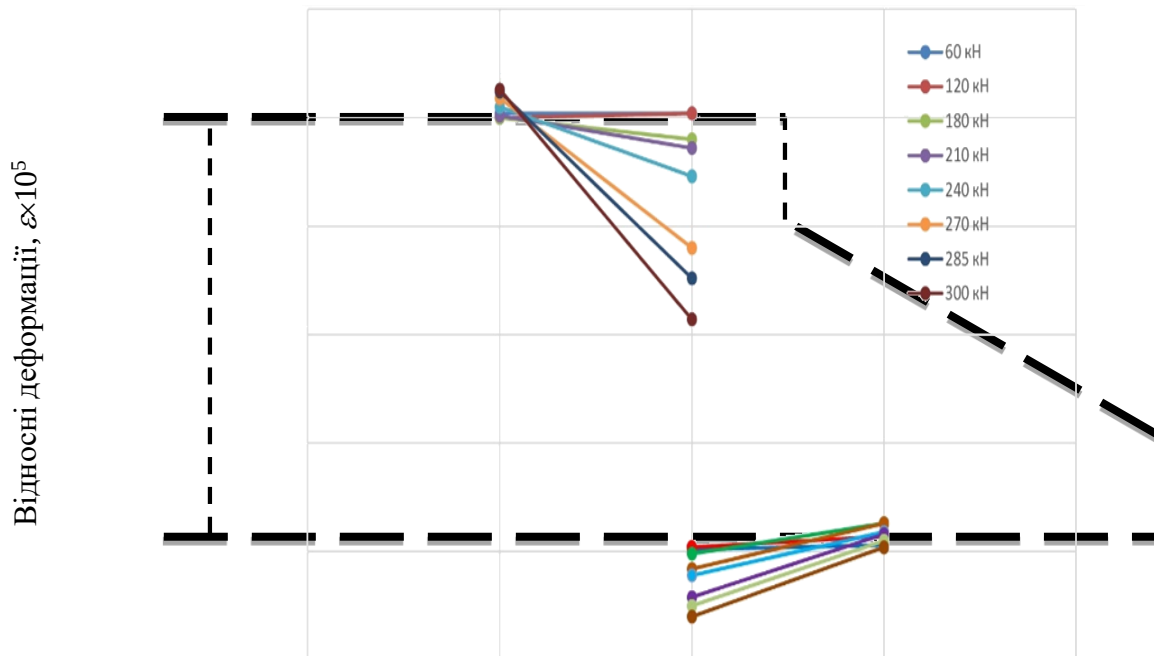


Рис. 3.26. Розподіл відносних деформацій на верхній (9 – 10) та нижній (21 – 22) поверхні зразки серії ПНК залежно від величини корисного навантаження

Дана ділянка розташована перпендикулярно до опорної грані. Цим можна пояснити те, що деформований стан менший ніж у крайніх перерізах, паралельних до площини прогинів. На рисунку 3.27 наведено графіки зміни відносних деформацій у електротензорезисторах 9, 10, 21 та 22 від величини зовнішнього навантаження.

Максимальне зовнішнє зусилля, що було прикладене до дослідної надколонної плити (ПНК) склало 300 кН. Явно вираженого руйнування плити не відбулось, а тріщини, що з'явилися на розтягнутій поверхні бетону після розвантаження закрились, залишивши лише нитяні сліди. Загальний характер розповсюдження тріщин наведено на рисунку 3.38. Варто відмітити, що всі тріщини були поперечними, а похилих тріщин не було виявлено.

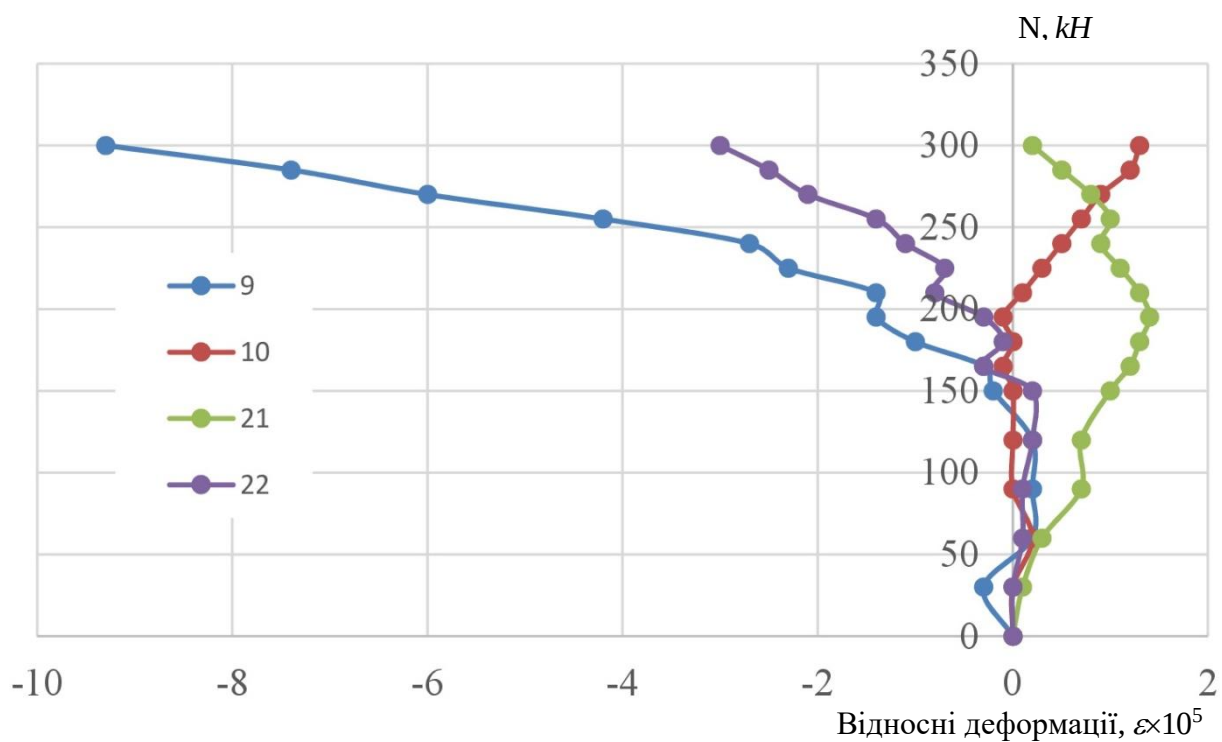


Рис. 3.27. Розподіл відносних деформацій за електротензорезисторами 9 – 10 та 21 – 22 на поверхні зразка серії ПНК залежно від величини навантаження



Рис. 3.28. Тріщини на поверхні бетону зразка серії ПНК

3.4.2. Міжколонні плити (МП)

Зразок міжколонної плити серії ПМК було досліджено в умовах реального виробництва із використанням матеріальної бази діючого заводу залізобетонних виробів. На рисунку 3.29 наведено зображення дослідної плити ПМК в установці під навантаженням.



Рис. 3.29. Етапи завантаження міжколонної плити ПМК

На рисунку 3.30 представлено епюри згинальних моментів, які виникали у ключових перерізах. На початкових (перший та другий) етапах завантаження епюри моментів мають явно виражений асиметричний характер. Але потім ці епюри приймають симетричний характер, це говорить про те, що завантаження має квазірозподілений характер.

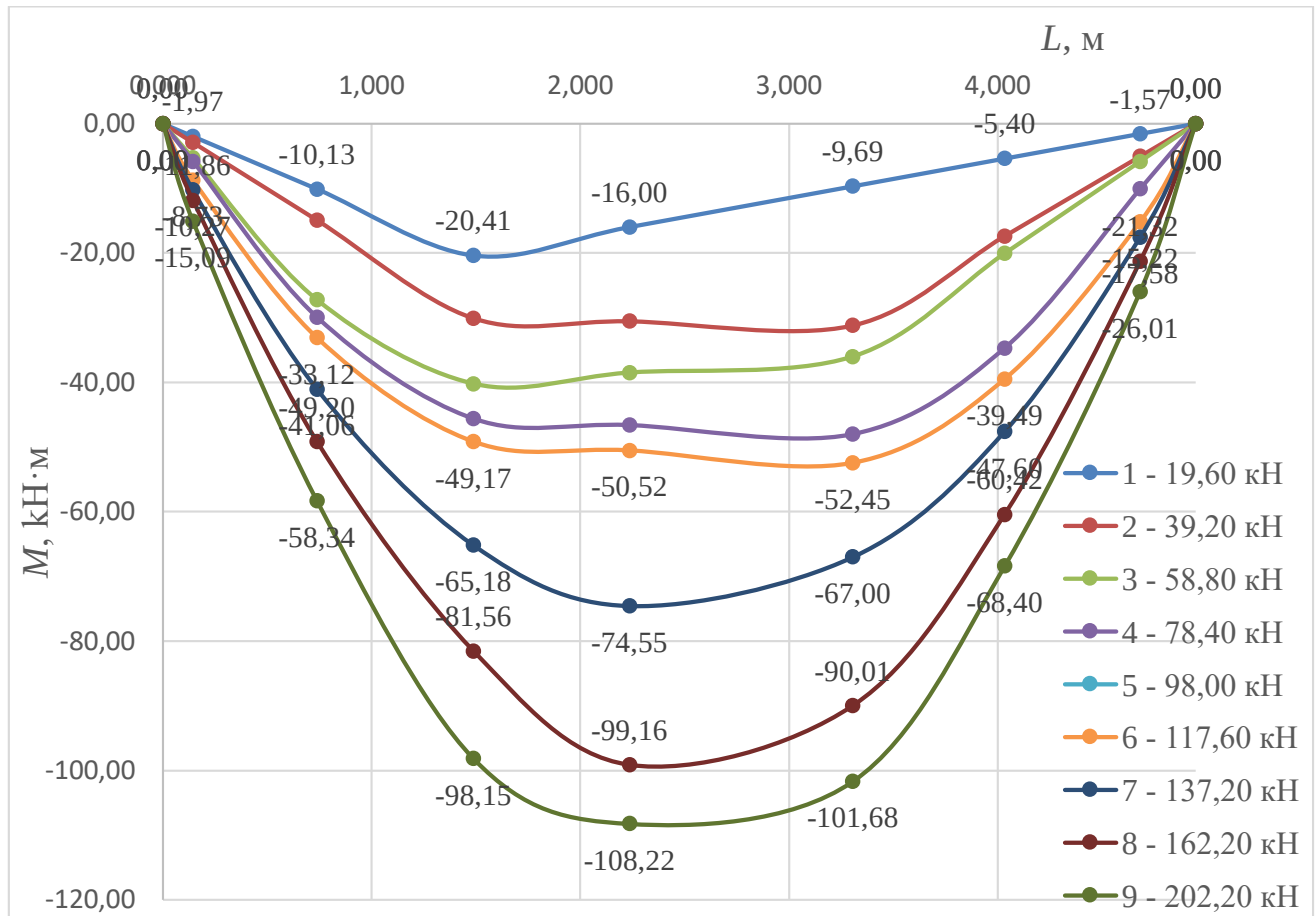


Рис. 3.30. Епюра згинальних моментів від величини корисного навантаження на міжколонну плиту ПМК

На рисунку 3.31 наведено графіки вертикальних переміщень поздовжньої вісі дослідної плити серії ПМК залежно від величини зовнішнього навантаження. Дані величини виміряно із застосуванням фотограмметричної методики визначення переміщень елементів та окремих точок будівельних конструкцій.

З наведених графіків можна бачити, що прогин конструкції на кожній зі ступенів завантаження відбувається симетрично до середньої точки. Вертикальні переміщення точок поздовжньої осі конструкції, які ближче розташовані до опор нарастають із певною інтенсивністю та достатньо рівномірно. В той час як прогин у середньому перерізі має певні стрибки у переміщеннях. Так після досягнення зовнішнім навантаженням 60% від максимального відбувається непропорційне збільшення прогину.

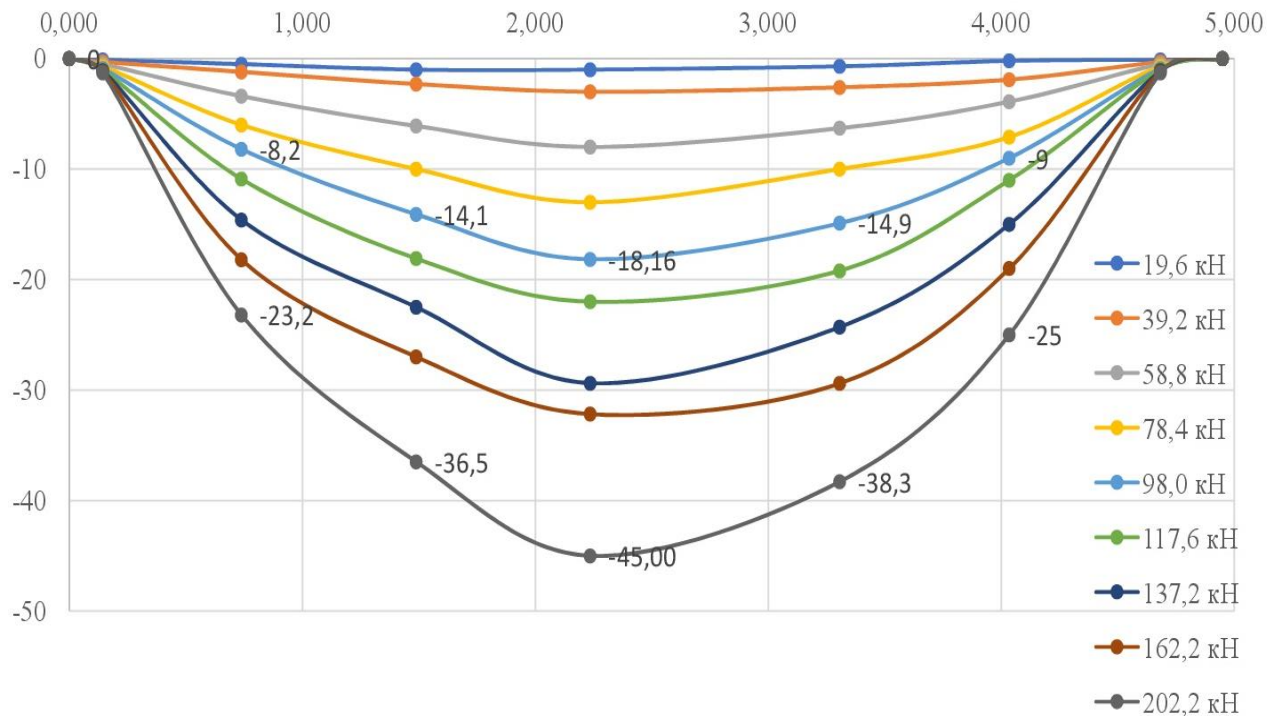


Рис. 3.31. Прогини поздовжньої вісі міжколонної плити серії ПМК від величини корисного навантаження

Результати експериментальних досліджень плит наведено у таблиці 3.4.

Результати, які наведено у таблиці 3.5 стосуються середнього поперечного перерізу по відношенню до прольоту плити. Зусилля N (кН), відносні деформації $\varepsilon_{cm} \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{sm} \times 10^{-5}$ та погини f (мм) виміряно під час експериментальних досліджень. Величини зовнішнього згинального моменту M (кН·м) обчислено у відповідності до фактичного завантаження інвентарними вантажами з урахуванням їх розташування і відповідної кількості. Кривизна визначалась для відповідного середнього перерізу залежно від деформацій матеріалів плити за формулою:

$$\kappa = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sm})}{h}, \quad (3.1)$$

де ε_{cm} – деформації бетону крайньої стиснутої фібри;
 ε_{sm} – деформації бетону крайньої розтягнутої фібри;
 h – робоча висота поперечного перерізу плити ПМК.

Дані експериментальних досліджень міжколонної плити ПМК
(без урахування власної ваги плити)

№ п/п	N, кН	M, кН·м	ε_{cm} $\times 10^{-5}$	ε_{sm} $\times 10^{-5}$	f, мм	Основа відносного прогину	1/r $\times 10^{-6}$
0	30,40	0,00	0	0	0,00	—	0,000
1	50,00	16,00	7	3	1,11	4324	0,625
2	69,60	30,56	15	6	3,00	1600	1,313
3	89,20	38,50	26	8	8,00	600	2,125
4	108,80	46,61	39	11	13,00	369	3,125
5	128,40	48,97	54	15	18,16	264	4,313
6	148,00	50,52	74	19	22,00	218	5,813
7	167,60	74,55	96	—	29,38	163	6,000
8	192,60	99,16	127	—	32,18	149	7,938
$F_{руйн.}$	232,60	108,22	167	—	45,00	107	10,438

На рисунку 3.32 наведено графік зміни величини вертикального переміщення середнього перерізу дослідної плити серії ПМК залежно від величини зовнішнього навантаження. Даний графік побудовано за показниками механічних прогиномірів. Слід зазначити, що і на цьому графіку при досягненні 60% від максимального спостерігається непропорційне наростання прогинів.

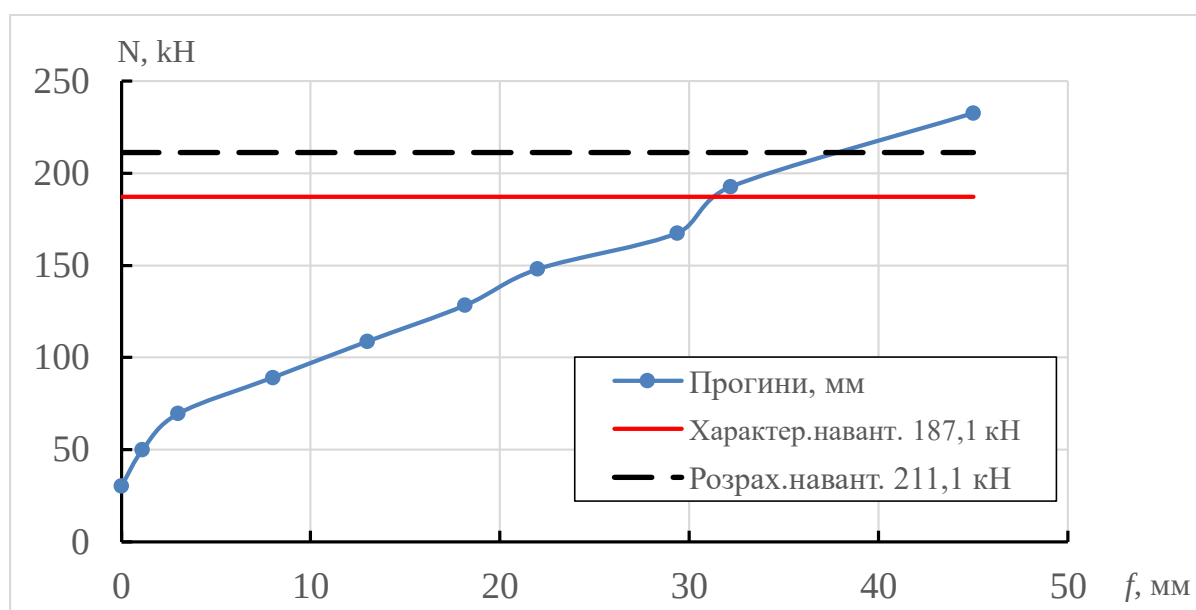


Рис. 3.32. Залежність величини прогину (мм) середнього перерізу дослідного зразка серії ПМК від величини сумарного зовнішнього навантаження (кН)

Сумарне навантаження на дослідну конструкцію склало 232,6 кН. Максимальний згинаючий момент у середньому перерізі склав 108,22 кН·м. Максимальний прогин, що відповідає максимальному зусиллю при експериментах склав 45 мм. Але слід зазначити, що прогин у 31,6 мм відповідає величині характеристичного навантаження 187,1 кН на міжколонну плиту.

На рисунку 3.33 наведено графік розподілу деформацій на поверхні бетону на рівні верхньої стиснутої фібри та на рівні вісі нижньої робочої арматури. На початковому етапі до $0,3 F_{\max}$ приріст деформацій відбувається пропорційно приросту навантаження. На графіках можна виділити момент стрибка у деформацій розтягнутої зони. У цей момент величина сумарного зовнішнього зусилля склала 97 кН.

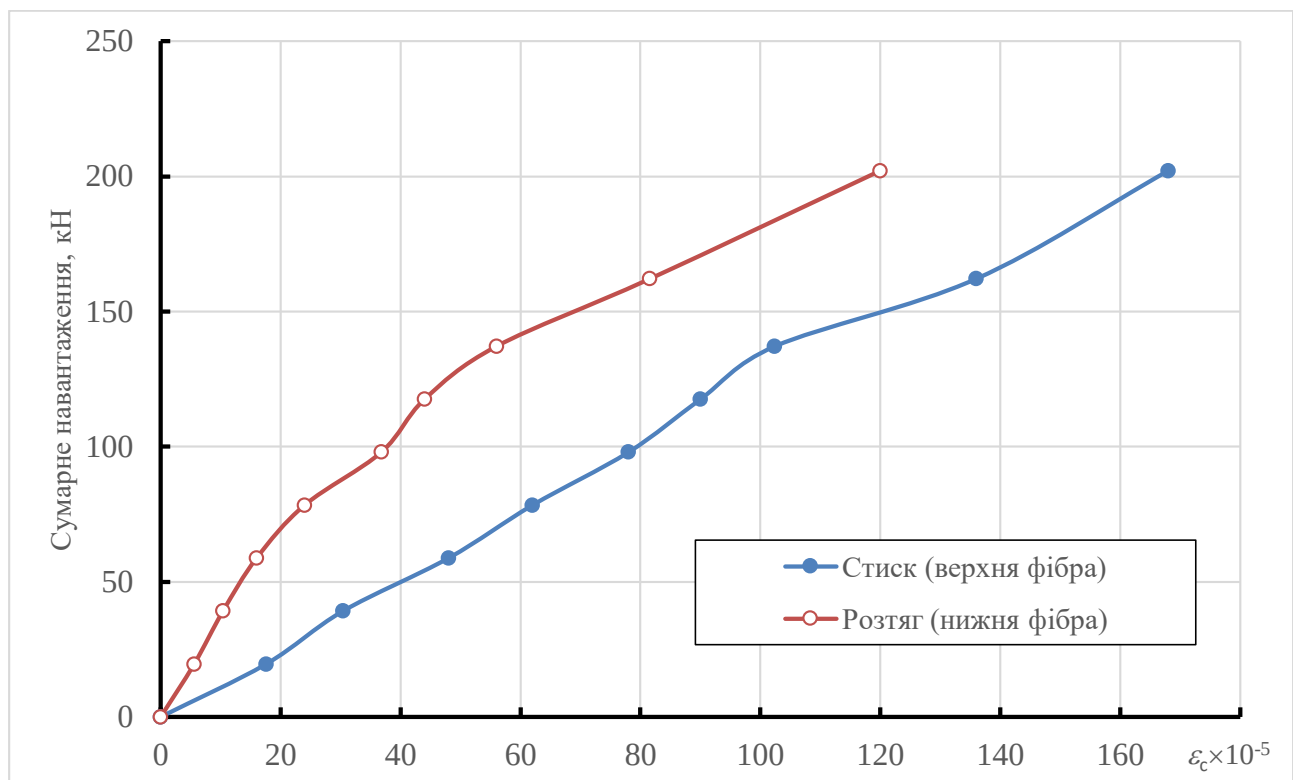


Рис. 3.33 Розвиток відносних деформацій верхньої фібри та на рівні нижньої робочої арматури

Збільшення сумарного навантаження до 98 кН призвело до появи тріщин (рис. 3.34). Розповсюдження тріщин сягає 40 % висоти поперечного перерізу від нижньої грані.

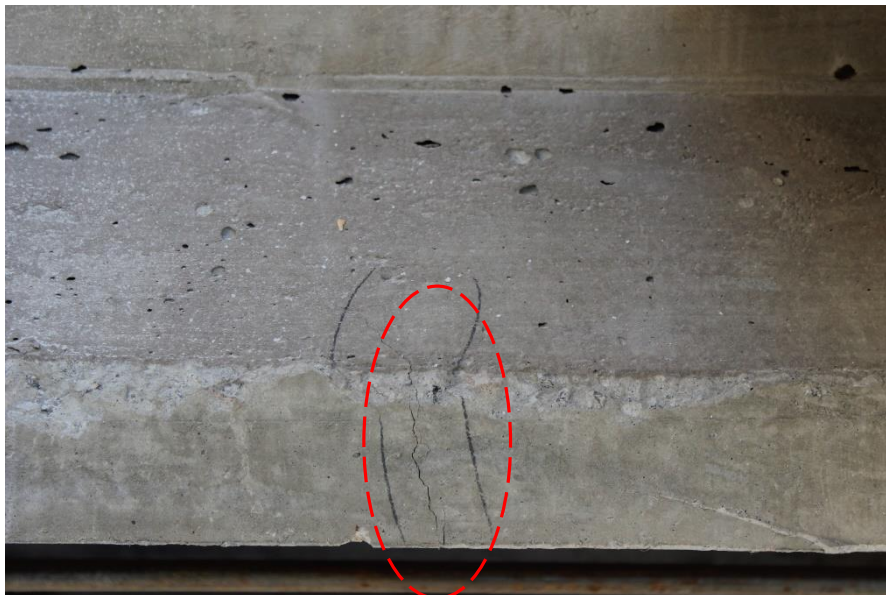


Рис. 3.34. Поява перших тріщин біля середнього поперечного перерізу при сумарному навантаженні 98 кН на зразок ПНК

Зміну величини стиснутої зони середнього поперечного перерізу наведено на рисунку 3.35. За цими графіками можна бачити, що від початку завантаження до $F_{\max}$ висота стиснутої зони поступово зменшується від 68% до 52 % висоти перерізу плити.

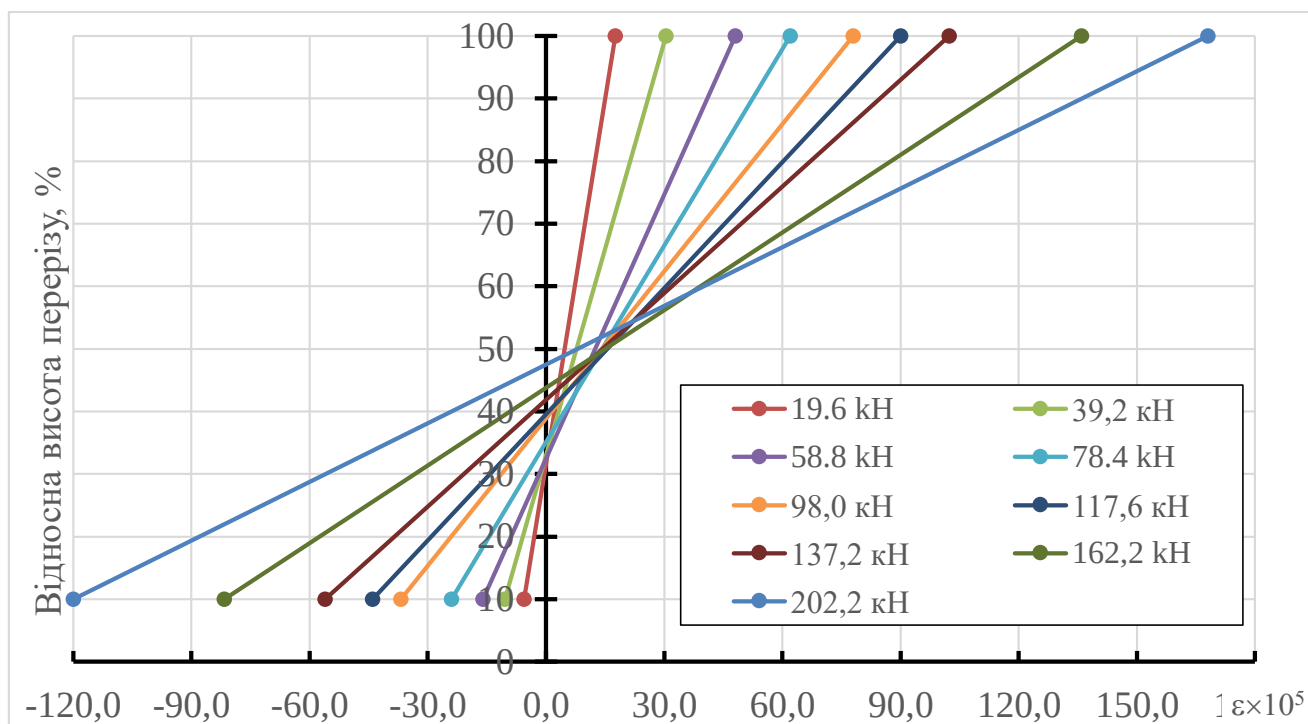


Рис. 3.35. Зміна висоти стиснутої зони залежно від величини сумарного навантаження на зразок ПНК

За виміряними під час випробовування деформаціями і за діаграмою роботи бетону побудовано залежності зміни величини напружень у бетоні стиснутої на

різних ступенях завантаження. Графіки зміни величини напружень у стиснутій зоні бетону представлено на рисунку 3.36.

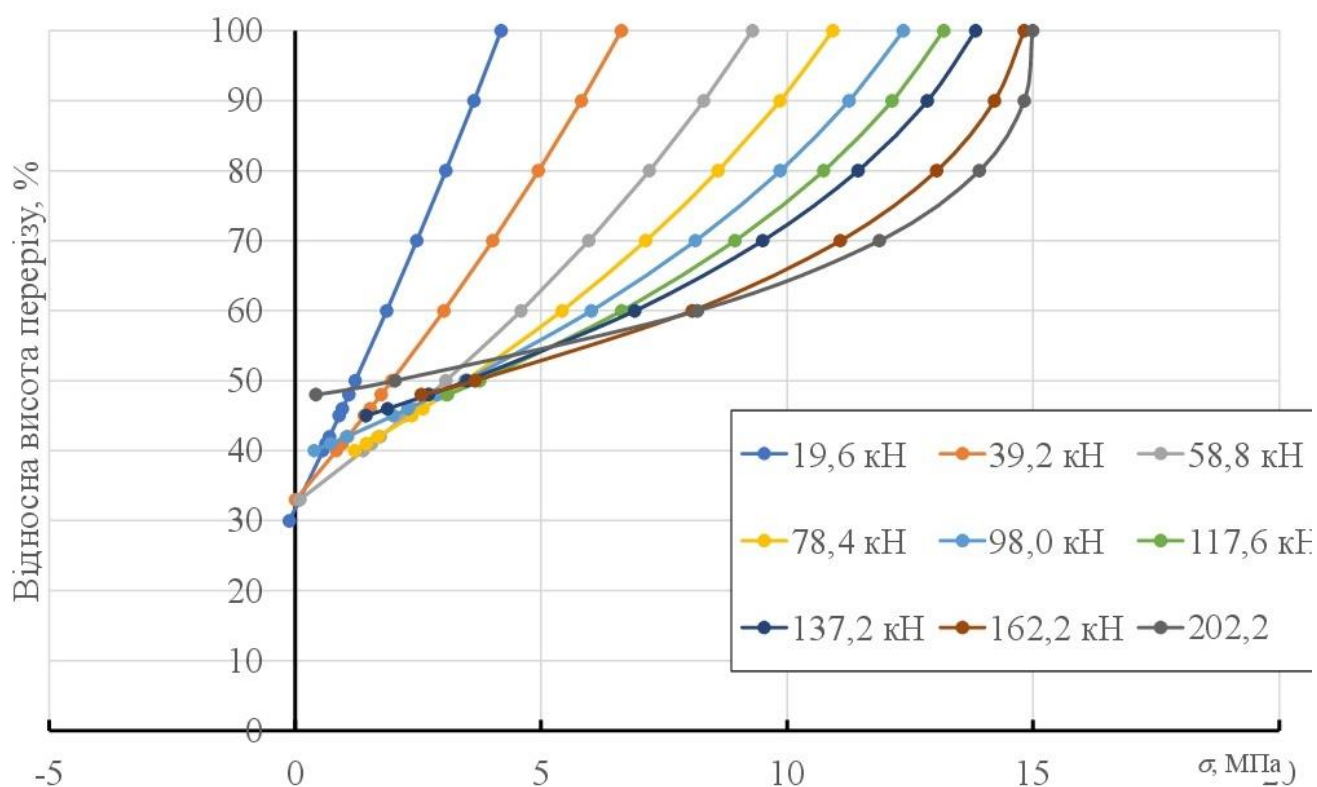


Рис. 3.36. Зміна напруженого стану бетону в середньому поперечному перерізі залежно від величини F на зразок ПНК

3.4.3. Пролітні плити (ПЗ)

Дослідний зразок пролітної плити серії ПЗ було досліджено в умовах реального виробництва із застосуванням матеріальної бази діючого заводу залізобетонних виробів. На рисунку 3.373 наведено зображення дослідних плит ПЗ в установці під навантаженням.





Рис. 3.37. Етапи завантаження пролітної плити ПЗ

На рисунку 3.38 представлено епюри згинальних моментів, які виникали у ключових перерізах. Використання більш дрібних вантажних блоків дозволило досягти на всіх етапах завантаження симетричного характеру епюр моментів. Це свідчить про те, що завантаження має квазірозподілений характер.

На рисунку 3.39 наведено графіки вертикальних переміщень поздовжньої вісі дослідної плити серії ПЗ залежно від величини зовнішнього корисного навантаження. Дані величини виміряно із застосуванням фотограмметричної методики визначення переміщень елементів та окремих точок будівельних конструкцій.

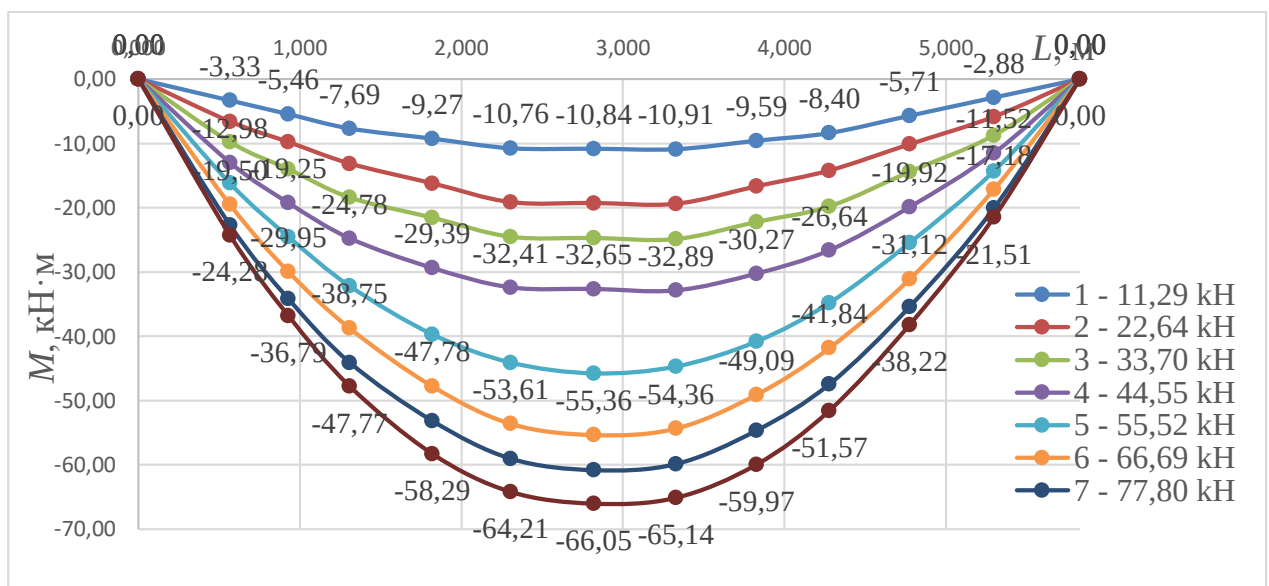


Рис. 3.38. Епюри згинальних моментів від величини корисного навантаження на пролітну плиту ПЗ

З наведених графіків можна бачити, що вигин конструкції на кожній зі ступенів завантаження відбувається симетрично до середньої точки. Вертикальні переміщення точок поздовжньої осі конструкції, які ближче розташовані до опор нарастають із певною інтенсивністю та достатньо рівномірно.

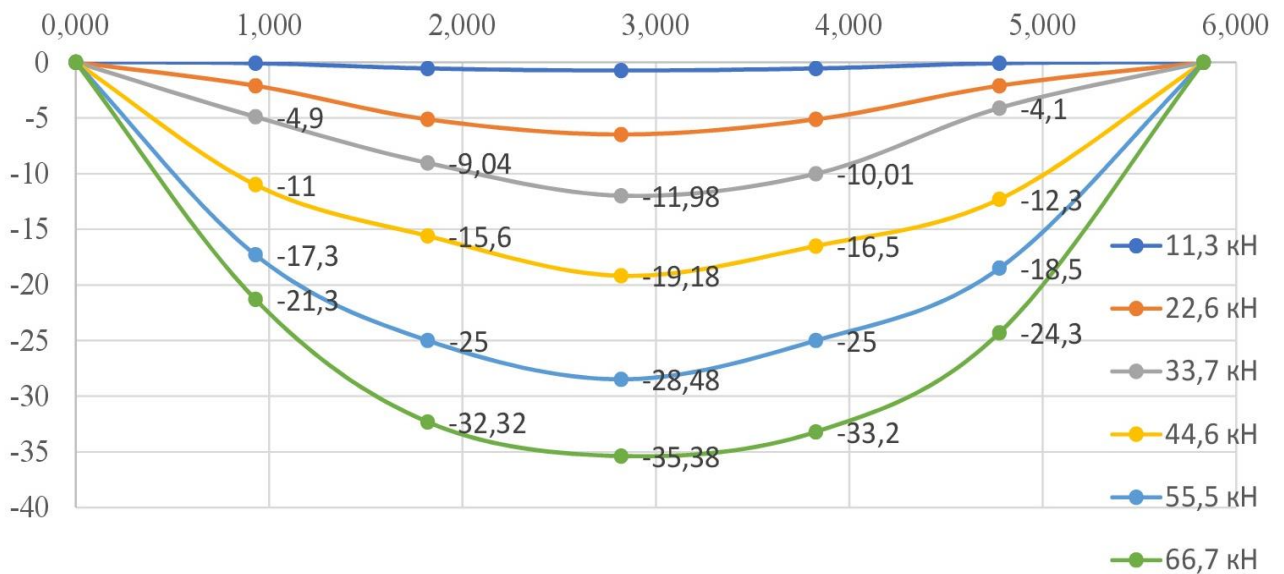


Рис. 3.39. Прогини поздовжньої осі міжколонної плити серії ПМК від величини корисного навантаження

На рисунку 3.40 наведено графік зміни величини вертикального переміщення середнього перерізу дослідної плити серії ПЗ залежно від величини зовнішнього навантаження. Даний графік побудовано за показниками механічних прогиномірів.

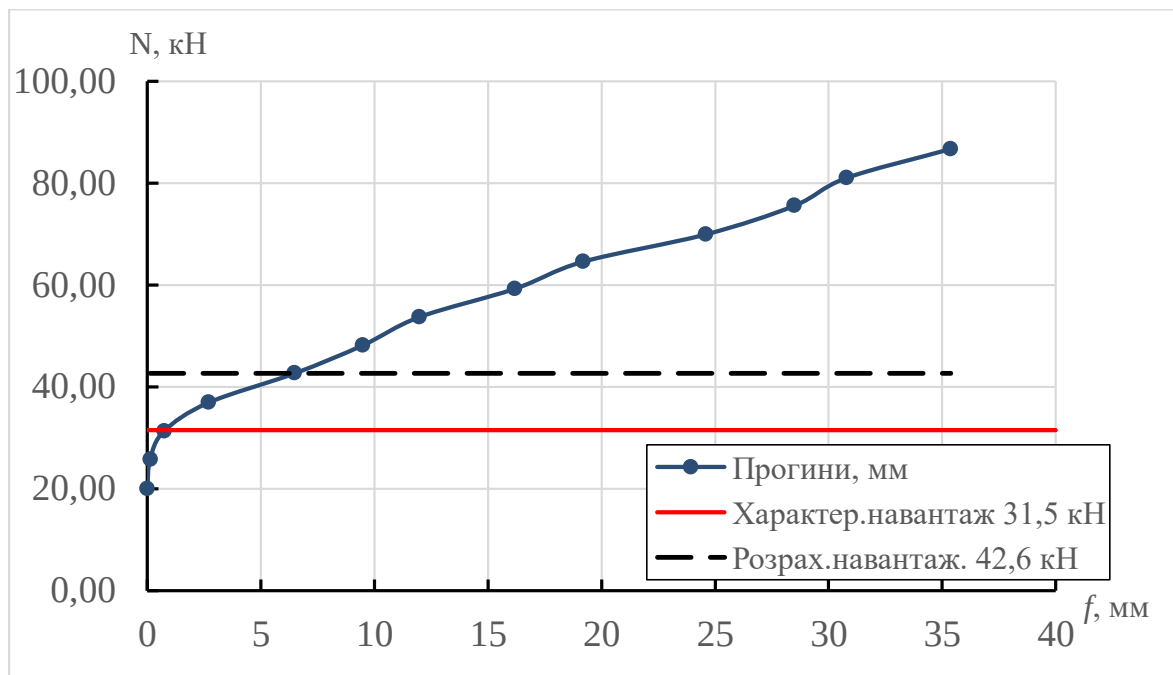


Рис. 3.40. Залежність величини прогину середнього перерізу дослідного зразка серії ПЗ від величини сумарного зовнішнього навантаження.

Сумарне навантаження на дослідну конструкцію склало 83,24 кН. Максимальний згинаючий момент у середньому перерізі склав 66,05 кН·м. Максимальний прогин, що відповідає максимальному корисному навантаженню склав 35 мм.

Дані експериментальних досліджень наведено в таблиці 3, де $f_{гран}$ – це прогин у середині прольоту відповідної плити в момент досягнення граничного стану. Ураховуючи, що під час експериментальних досліджень ні один з дослідних зразків не зруйнувався, тому в якості $f_{гран}$ прийнято гранично допустимий прогин, що відповідає 1/200 прольоту. В якості f_{max} прийнято величину максимально зафіксованого прогину під час експериментів.

Несуча здатність $F_{теор}$ представлена як розрахункове сумарне навантаження на дослідний зразок, $F_{гран}$ – величина сумарного зовнішнього зусилля, що відповідає гранично допустимому прогину.

Таблиця 3.5.

Результати експериментальних досліджень

Серія зразків	Характеристичне навантаження, кН	Прогин f , мм		Несуча здатність, кН			Максимальне сумарне навантаження, кН·м	
		$f_{гран}$	f_{max}	$F_{теор}$	$F_{гран}$	різниця, %	F_{max}	$F_{гран./}F_{max}$
ПНК	231,8	—	—	262,7	295,0	+12,2	300,0	1,00
ПМК	187,1	36,0	45,0	211,1	198,2	-6,1	232,6	0,85
ПЗ	31,5	7,2	35,1	42,6	43,0	+0,9	83,24	0,52

Максимальне сумарне навантаження F_{max} відповідає максимальному навантаженню під час експериментів.

3.5. Висновки з розділу

За результатами експериментальних досліджень слід зробити такі висновки:

1. Програма експериментальних досліджень розроблена з урахуванням можливості використання матеріальної бази існуючого виробництва будівельних конструкцій. Це дозволило запроектувати и виготовити дослідні зразки реальних несучих конструкцій плоского безбалкового перекриття у натуральну величину.

Матеріали конструкцій при виготовлені (сталь та бетон) застосовано ті, що використовуються для реальних несучих конструкцій. Устаткування для випробувань є сертифікованим.

2. Максимальне сумарне навантаження, яке було передано на пролітну плиту серії ПЗ склало 83,24 кН. Дослідний зразок не вдалось зруйнувати. Максимальний прогин середнього перерізу склав 35 мм. Тому в якості несучої здатності прийнято зусилля, що відповідає граничному прогину у 1/200 прольоту. Таке зусилля склало 55,6 кН. Таким чином, величина приведенного навантаження склала 7,98 кН/м².

3. Максимальне сумарне навантаження, яке було передано на міжколонну плиту серії ПМК склало 202,20 кН. Дослідний зразок не вдалось зруйнувати. Максимальний прогин середнього перерізу склав 45 мм. Тому в якості несучої здатності прийнято зусилля, що відповідає граничному прогину у 1/200 прольоту. Таке зусилля склало 117,60 кН. Таким чином, величина приведенного навантаження склала 24,50 кН/м.п.

4. Максимальне сумарне навантаження, яке було передано на надколонну плиту серії ПНК склало 300,00 кН. Дослідний зразок не вдалось зруйнувати. Граничним станом для такої конструкції вважається досягнення межі текучості розтягнутою арматурою в окремих місцях. Тому в якості несучої здатності прийнято зусилля, що дорівнює 295,00 кН.

5. Перевагою запропонованих окремих плит розробленої системи безбалкового перекриття є те, що ні одна із випробуваних конструкцій не була зруйнована під час проведення експериментальних досліджень. В якості граничного стану варто вважати стани другої групи.

РОЗДІЛ 4

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПЛИТ БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

4.1. Кінцеелементні моделі окремих плит безбалкового перекриття

Чисельне моделювання роботи плит безбалкового перекриття виконано у середовищі ПК «ЛИРА-САПР» 2016, що являє собою багатфункціональний програмний комплекс для розрахунку, дослідження та проектування конструкцій різного призначення. Можливості даного програмного комплексу дозволяють оцифрувати за результатами розрахунку напружено-деформований стан об'єкта, виконувати детальний аналіз отриманих даних за полями переміщень та напружень, за епюрами зусиль та прогинів, за мозаїками руйнування елементів тощо.

При формуванні кінцеелементних моделей плит перекриття, які досліджуються використано такі кінцеві елементи:

– КЕ 32 (тетраедр) – застосовується для розрахунку на міцність просторових конструкцій. На рисунку 4.1, *а* представлено схематичне зображення КЕ 32. У даній роботі це дозволяє моделювати кутові ділянки опорних майданчиків (рис. 4.2, *а*);

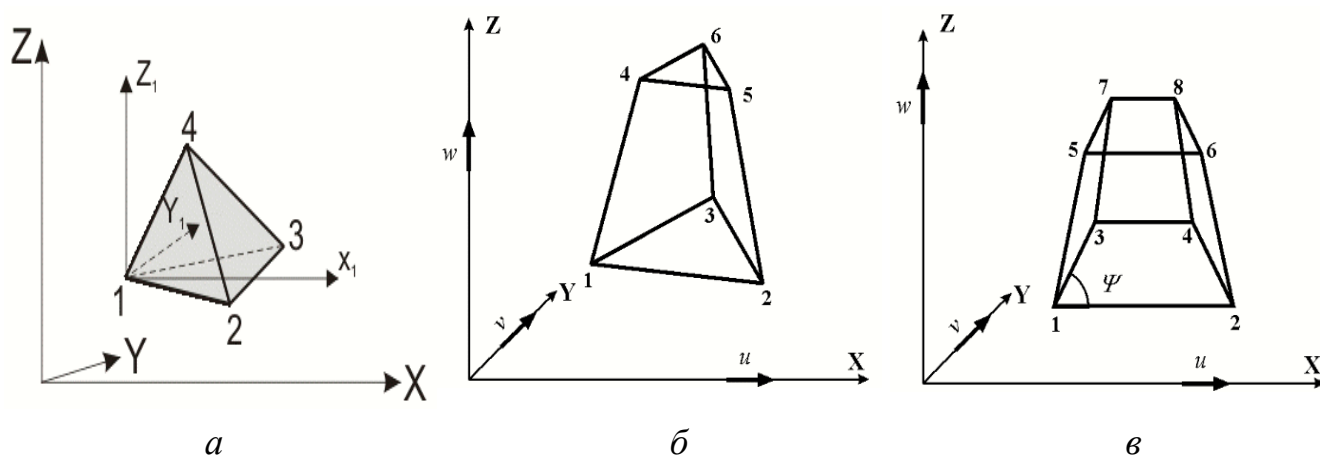


Рис. 4.1. Типи кінцевих елементів, які формують кінцеелементні моделі плит:

а – тетраедр (КЕ 32); *б* – універсальний просторовий шестивузловий
ізопараметричний (КЕ 34); *в* – універсальний просторовий вісьмивузловий
ізопараметричний (КЕ 36)

– універсальний просторовий шестивузловий ізопараметричний КЕ 34. На рисунку 4.1, б представлено схематичне зображення КЕ 34. Кінцевий елемент має місцеву систему координат, що співпадає з загальною. У даній роботі дозволяє моделювати рядові ділянки опорних майданчиків (рис. 4.2, б);

– універсальний просторовий восьмивузловий ізопараметричний КЕ 36. На рисунку 4.1, в представлено схематичне зображення КЕ 36. У даній роботі дозволяє моделювати основне тіло плит (рис. 4.2, в).

У кожному з вузлів кінцеві елементи мають три степені вільності U , V , W , що є лінійними переміщеннями уздовж осей X , Y , Z , і являють собою лінійні переміщення уздовж відповідних осей, додатній напрямок яких співпадає із напрямком відповідних осей. Дозволяється врахування ортотропії.

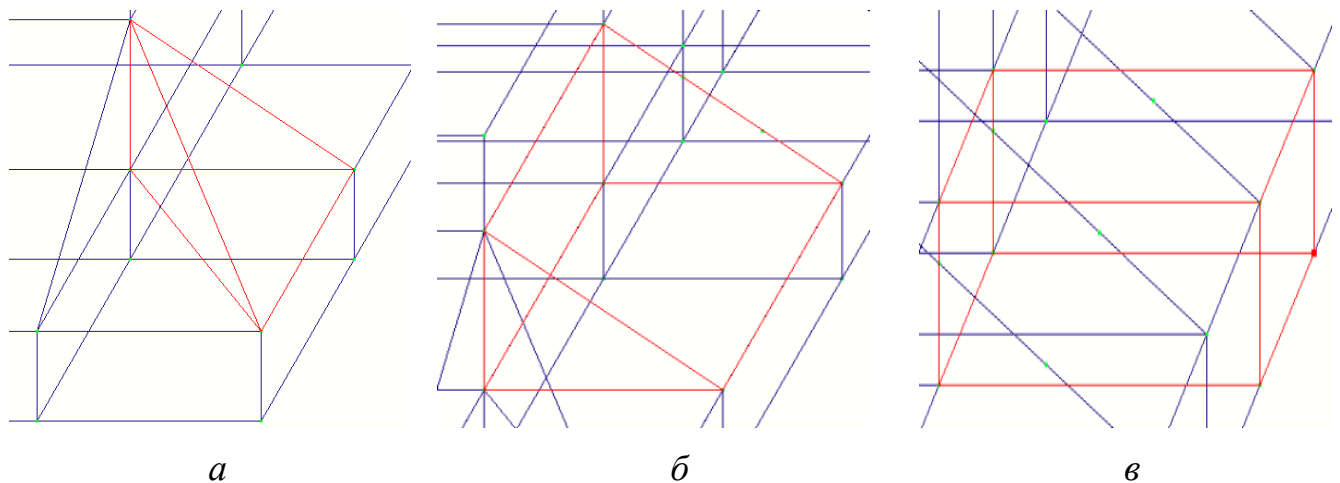


Рис. 4.2. Типові кінцевих елементів у кінцевоелементних моделях плит:

a – КЕ 32; $б$ – КЕ 34; $в$ – КЕ 36

Розрахунок за методом скінчених елементів потребує наділення окремих кінцевих елементів механічними властивостями конкретних матеріалів. Залежно від місця розташування у тілі моделі кінцеві елементи наділяються властивостями сталі, бетону або залізобетону (рис. 4.3).

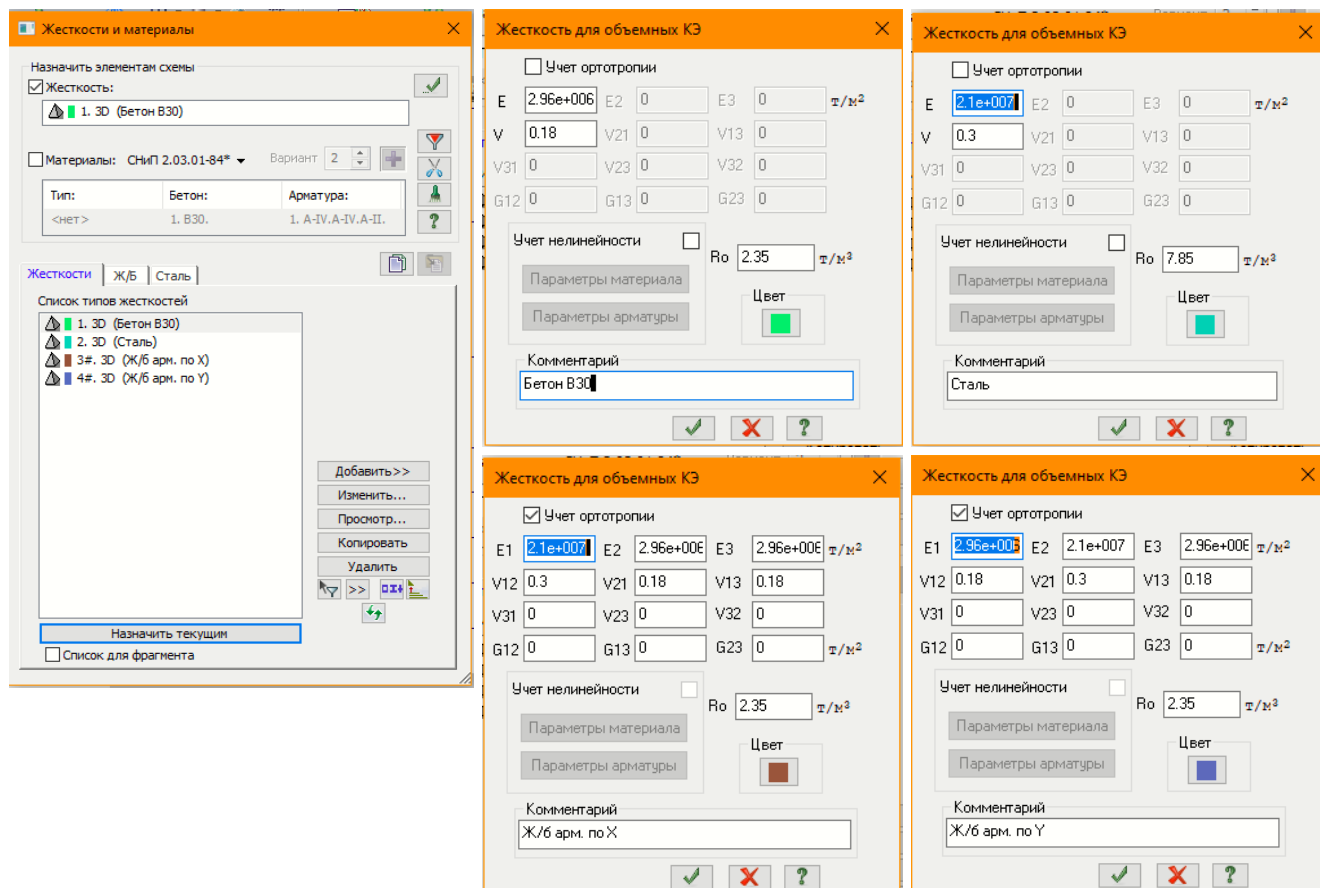


Рис. 4.3. Типы жорсткості кінцевих елементів у кінцевоелементних моделях

т т т т т

Бетон класу В30 має характеристики, що наведені на рисунку 4.4.

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА							
#	Название	К...	R _{bn} , т/(м ² м)	R _{bt} , т/(м ² м)	E _b , т/(м ² м)	Твердение. Услови...	Козф...
1	Основный	В30	2240.0	184.0	2960000.0	тепловая обработка	1.00

1. В30.Основный

Класс бетона: В30

Вид бетона: тяжелый

Марка легкого бетона по средней плотности D: 2000

Условия: тепловая обработка

Условия эксплуатации конструкции: обычные условия

Коэффициенты условий работы: 1

Произведение коэффициентов из т. 15 СНиП 2.03.01-84* (кроме γ_{b2} и γ_{b4}): 1

Случайные эксцентриситеты:

По высоте сечения EY: 0 см

По ширине сечения EZ: 0 см

Рис. 4.4. Механічні властивості «бетонних» кінцевих елементів

В якості армування у поздовжньому та поперечному напрямку прийнято стрижні періодичного профілю діаметрів 16 та 12 мм, відповідно. Характеристики арматурної сталі наведено на рисунку 4.5.

The image shows two configuration windows for reinforcement properties according to SNiP 2.03.01-84*.

Left Window (Поздовжна_робоча):

- Классы арматуры: Продольная вдоль X, Продольная вдоль Y, Поперечная арматура (all set to A-IV d=10...22).
- Ø max: 16, 1 (hook).
- Учет сейсмического воздействия: Коеффициент из т. 7 СНиП II-7-81 (1), Коефф. условий работы при расчете наклонных сечений (1), Коефф. условий работы арматуры (1).

Right Window (Поперечна):

- Классы арматуры: Продольная вдоль X, Продольная вдоль Y, Поперечная арматура (all set to A-IV d=10...22).
- Ø max: 12, 1 (hook).
- Учет сейсмического воздействия: Коеффициент из т. 7 СНиП II-7-81 (1), Коефф. условий работы при расчете наклонных сечений (1), Коефф. условий работы арматуры (1).

Table: ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ

#	Название	Rs, т/(м*м)	Rsw, т/(м*м)	S1, ...	S2, ...	Коефф. условий работ...	D max, ...	Количество ...
1	Поздовжна_робоча	52000.0	41500.0	1.00	1.00	1.00	16	1
2	Поперечна	52000.0	41500.0	1.00	1.00	1.00	12	1

Рис. 4.5. Механічні властивості арматурної сталі поздовжніх та поперечних стрижнів

З метою зменшення кількості кінцевих елементів окремо не сформовано арматурний каркас. Але уздовж арматурних стрижнів введено кінцеві елементи із ортотропними властивостями (рис. 4.3)

4.1.1. Плита надколонна

Для формування моделі надколонної плити використано кінцеві елементи усіх трьох типів KE 32, KE 34 та KE 36. Загальний вигляд кінцевоелементної моделі надколонної плити наведено рисунку 4.6.

Усього модель надколонної плити складається із 336 кінцевих елементів між 632 вузлами. Усі елементи розділено на три шари (рис. 4.7).

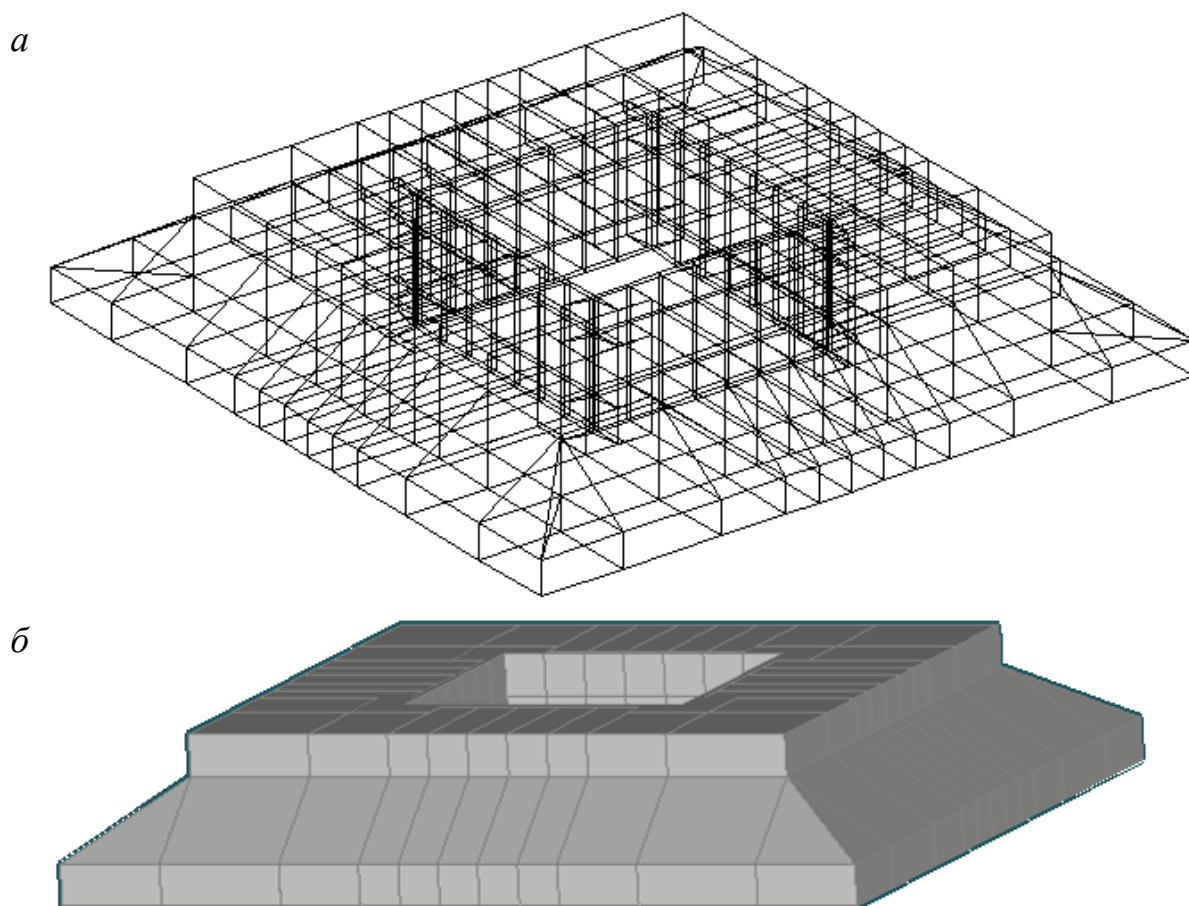


Рис. 4.6. Загальний вигляд кінцевоелементної моделі плити:
a – структурна модель; *б* – зафарбована модель

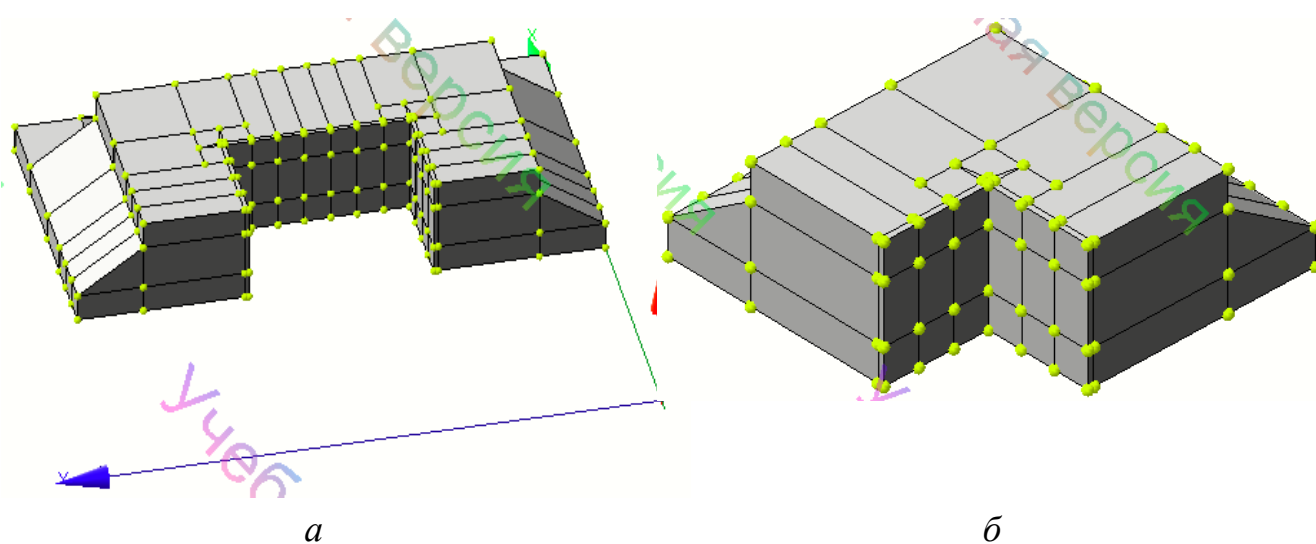


Рис. 4.7. Перерізи кінцевоелементної моделі надколотної плити:
a – половина плити; *б* – кутовий фрагмент

Нижній шар складається в основному із КЕ 36 і лише у кутових ділянках внутрішнього отвору застосовуються КЕ 34 (рис. 4.8). Номери характеристики жорсткості кінцевих елементів наведено на рисунку 4.9.

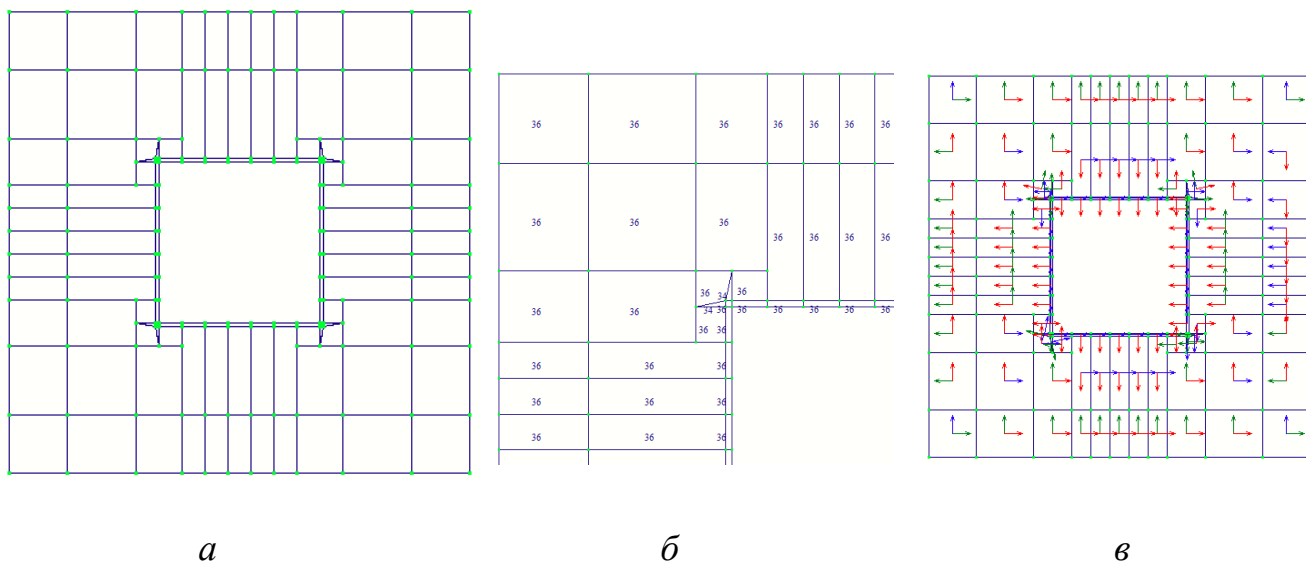


Рис. 4.8. Нижній шар кінцеелементної моделі надколонної плити:
a – загальна мозаїка; *б* – тип КЕ; *в* – напрямки внутрішніх осей

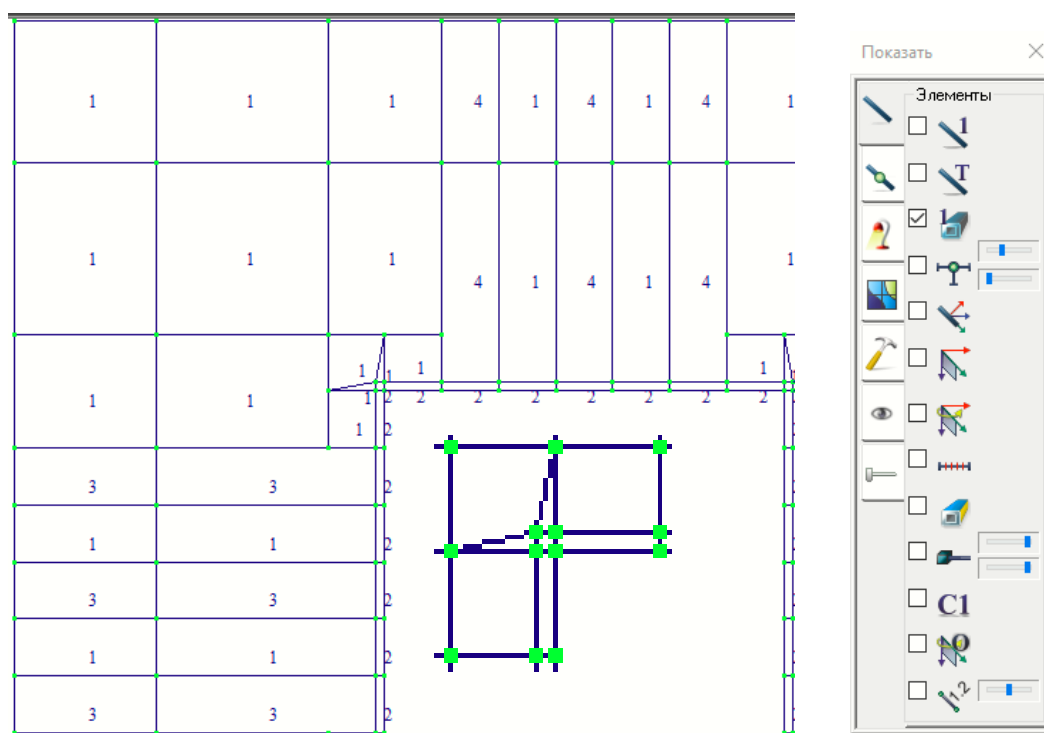


Рис. 4.9. Характеристики жорсткості кінцевих елементів нижнього шару моделі надколонної плити

Середній шар складається в основному із KE 36 і KE34. У кутових ділянках внутрішнього отвору застосовуються KE 34 (рис. 4.10). Номери характеристики жорсткості кінцевих елементів наведено на рисунку 4.11.

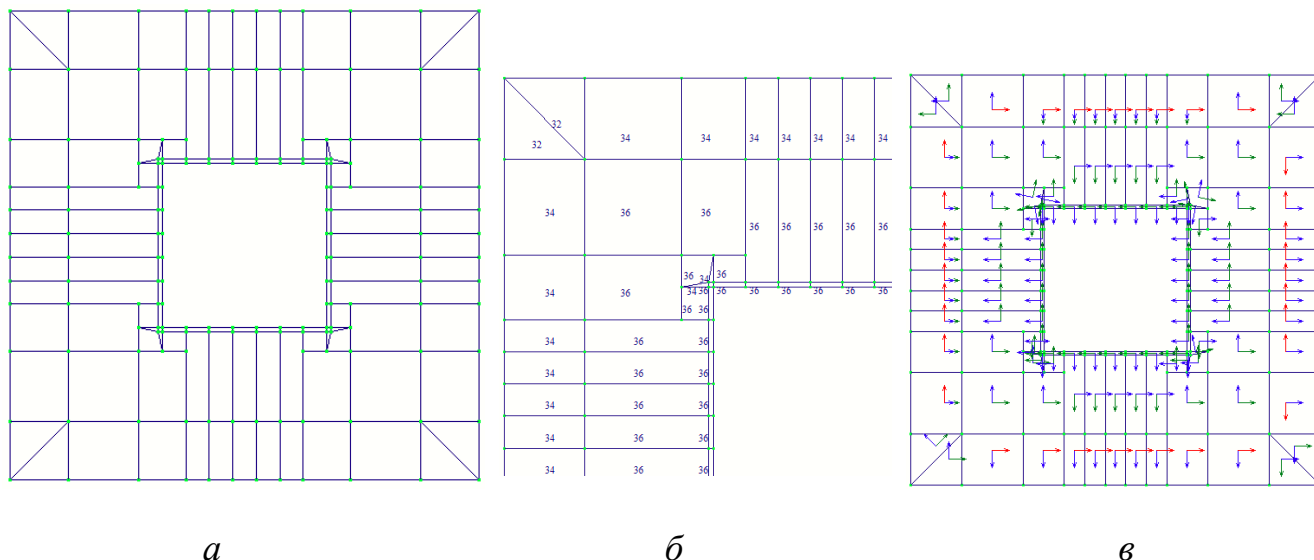


Рис.4.10. Середній шар кінцееlementної моделі надколонної плити:
а – загальна мозаїка; б – тип KE; в – напрямки внутрішніх осей

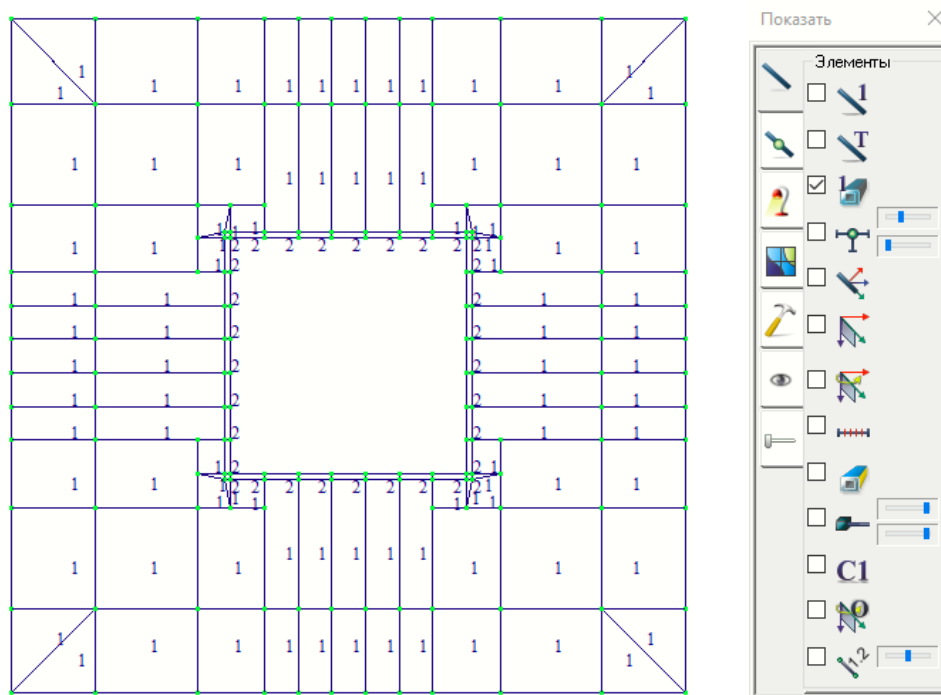


Рис. 4.11. Характеристики жорсткості кінцевих елементів середнього шару моделі надколонної плити

Верхній шар складається в основному із KE 36 і KE34. У кутових ділянках внутрішнього отвору застосовуються KE 34 (рис. 4.12). Номери характеристики жорсткості кінцевих елементів наведено на рисунку 4.13.

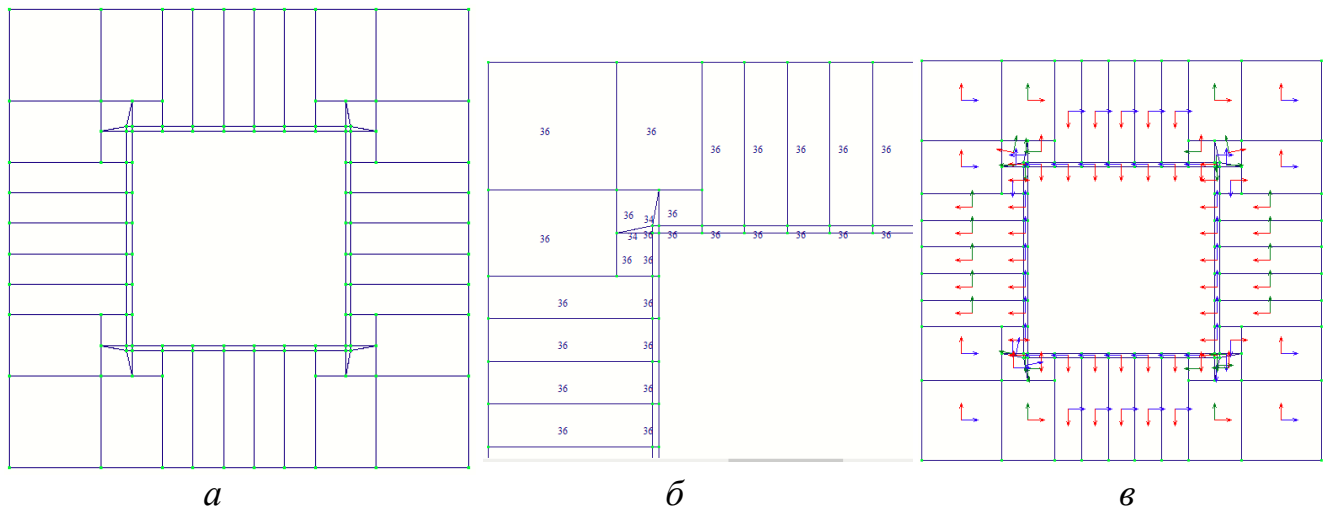


Рис. 4.12. Верхній шар кінцвоелементної моделі надколонної плити:
а – загальна мозаїка; *б* – тип КЕ; *в* – напрямки внутрішніх осей

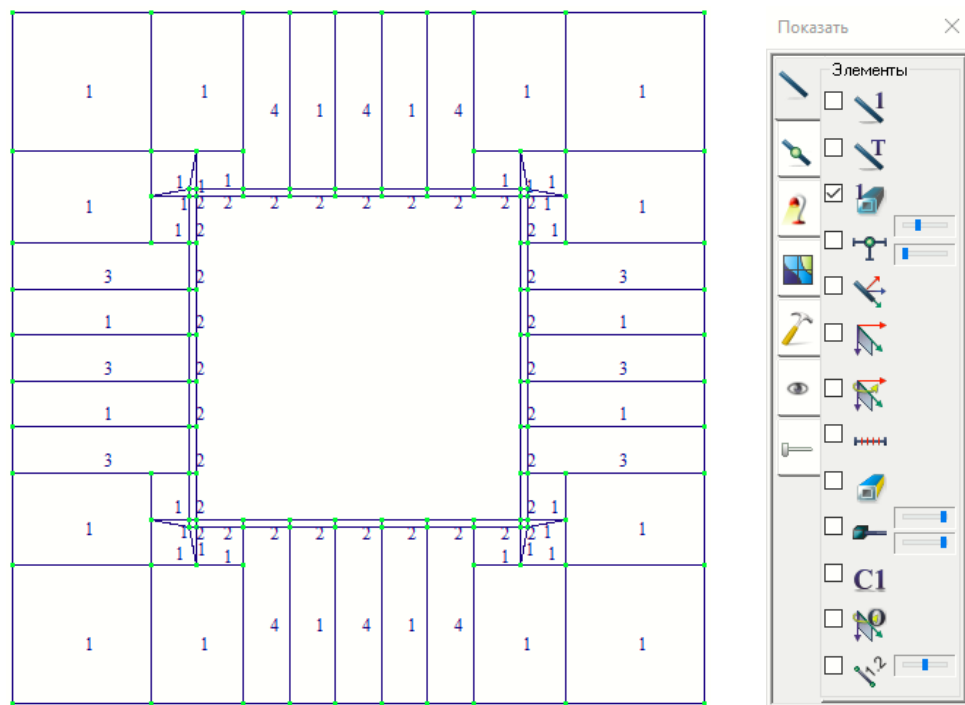


Рис. 4.13. Характеристики жорсткості кінцевих елементів верхнього шару моделі надколонної плити

Для фіксації у просторі і імітації спирання на опорні конструкції колони в окремих вузлах надколонної плити додано в'язі. Вони розташовані у вузлах кінцевих елементів, що імітують сталевий внутрішній стакан (рис. 4.14). Так на вузли по нижньому обрізу плити встановлено в'язі, що обмежують переміщення точок у напрямках трьох головних осей X , Y , та Z , а на інші – що унеможливають переміщення у горизонтальній площині XOY (рис. 4, б).

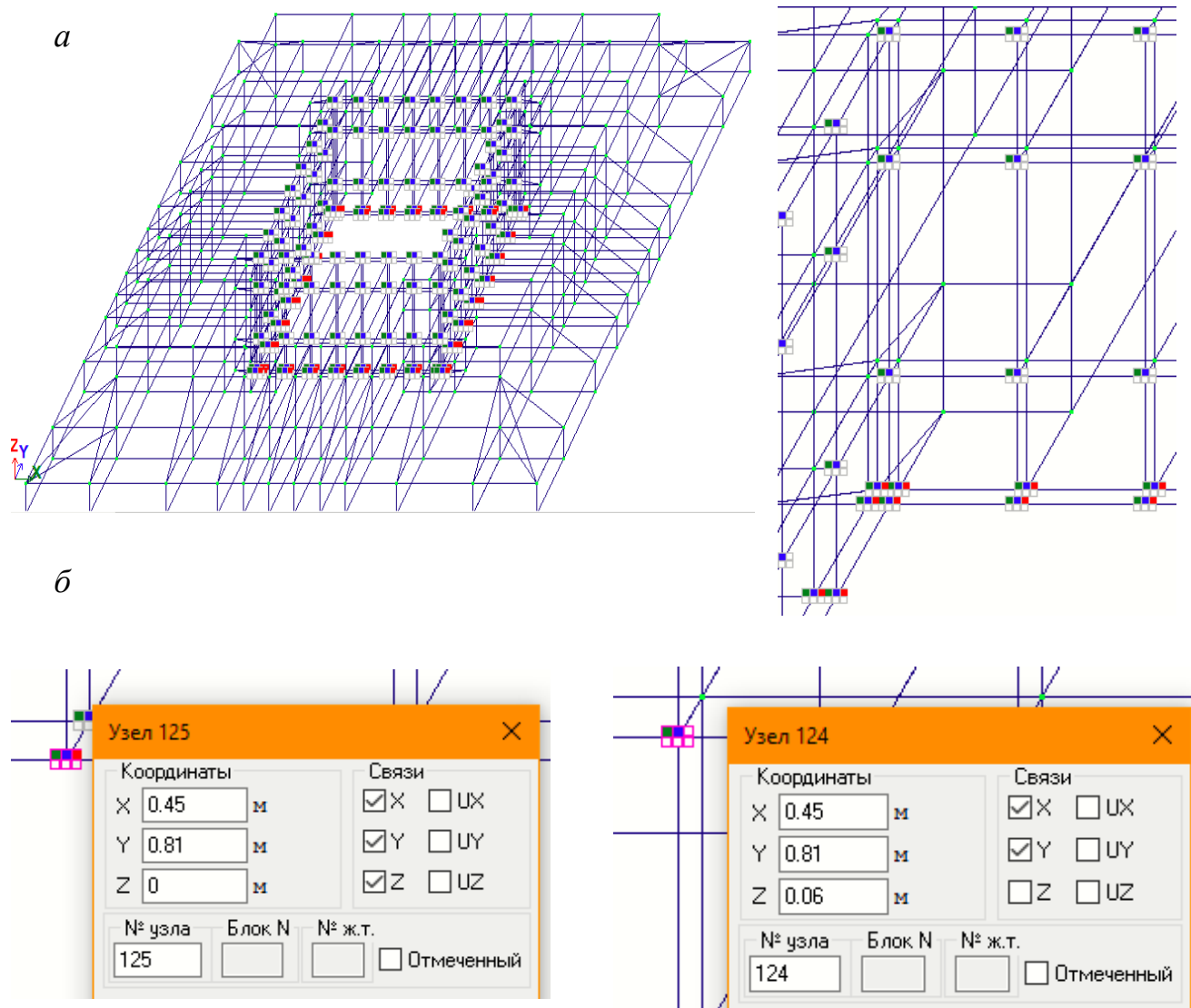


Рис. 4.14. В'язі у вузлах моделі надколонної плит:
a – структурна модель; *б* – зафарбована модель

Зовнішнє навантаження прикладено відповідно до умов проведення експериментальних досліджень (розд. 3). Воно приймається рівномірно розподіленим (рис. 4, *a*) на дві взаємно протилежні похилі грані (рис. 4, *б*).

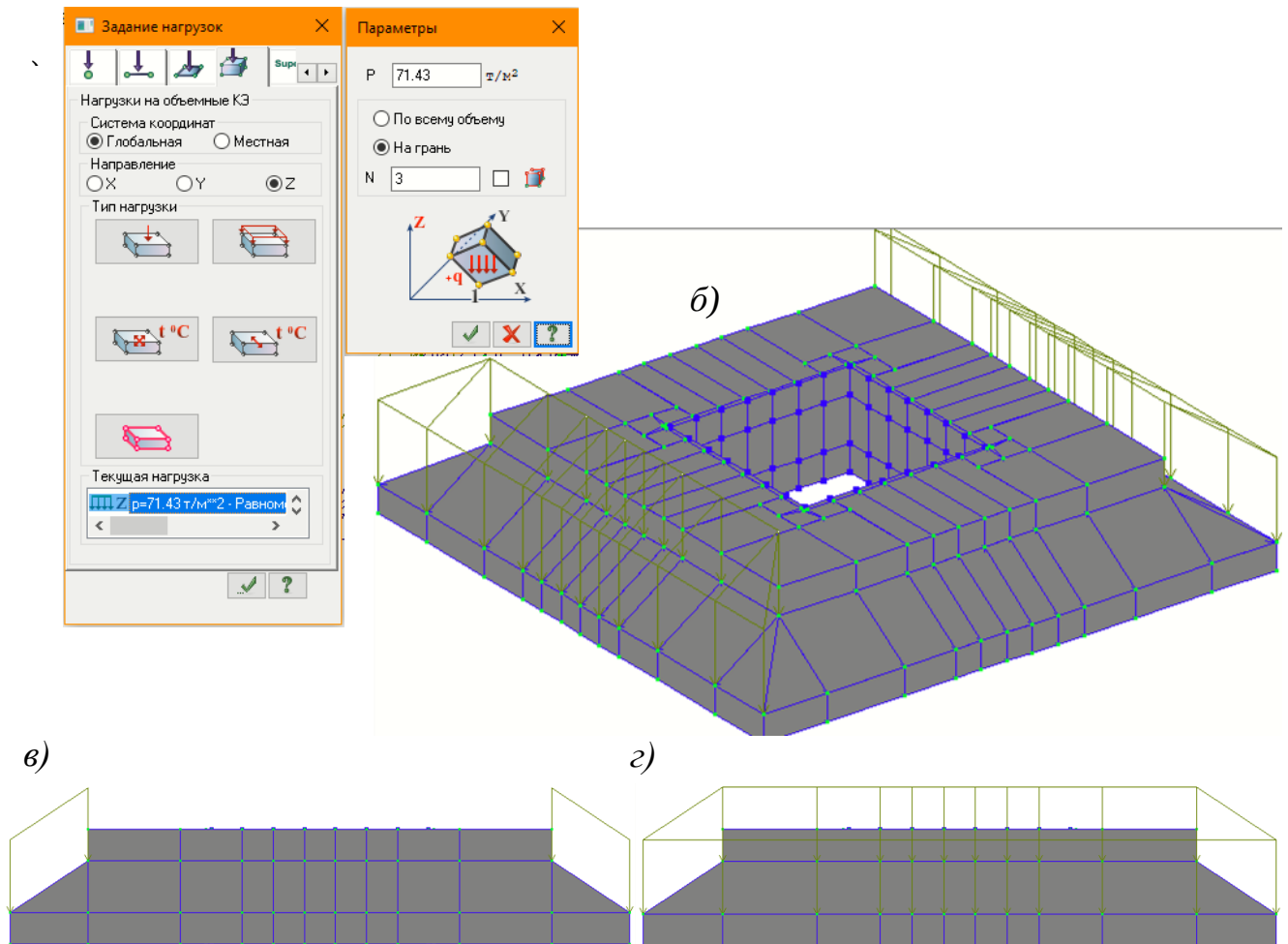


Рис. 4.15. Навантаження на надколонну плиту:

а – заданий тип навантаження «рівномірнорозподілене навантаження на об'ємний елемент»; б – загальний вигляд навантаження; в – проекція на XoZ ;
г – проекція на YoZ

4.1.2. Плита міжколонна

Для формування моделі міжколонної плити використано кінцеві елементи трьох типів KE 32, KE 34 та KE 36. Загальний вигляд кінцевоелементної моделі міжколонної плити наведено рисунку 4.16.

Усього модель надколонної плити складається із 306 кінцевих елементів між 656 вузлами. Усі елементи розділено на три шари (рис. 4.17).

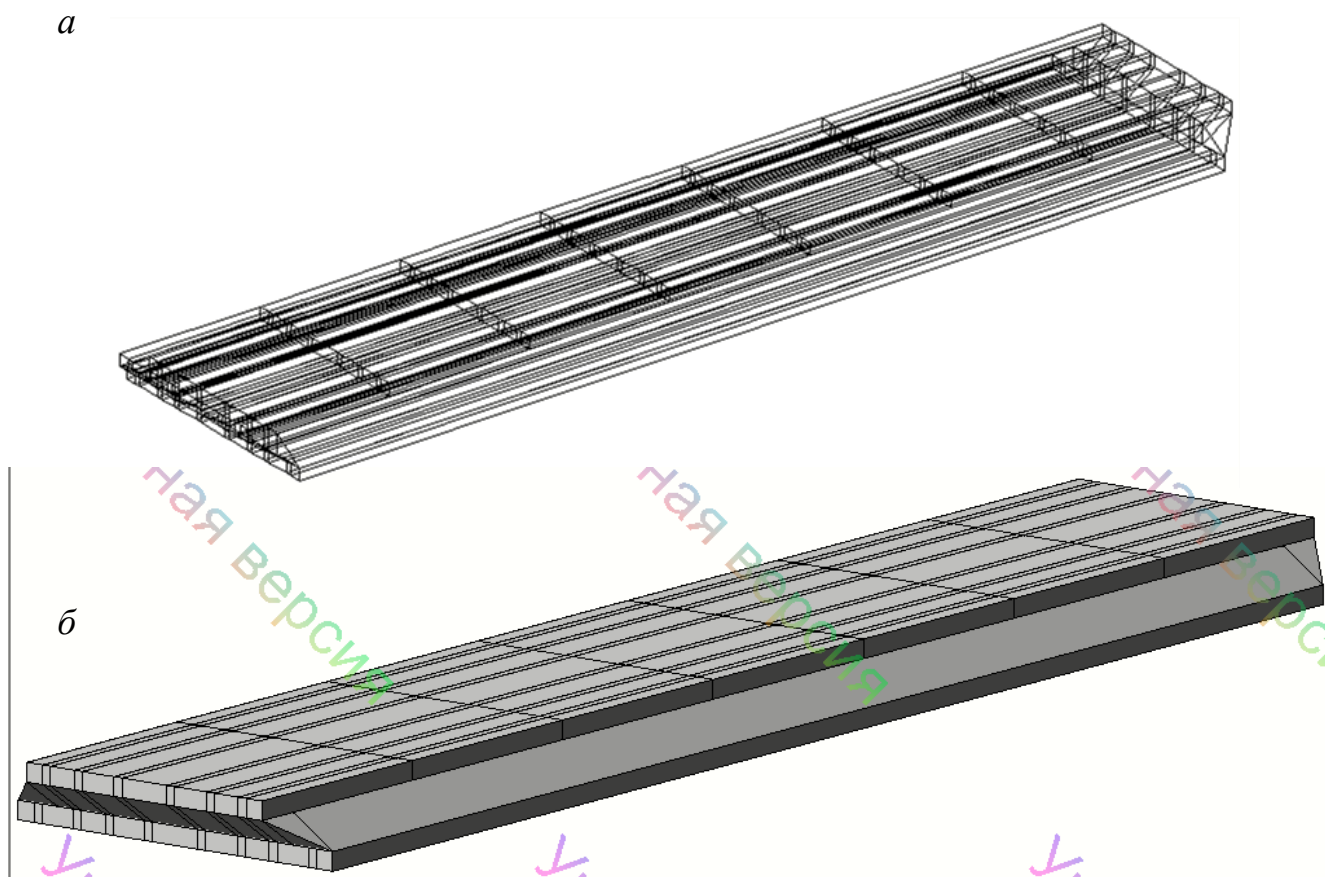


Рис. 4.16. Загальний вгляд кінцвоелементної моделі плити:
a – структурна модель; *б* – зафарбована модель

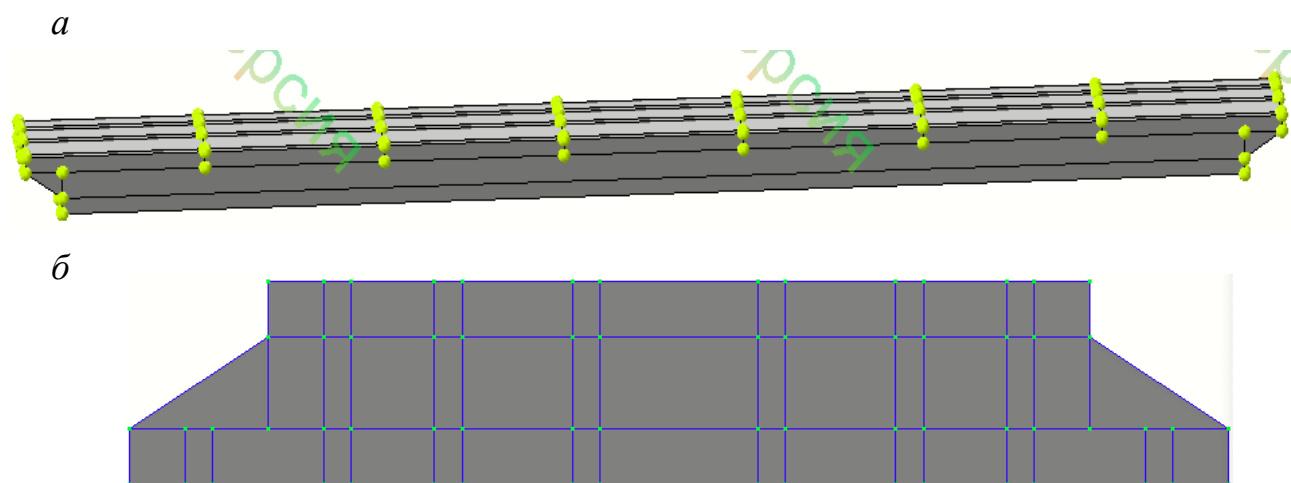


Рис. 4.17. Перерізи кінцвоелементної моделі надколотинної плити:
a – поздовжній; *б* – поперечний

Нижній шар складається в основному із сімнадцяти КЕ 36 (рис. 4.18). Номери характеристики жорсткості кінцевих елементів наведено на рисунку 4.19.



Рис. 4.18. Нижній шар кінцееlementної моделі міжколонної плити:
a – загальна мозаїка; *б* – тип КЕ; *в* – напрямок внутрішніх осей

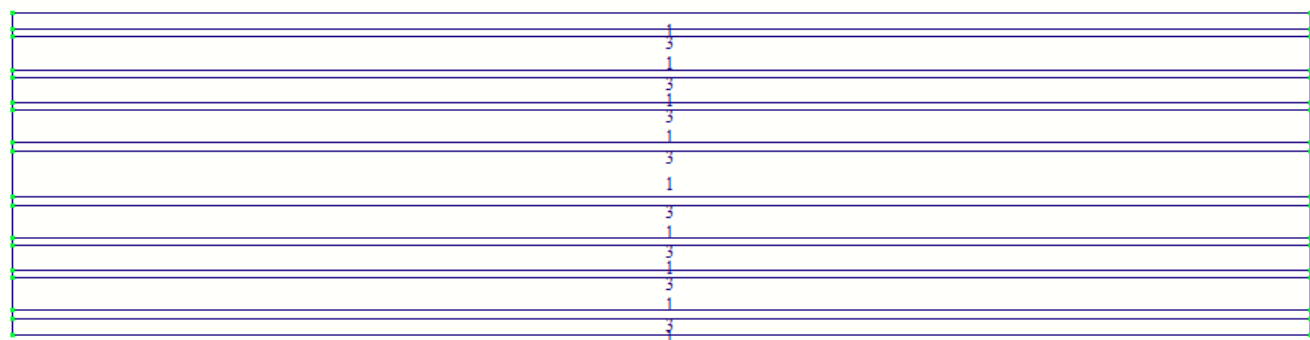


Рис. 4.19. Характеристики жорсткості кінцевих елементів нижнього шару моделі міжколонної плити

Середній шар складається із тринадцяти КЕ 36, двадцяти восьми КЕ 34 та восьми КЕ 32. Кути утворюють чотири пари КЕ 32 (рис. 4.20). По периметру розташовуються КЕ 34. Номери характеристики жорсткості кінцевих елементів наведено на рисунку 4.21.

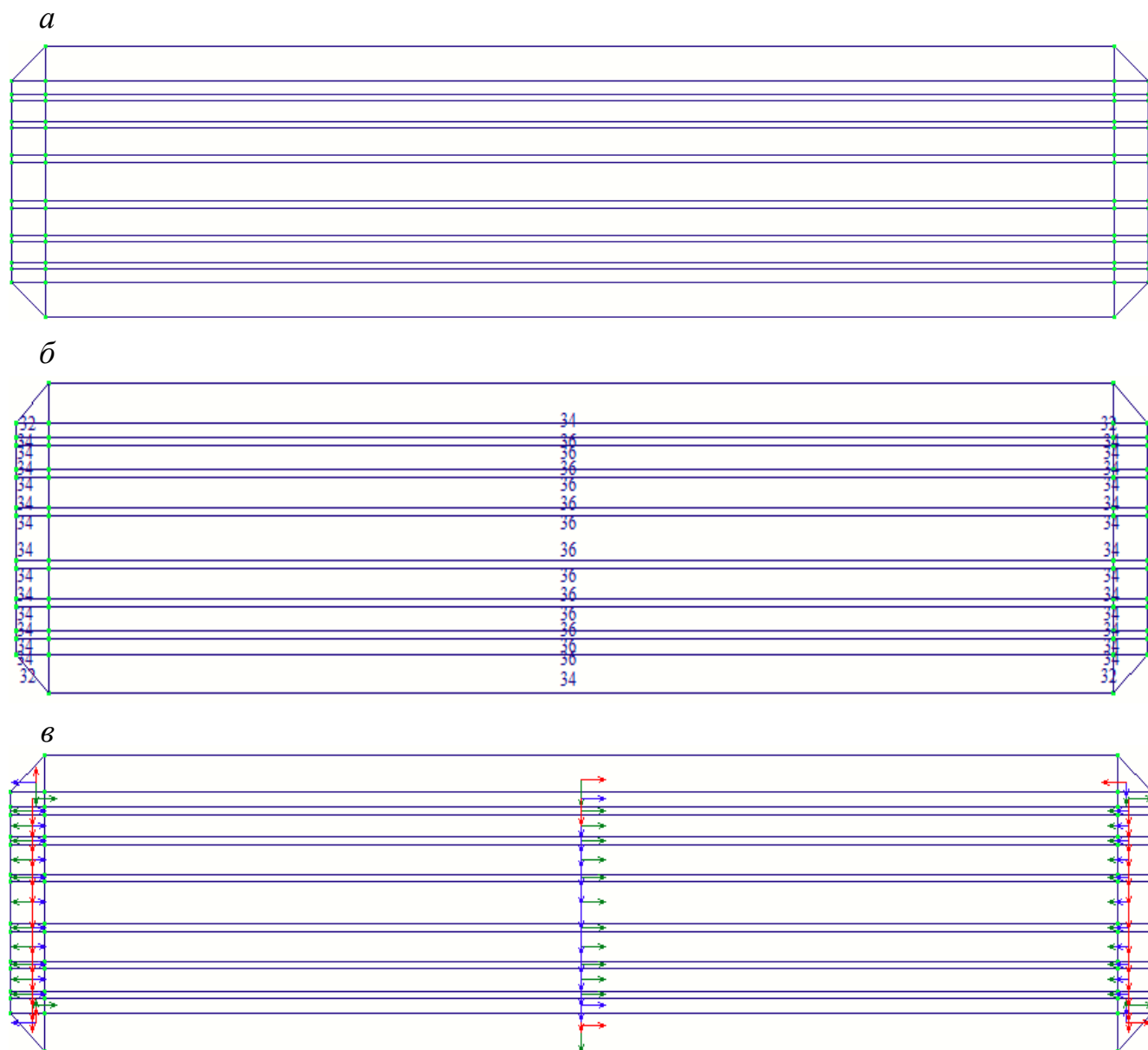


Рис. 4.20. Середній шар кінцевоелементної моделі міжколонної плити:

a – загальна мозаїка; *б* – тип КЕ; *в* – напрямки внутрішніх осей

Особливістю середнього шару є те, що всі його кінцеві елементи мають жорсткість прийнятого бетону.

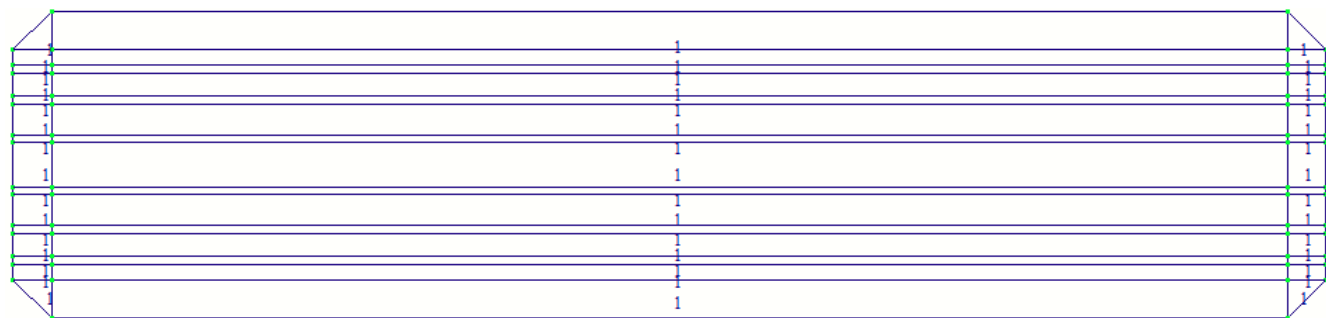


Рис. 4.21. Характеристики жорсткості кінцевих елементів середнього шару моделі міжколонної плити

Верхній шар складається із дев'яноста одного КЕ 36 (рис. 4.22). Номери характеристики жорсткості кінцевих елементів наведено на рисунку 4.23.

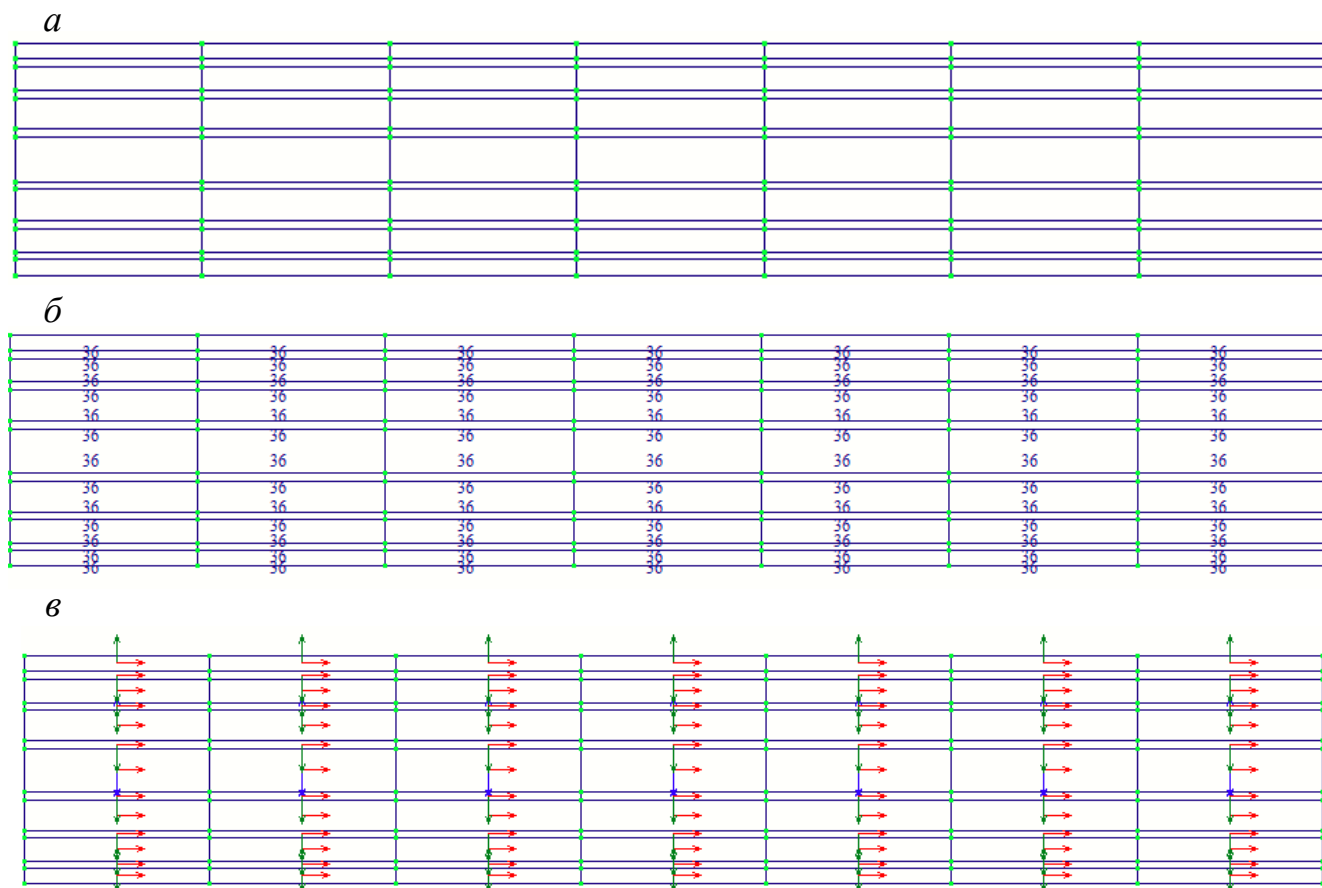


Рис. 4.22. Верхній шар кінцееlementної моделі міжколонної плити:

а – загальна мозаїка; *б* – тип КЕ; *в* – напрямки внутрішніх осей.

Необхідність розподілу верхнього шару на таку кількість кінцевих елементів викликана можливістю коректного завдання зовнішніх навантажень.

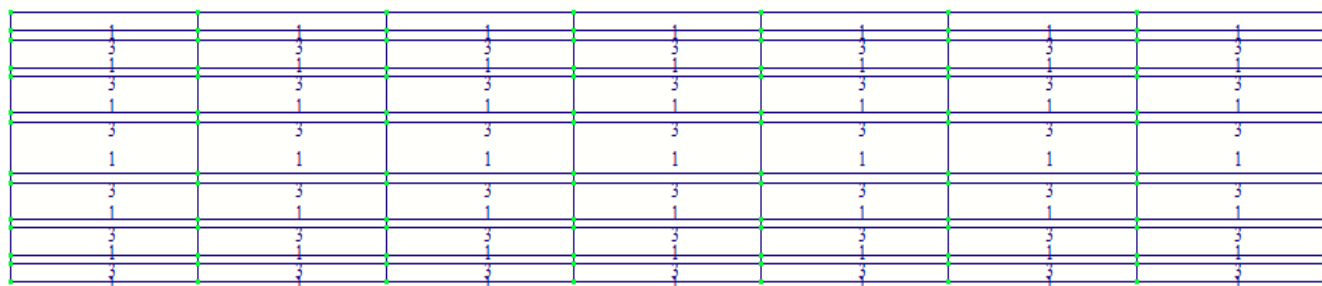


Рис. 4.23. Характеристики жорсткості кінцевих елементів верхнього шару моделі міжколонної плити

Для фіксації у просторі й імітації спираючої на опорні конструкції в окремих вузлах міжколонної плити додано в'язі. Вони розташовані по вузлах кінцевих

елементів, що імітують сталевий внутрішній стакан (рис. 4.24). Так на вузли по нижньому обрізу плити встановлено в'язі, що обмежують переміщення точок у напрямках трьох головних осей X , Y , та Z , а на інші – що унеможливлюють переміщення у горизонтальній площині XOY (рис. 24, б).

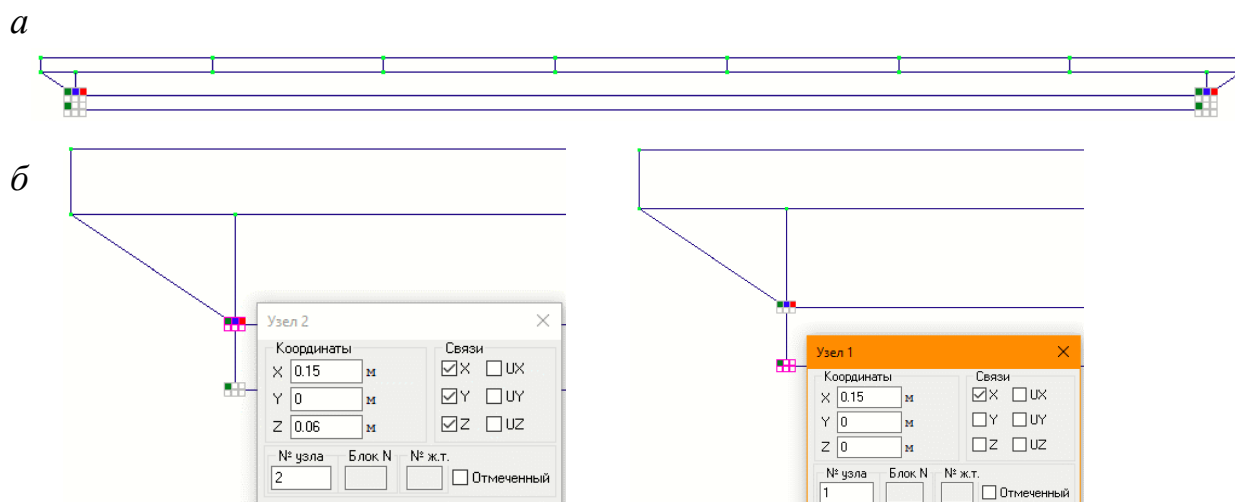


Рис. 4.24. В'язі у вузлах моделі надколонної плит:

a – структурна модель; *б* – зафарбована модель

Деякі кінцеві елементи нижнього та верхнього шарів представляють собою просторові тіла із орторопними властивостями (темного кольору на рис. 4.25), їх особливістю є те, що уздовж плити вони мають жорсткість сталевих елементів, а впоперек – бетонного.

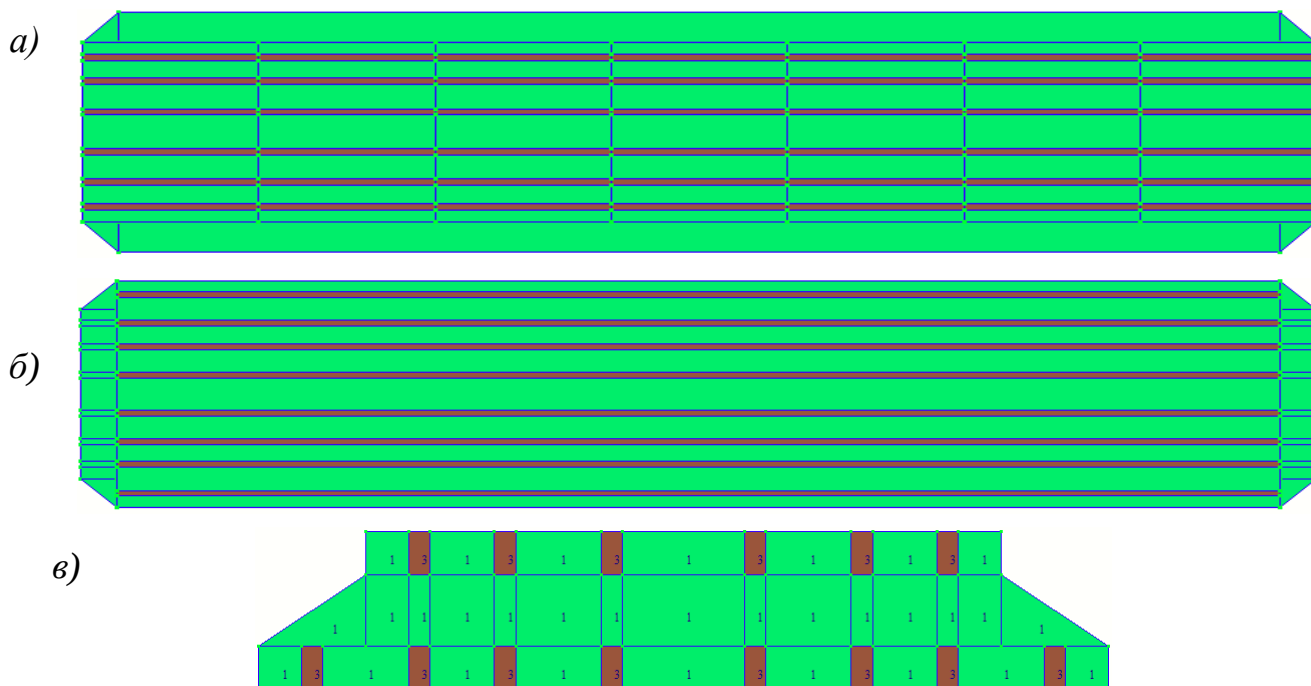


Рис. 4.25. Типи жорсткості кінцевих елементів міжколонної плити:

a – верхній шар; *б* – нижній шар; *в* – поперечний переріз

Зовнішнє навантаження прикладено відповідно до умов проведення експериментальних досліджень (розд. 3). Воно відбувається рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 4.26, *а*) на верхню грань (рис. 4.26, *б*). При цьому навантаження розподіляється по всій поверхні відповідної грані. Завантаження відбувається ступенями зі збільшенням його величини.

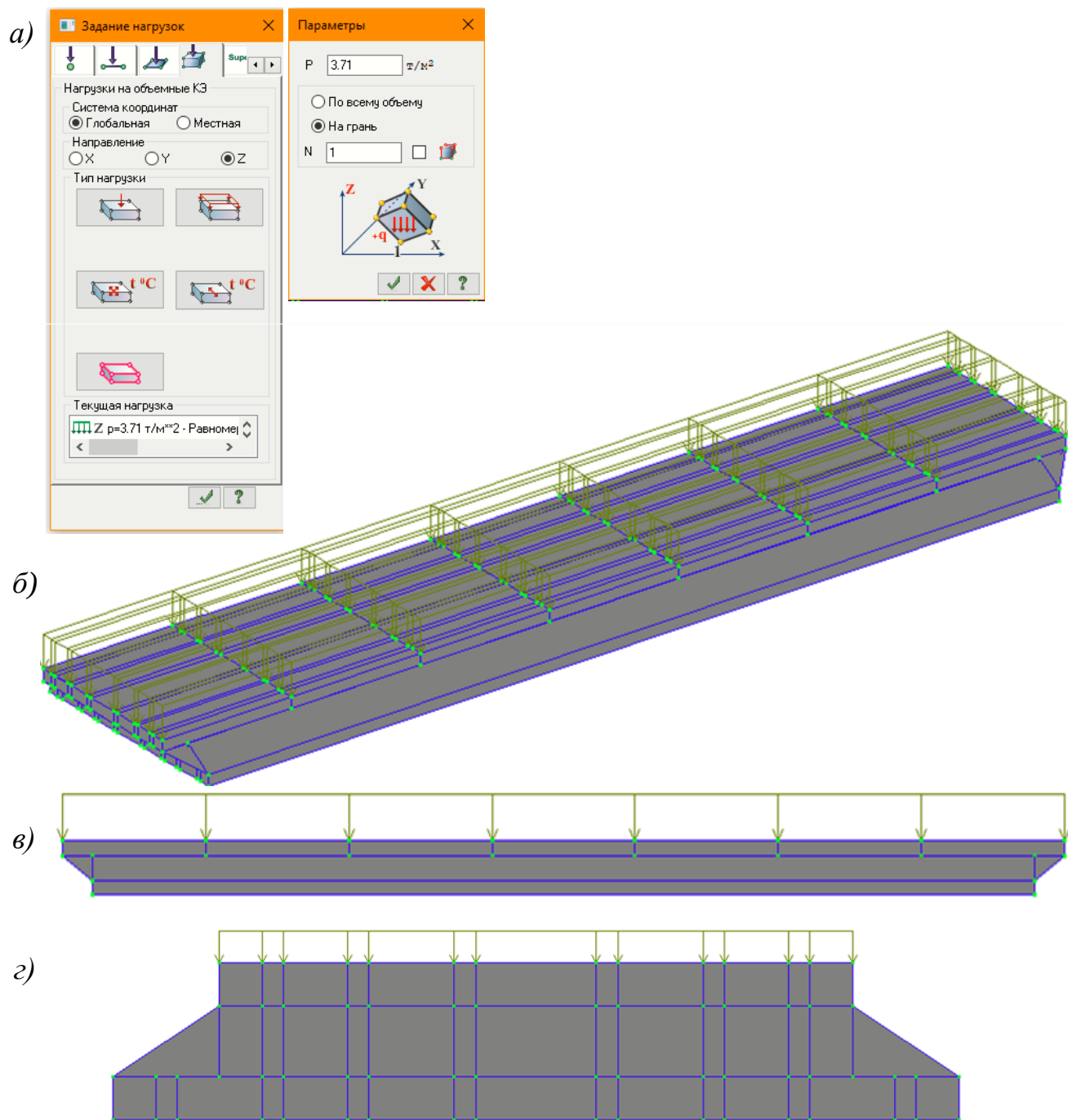


Рис. 4.25. Навантаження на надколонну плиту

а – заданий тип навантаження «рівномірнорозподілене навантаження на об'ємний елемент»; *б* – загальний вигляд навантаження; *в* – проекція на XoZ ; *г* – проекція на YoZ

4.2. Результати чисельних експериментів

Розрахунок у ПК «ЛІРА-САПР» виконується на основі розроблених кінцевоелементних моделей. На кожному етапі засобами програмного комплексу відбувається перевірка коректності заданих вихідних даних. За результатами розрахунку обчислюються всі компоненти напружено-деформованого стану у характерних місцях моделей.

4.2.1. Плита надколонна

На рисунку 4.26 розподіл вертикальних переміщень вузлів кінцевоелементної моделі від зовнішнього навантаження. В якості останнього прийнято величину руйнуючого навантаження, що склала 270 кН.

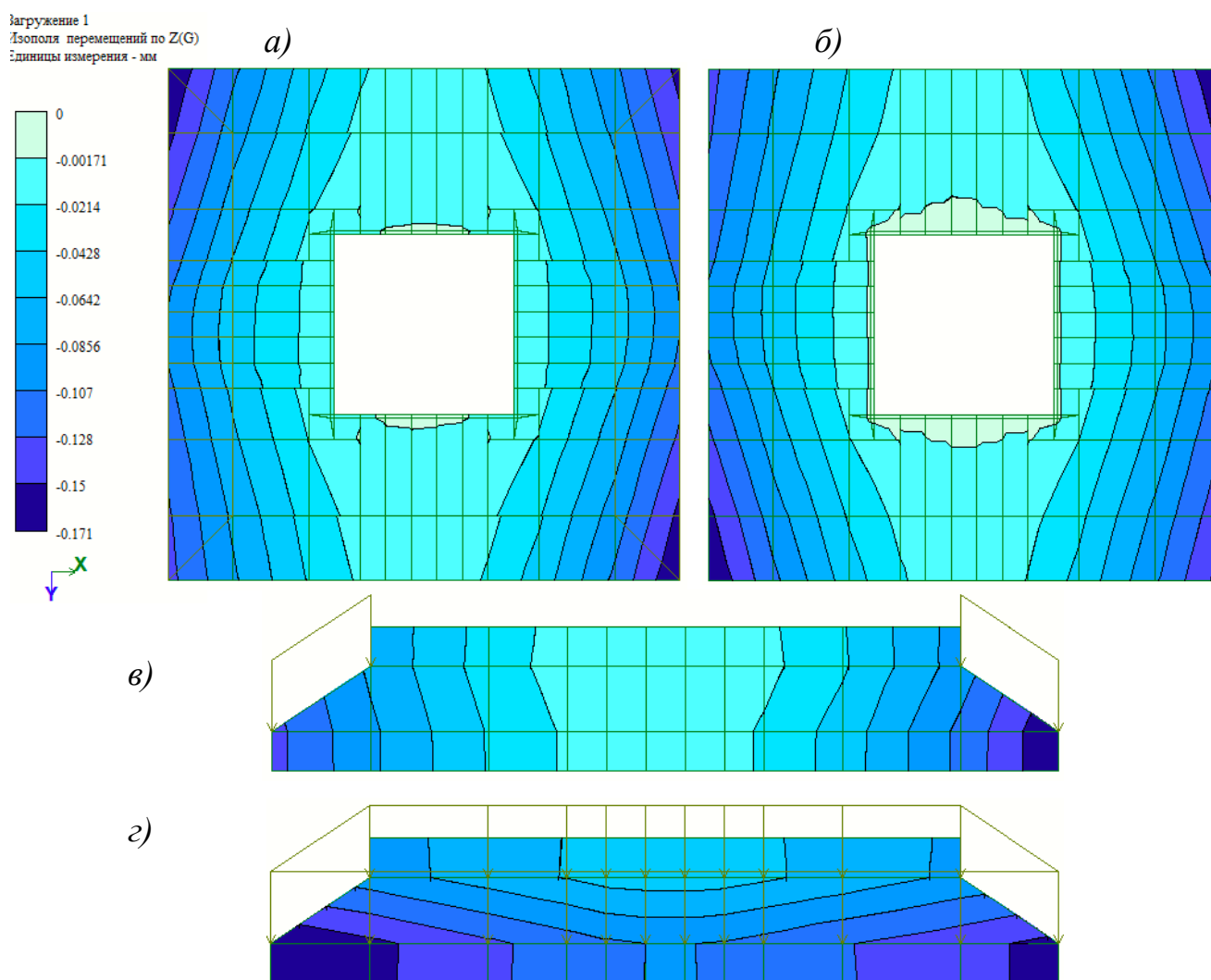


Рис. 4.26. Ізополя вертикальних переміщень (вісь Z) надколонної плити
а – по верхній грані; б – по нижній грані; в – у площині XoZ; з – у площині YoZ

З рисунку 4.26 видно, що найбільші вертикальні переміщення отримують найвіддаленіші вузли, які розташовані у зовнішніх кутових зонах. Бокові грані вигинаються. Але ті грані, де прикладене навантаження мають меншу кривизну порівняно із вільними від навантаження.

На рисунку 4.27 наведено розподіл горизонтальних переміщень по вісь X .

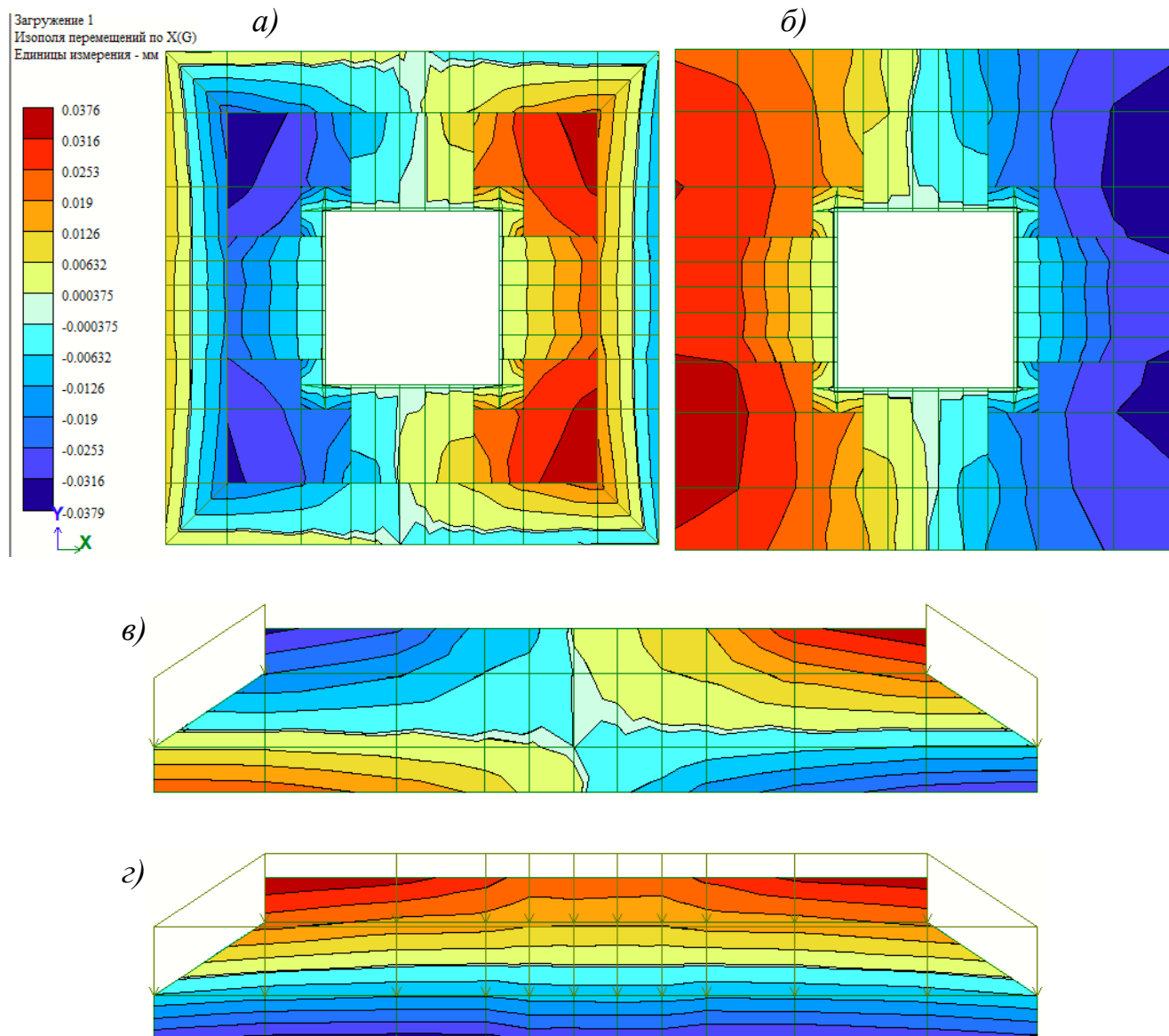


Рис. 4.27. Ізополя горизонтальних переміщень (вісь X) надколонної плити:
 а – по верхній грані; б – по нижній грані; в – у площині XOZ ; г – у площині YOZ

З аналізу графіків рисунку 4.27 можна бачити, що характер розподілу переміщень напрямку осі X має симетричний характер відносно геометричного центру надколонної плити. Такий же висновок про розподіл горизонтальних переміщень по вісь Y можна зробити з аналізу графіків, які наведено на рис. 4.28.

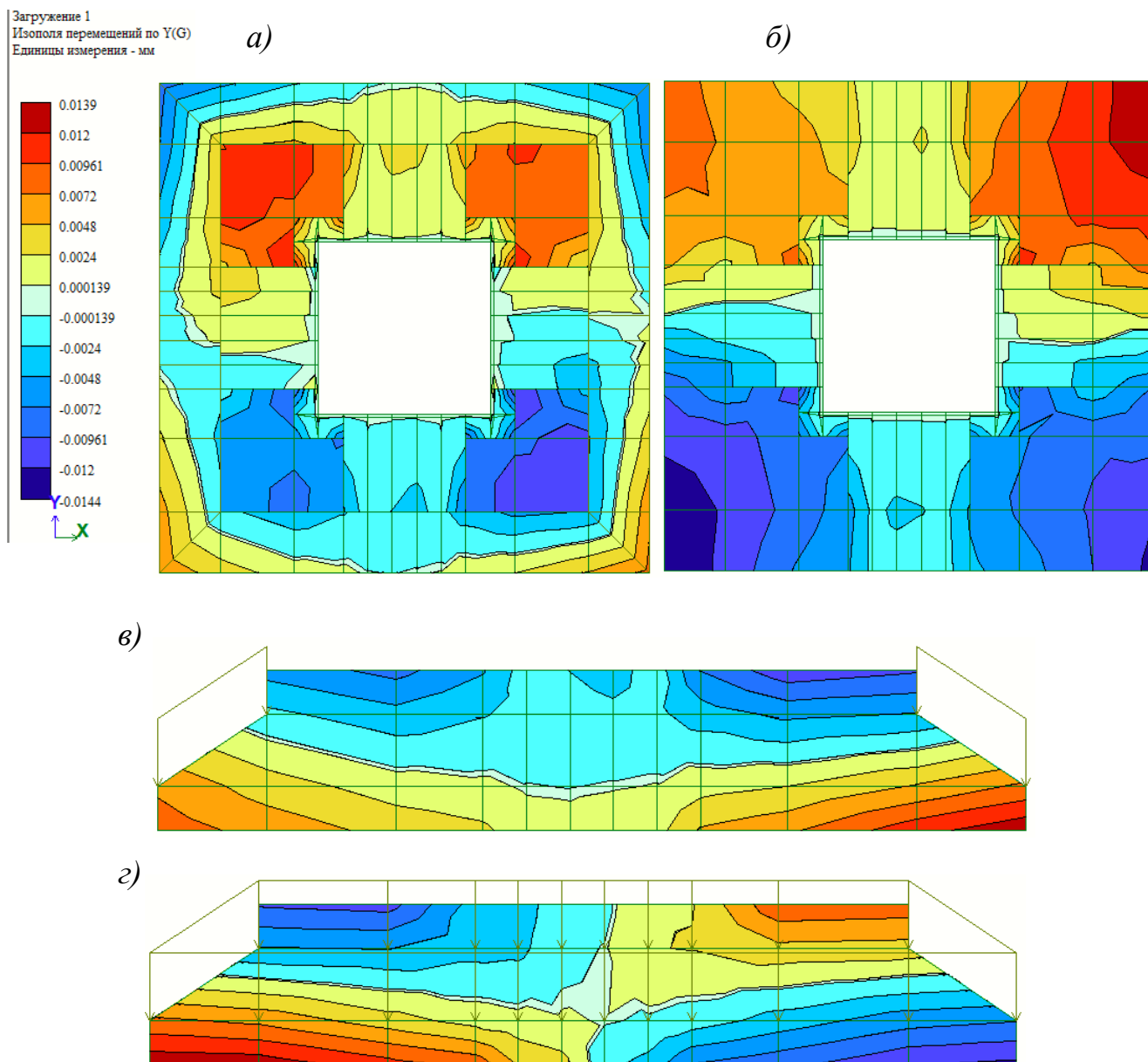


Рис. 4.28. Изополя горизонтальных перемещений (вісь Y) надколонної плити:
а – по верхній грані; б – по нижній грані; в – у площині XoZ; г – у площині YoZ

На рисунку 4.29 наведено загальну вихідну форму кінцевоелементної моделі надколонної плити до розрахунку та деформовану форму після прикладання навантаження. Слід зазначити, що величини вертикальних переміщень крайніх точок добре відповідають величині прогинів отриманих під час фізичного експерименту над міжколонною плитою.

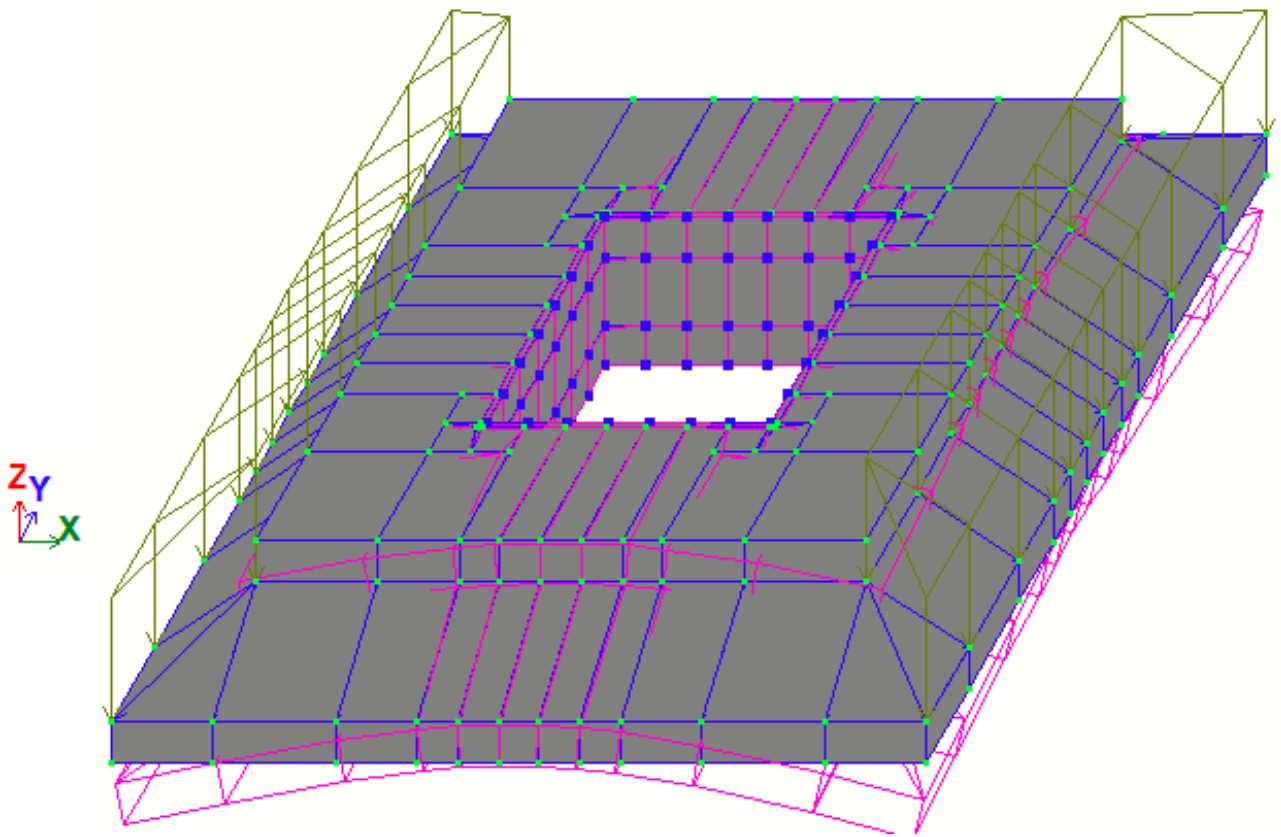


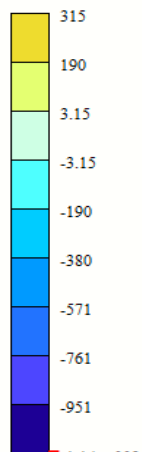
Рис. 4.29. Загальний деформований стан надколонної плити

Засобами програмного комплексу крім переміщень обчислено компоненти напруженого стану у елемента кінцевоелементної моделі. На рисунку 4.30 наведено розподіл величини нормальних напружень по осях X , Y та Z . Найбільші розтягуючі напруження мали місце по осі Z . Їх величина у крайніх фібрах в момент досягнення конструкцією граничного стану досягала значення межі текучості арматурної сталі. При цьому найнапруженішими місцями були місця верхнього обрізу сталевго стакану (можливі місця прикріплення до колони). Найбільші стискаючі напруження мали значення у напрямку осей X та Y у місцях спирання дослідної конструкції на опору.

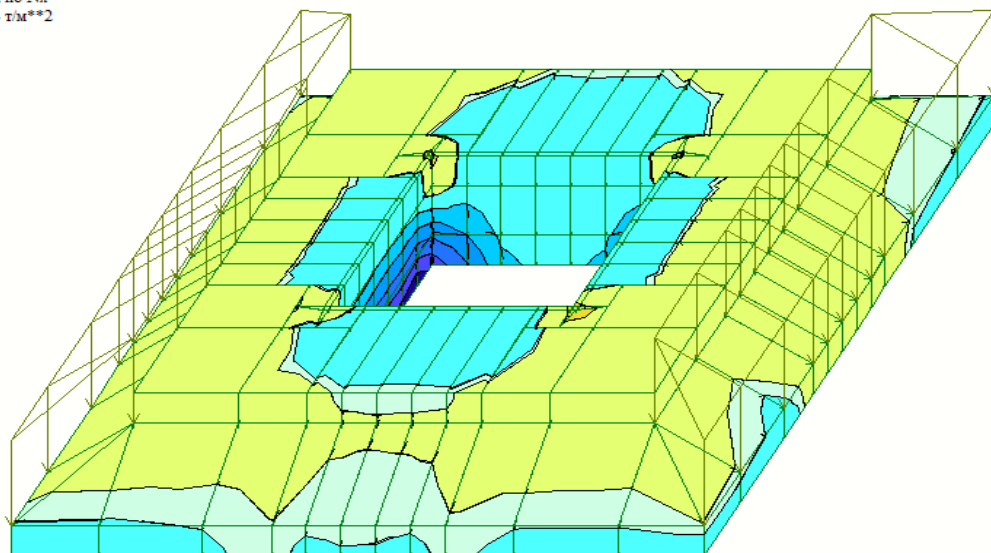
На рисунку 4.31 наведено розподіл дотичних напружень по тілу кінцевоелементної моделі. Найбільш напруженими місцями виявились кути сталевго стакану. У цих місцях відбувається суттєве збурення напруженого стану даної моделі.

а)

Загружение 1
Изополю напряжений по Nx
Единицы измерения - т/м**2

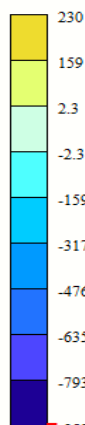


Z ↓ 14e+003
X →

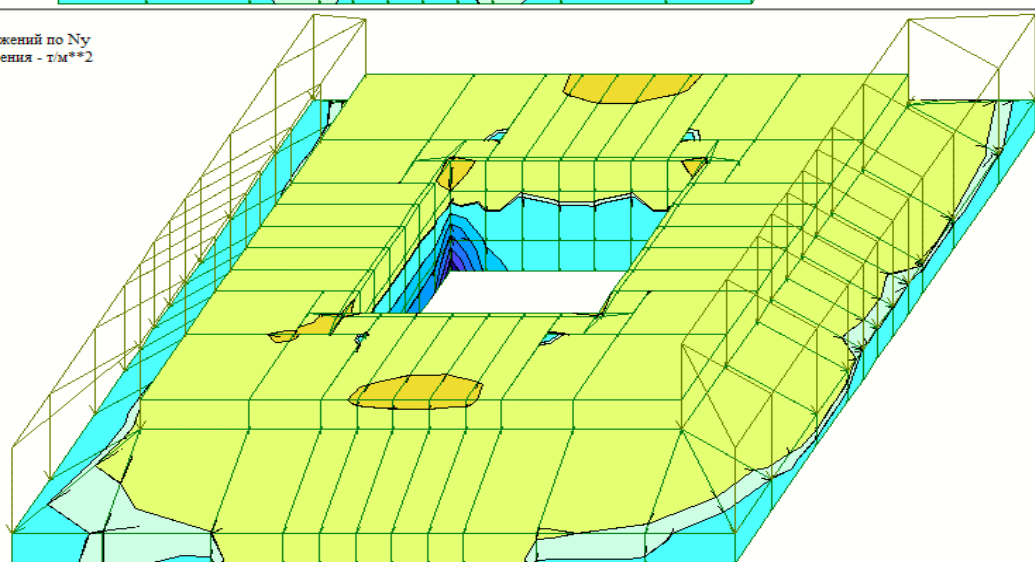


б)

Загружение 1
Изополю напряжений по Ny
Единицы измерения - т/м**2

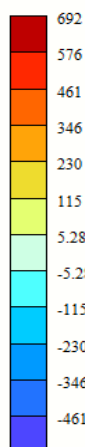


Z ↓ 53
X →



в)

Загружение 1
Изополю напряжений по Nz
Единицы измерения - т/м**2



Z ↓ 29
X →

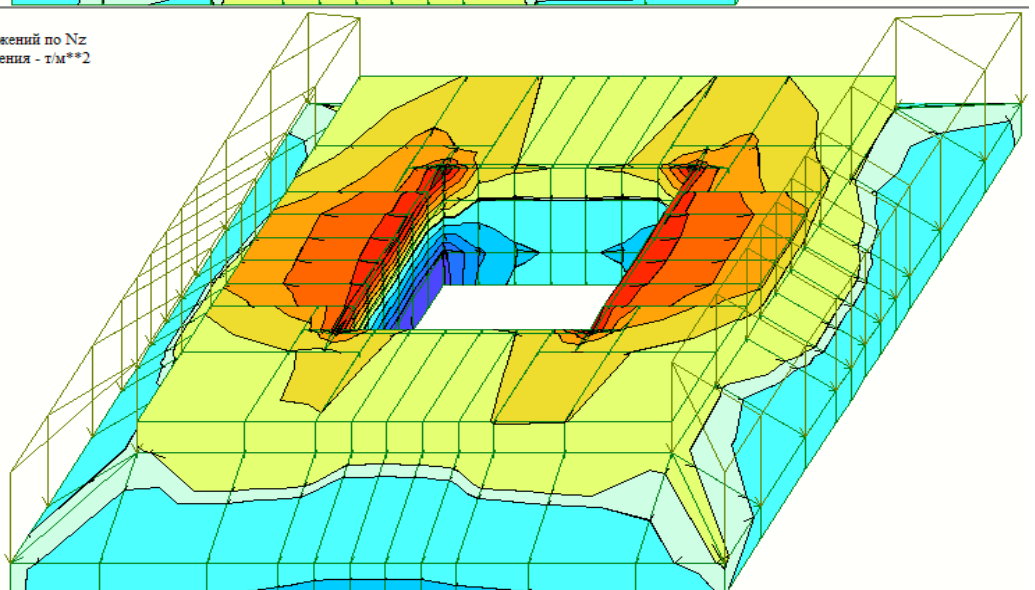


Рис. 4.30. Загальний напружений стан надколонної плити
(нормальні напруження):

а – по осі X; б – по осі Y; в – по осі Z

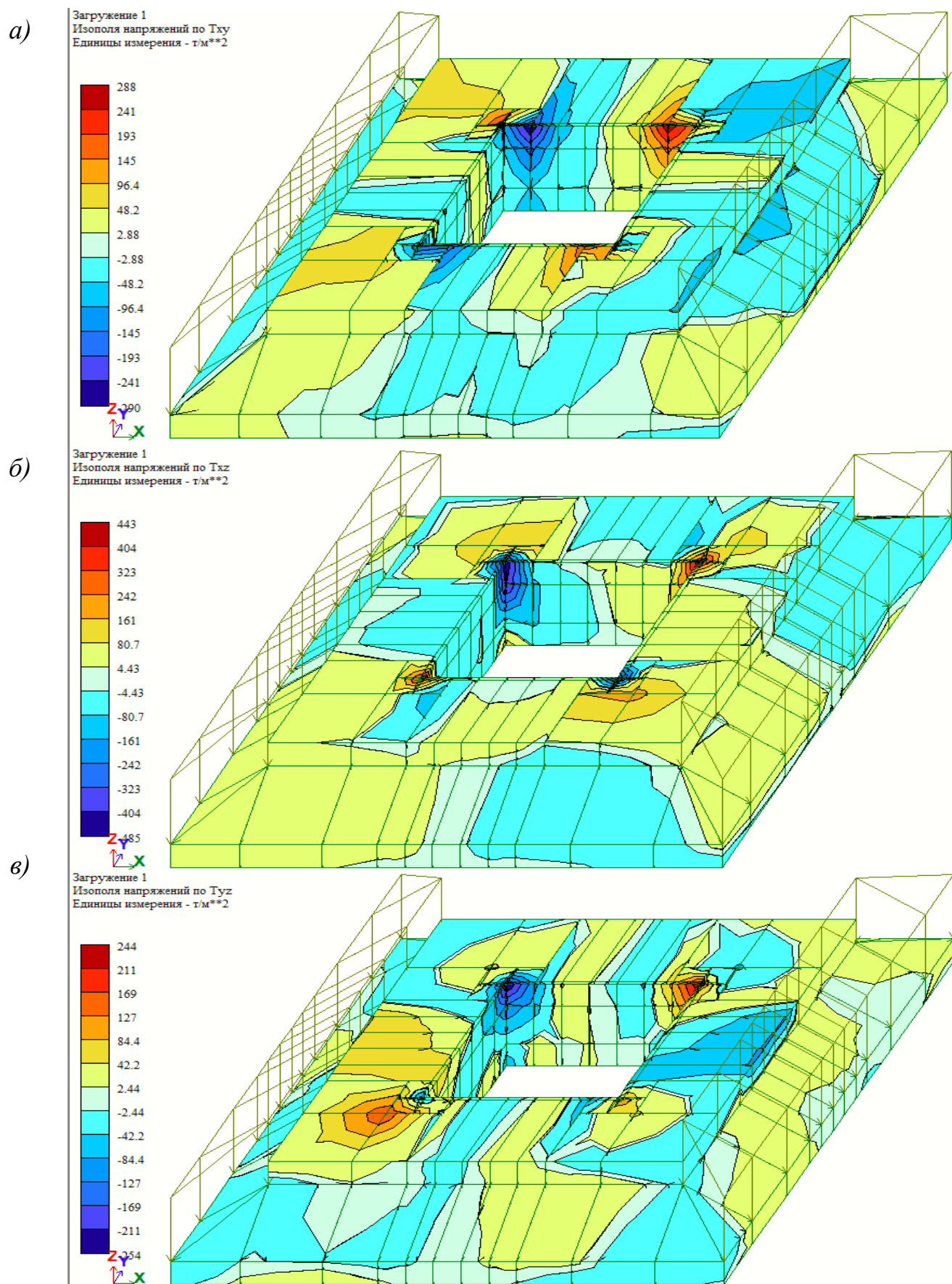


Рис. 4.31. Загальний напружений стан надколонної плити
(дотичні напруження):

а – у площині XY ; б – по осі XZ ; в – по осі YZ

4.2.2. Плита міжколонна

Деформована схема плити наведена на рисунку 4.32.

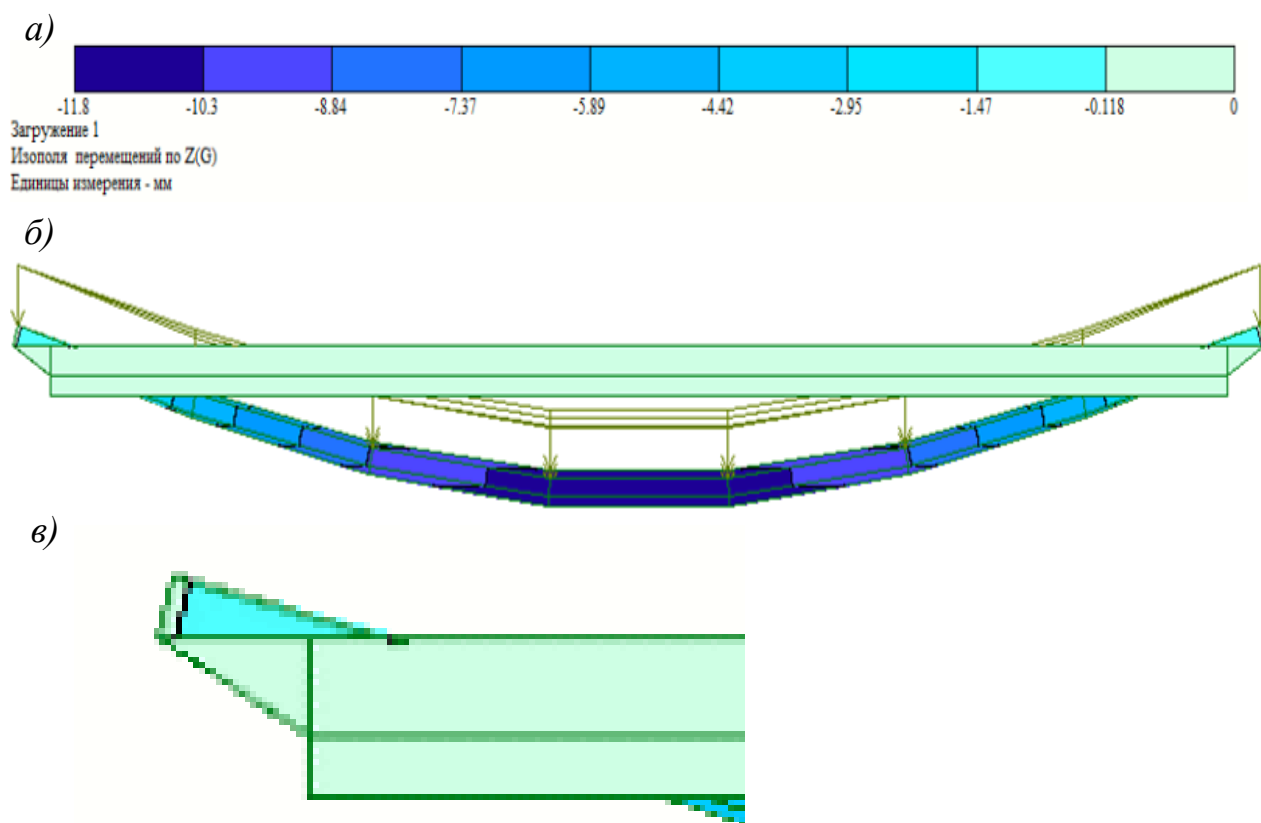


Рис. 4.32. Ізополя вертикальних переміщень (вісь Z) міжколонної плити
 а – шкала значень; б – деформована схема плити; в – деформований стан опорного вузла плити

На рисунках 4.33 – 4.35 наведено характер розподілу переміщень точок зовнішніх граней міжколонної плити у напрямку осей Z , X та Y , відповідно. Спільним ту є те, що розподіл переміщень має зворотно симетричний характер крім переміщень уздовж вісі Z . Аналіз наведених ізоліній вказує на форму плити після деформування. Вона плоско вигинається нейтральною площиною у координатній площині ZX . Міжопорна частина плити мала вертикальні переміщення у напрямку прикладання зовнішнього зусилля, а позаопорні частини перемістились у протилежному напрямку. Цьому сприяє особливість видовженої ділянки спирання.

На рисунках 4.36 – 4.47 наведено характер розподілу внутрішніх зусиль міжколонної плити по кожному окремому компоненту напруженого стану.

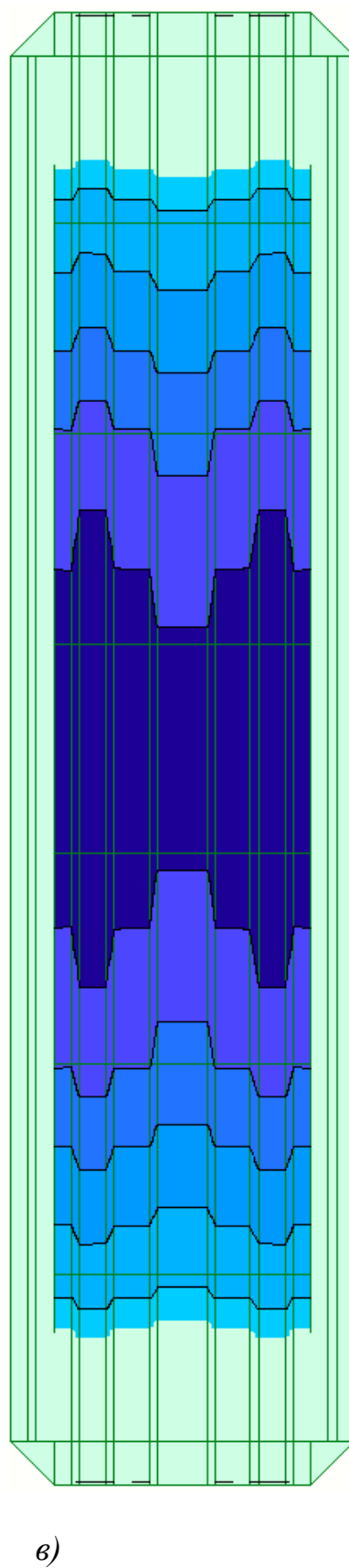
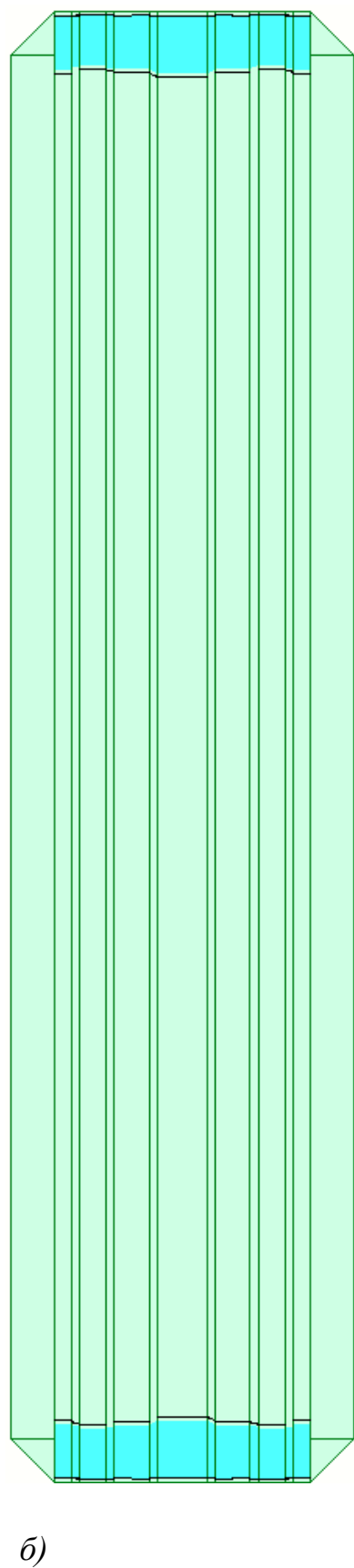
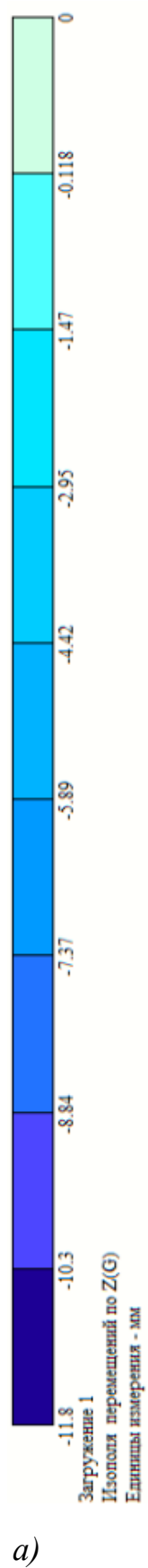


Рис. 4.33. Изополя вертикальных перемещений (вісь Z) міжколонної плити по гранях:
а – шкала значень; б – верхня; в – нижня

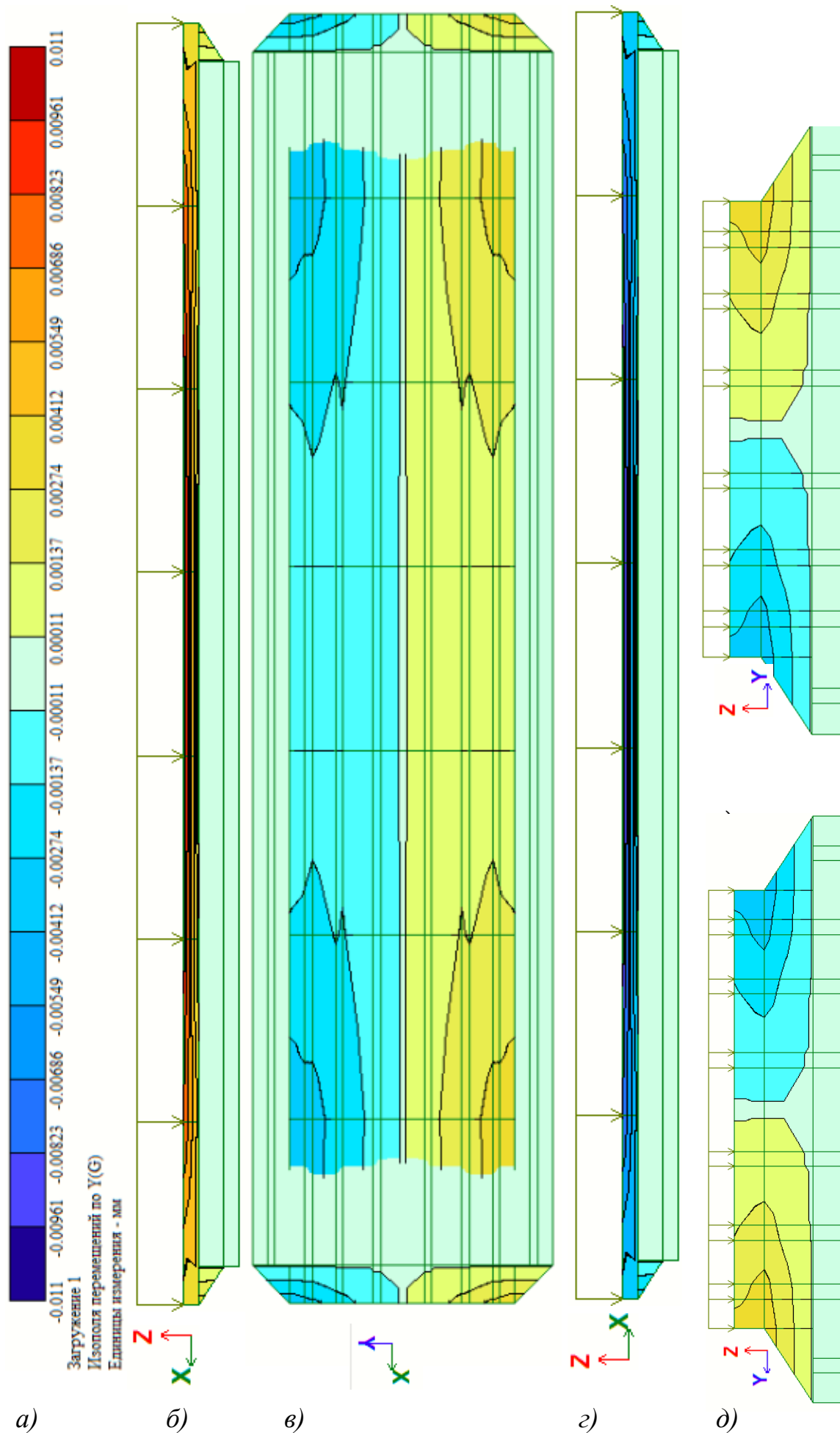


Рис. 4.34. Ізополя горизонтальних переміщень (вісь Y) міжколонної плити по гранях:
а – шкала значень; б та г – довгі бокові; в – нижня; д та е – короткі бокові

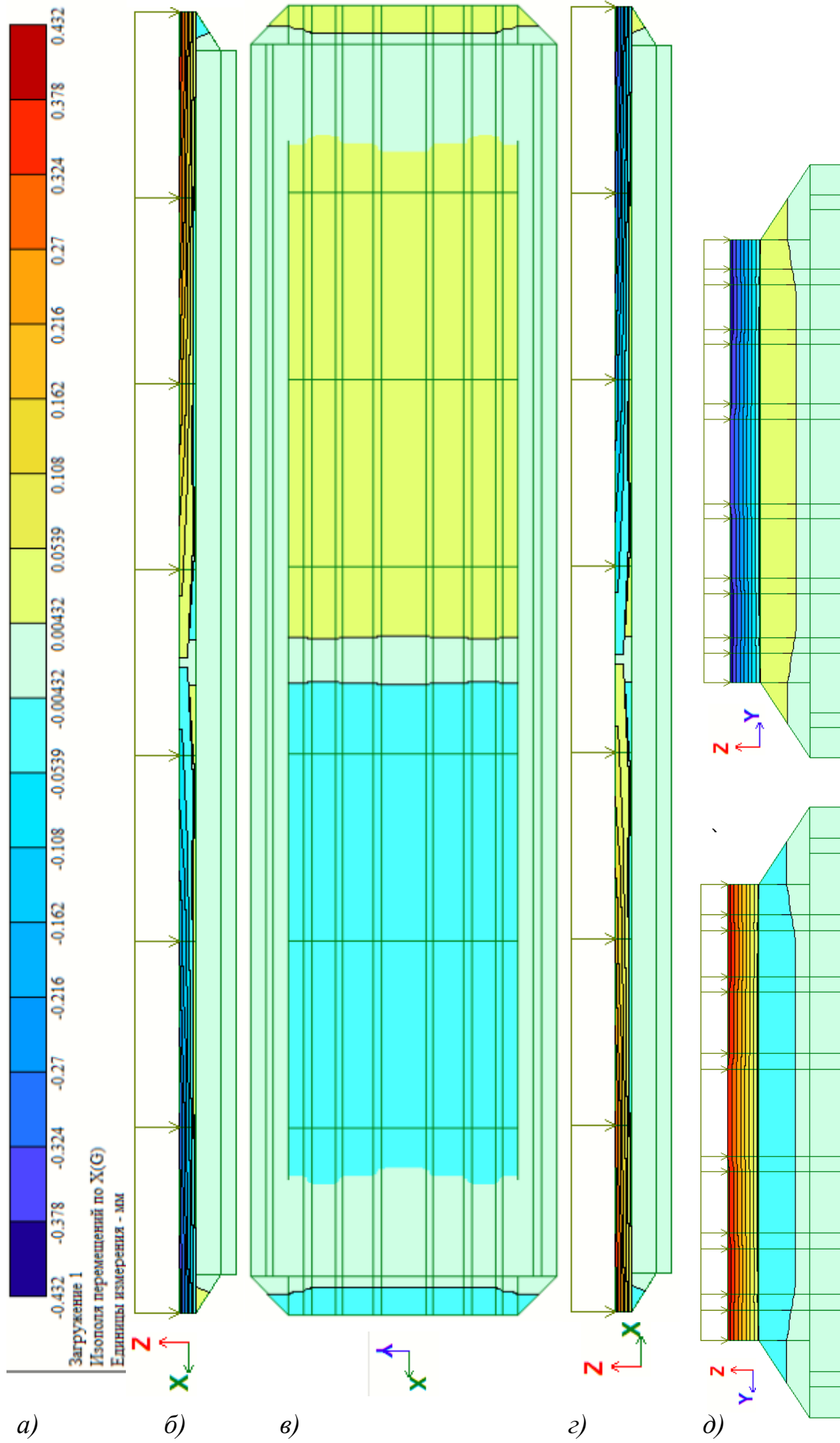


Рис. 4.35. Изополюс горизонтальных перемещений (ось X) міжколонної плити по гранях:

$\bar{a}$ – шкала значений; $\bar{b}$ та $\bar{e}$ – довгі бокові; $\bar{e}$ – нижня; $\bar{d}$ та $\bar{a}$ – короткі бокові

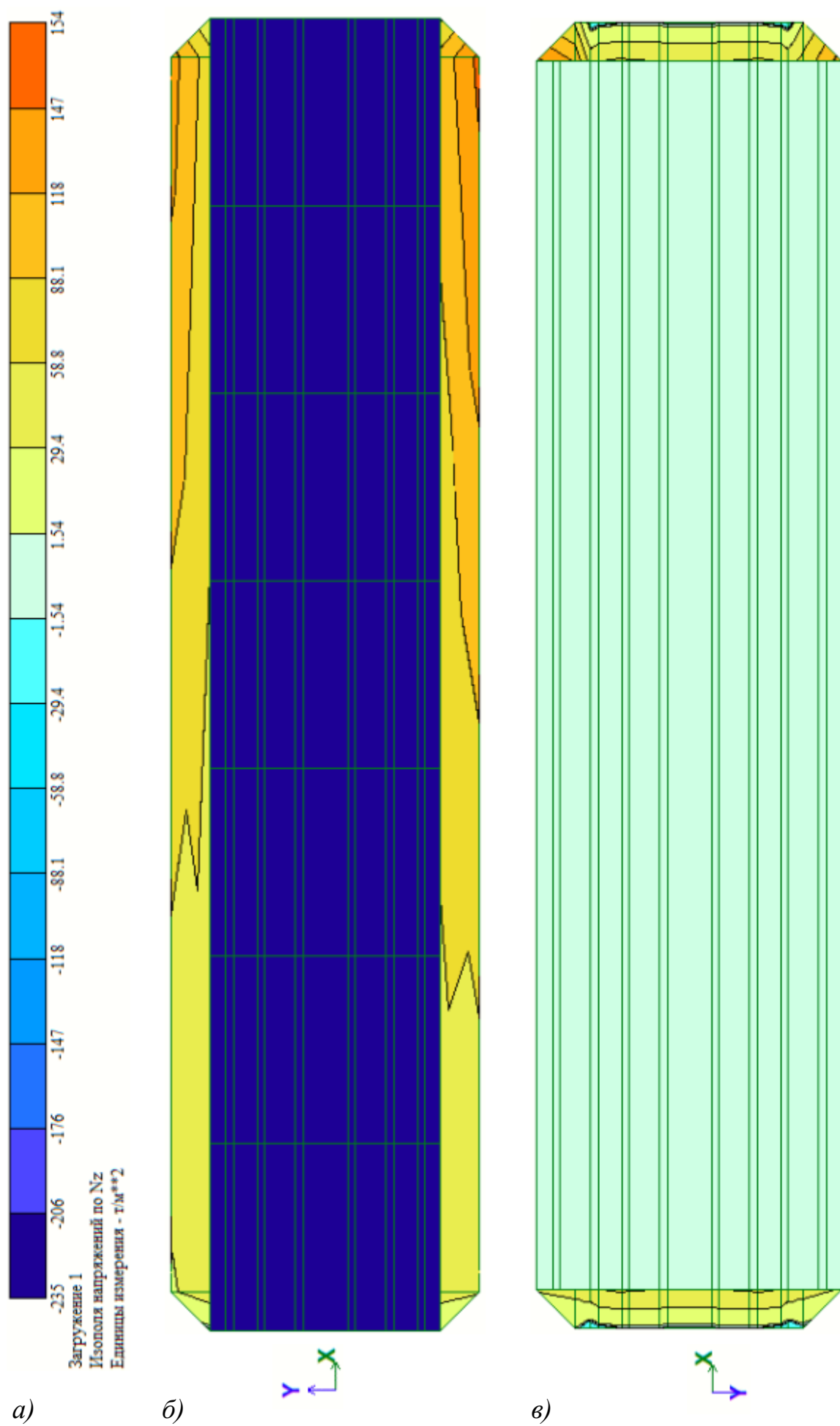


Рис. 4.36. Загальний напружений стан надколонної плити (нормальні напруження σ_x):

a – верхня грань; *б* – нижня грань

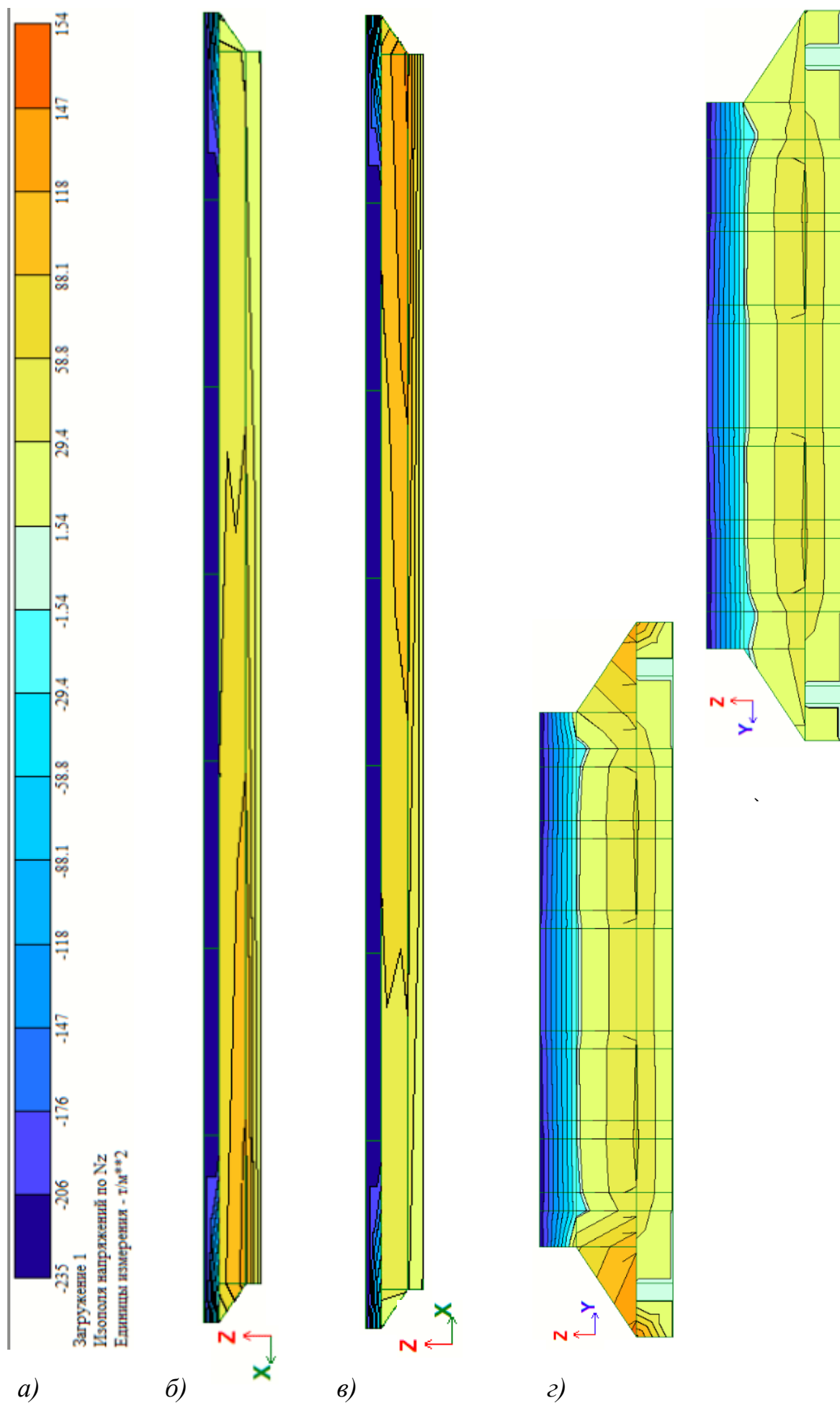


Рис. 4.37. Загальний напружений стан надколонної плити (нормальні напруження σ_x):

а – шкала значень; б та в – довгі бокові; г та д – короткі бокові

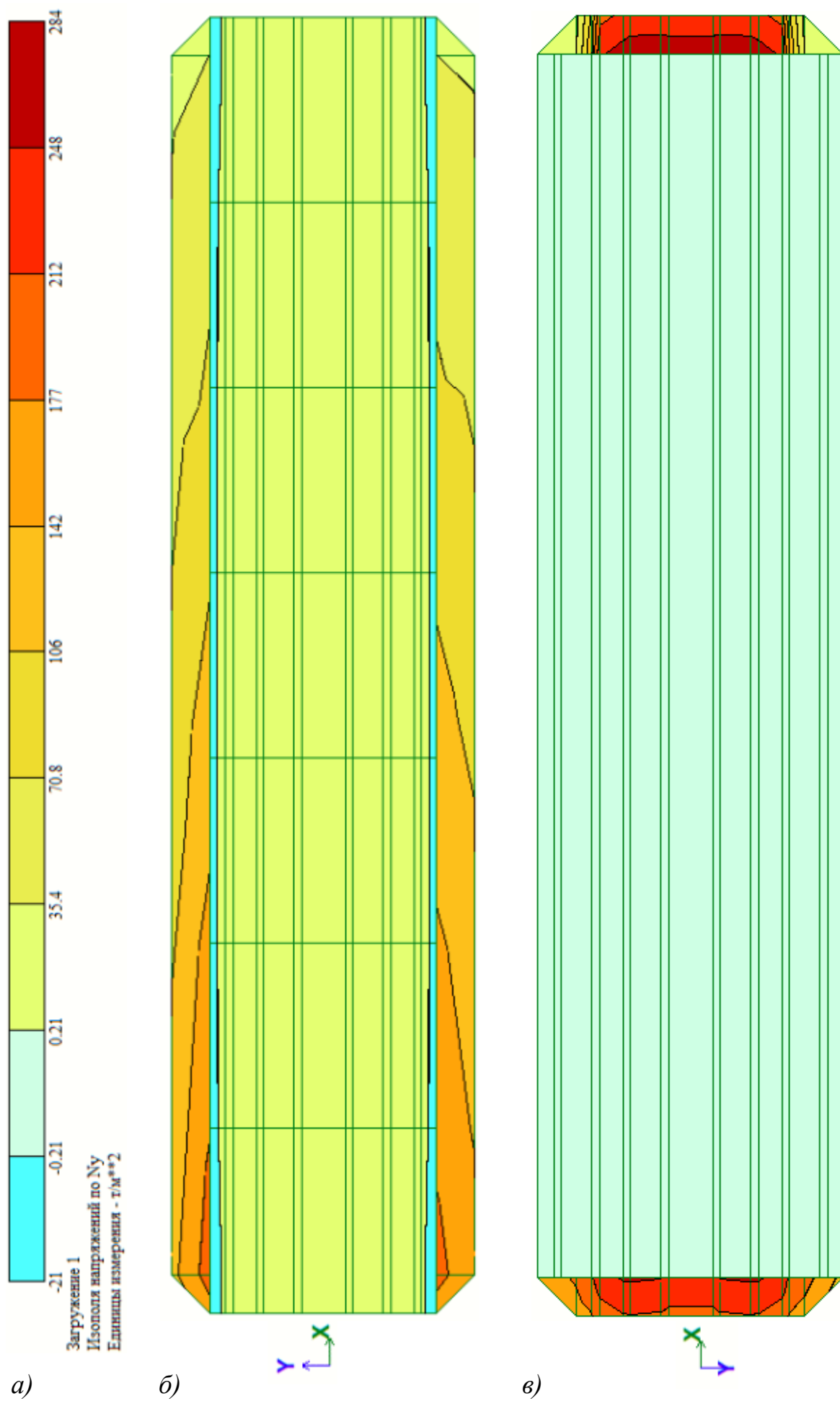


Рис. 4.38. Загальний напружений стан надколонуї плити (нормальні напруження σ_y):

a – верхня грань; b – нижня грань

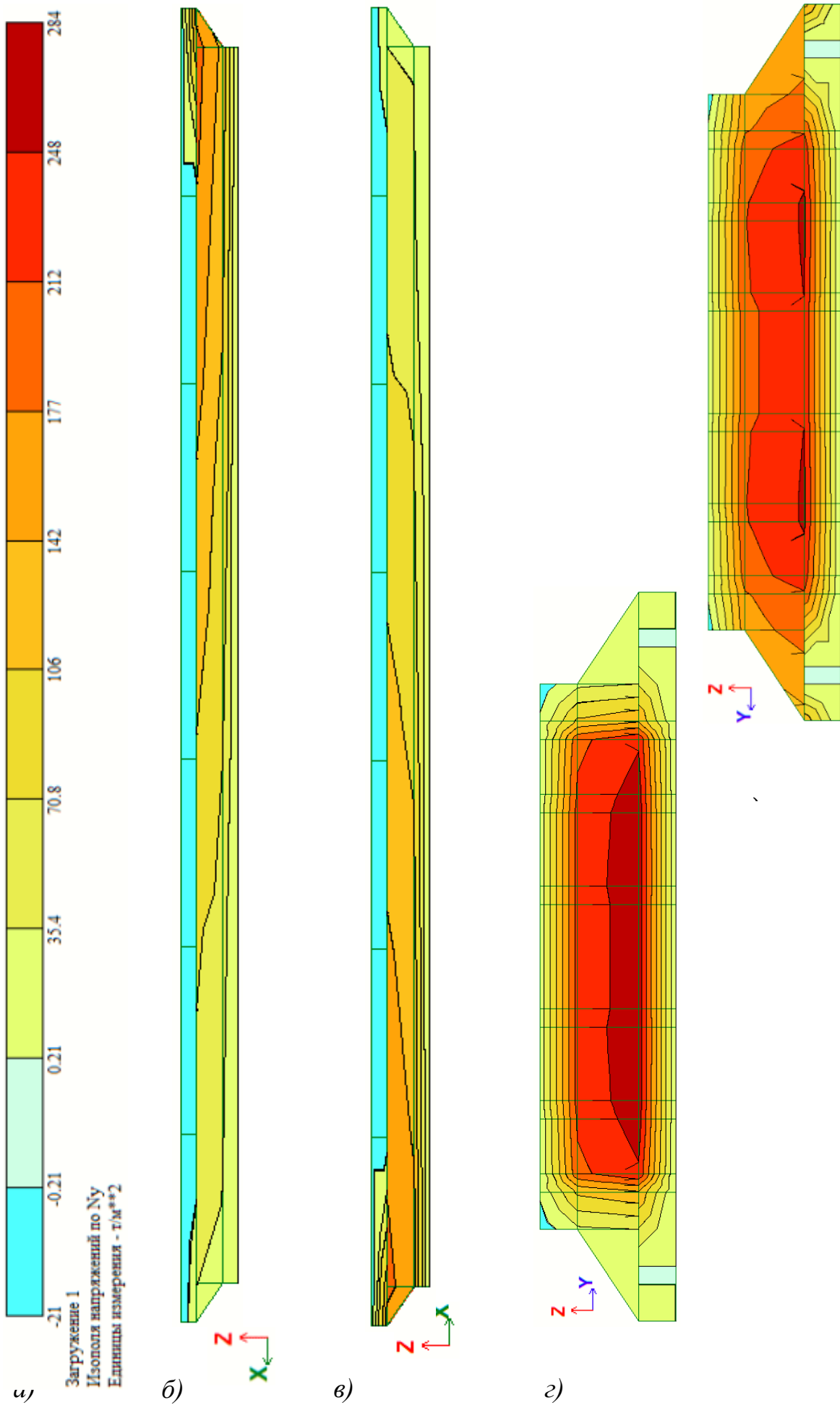


Рис. 4.39. Загальний напружений стан надколонної плити (нормальні напруження σ_y):
 а – шкала значень; б та в – довгі бокові; г та д – короткі бокові

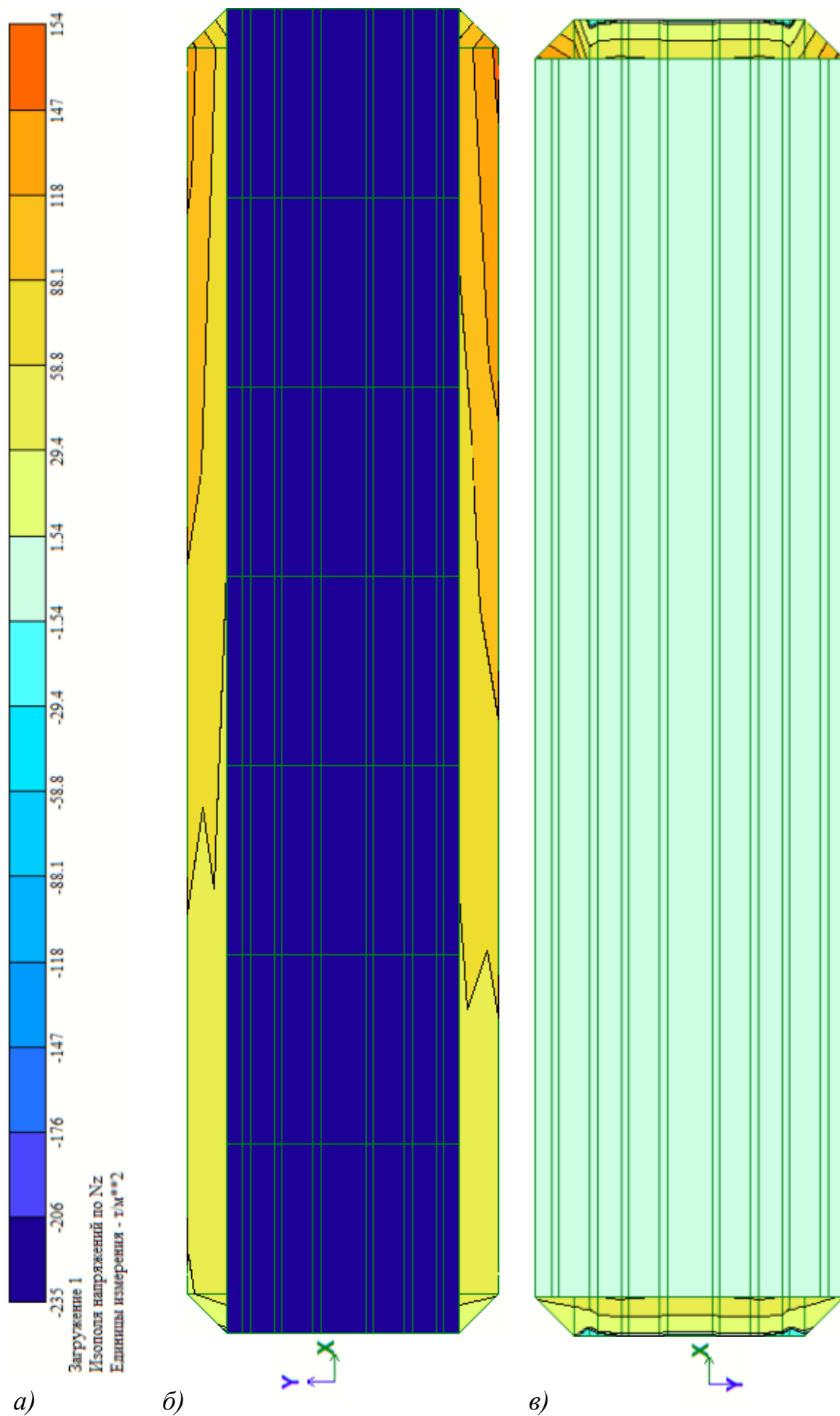


Рис. 4.40. Загальний напружений стан надколонної плити (нормальні напруження σ_z):
 а – верхня грань; б – нижня грань

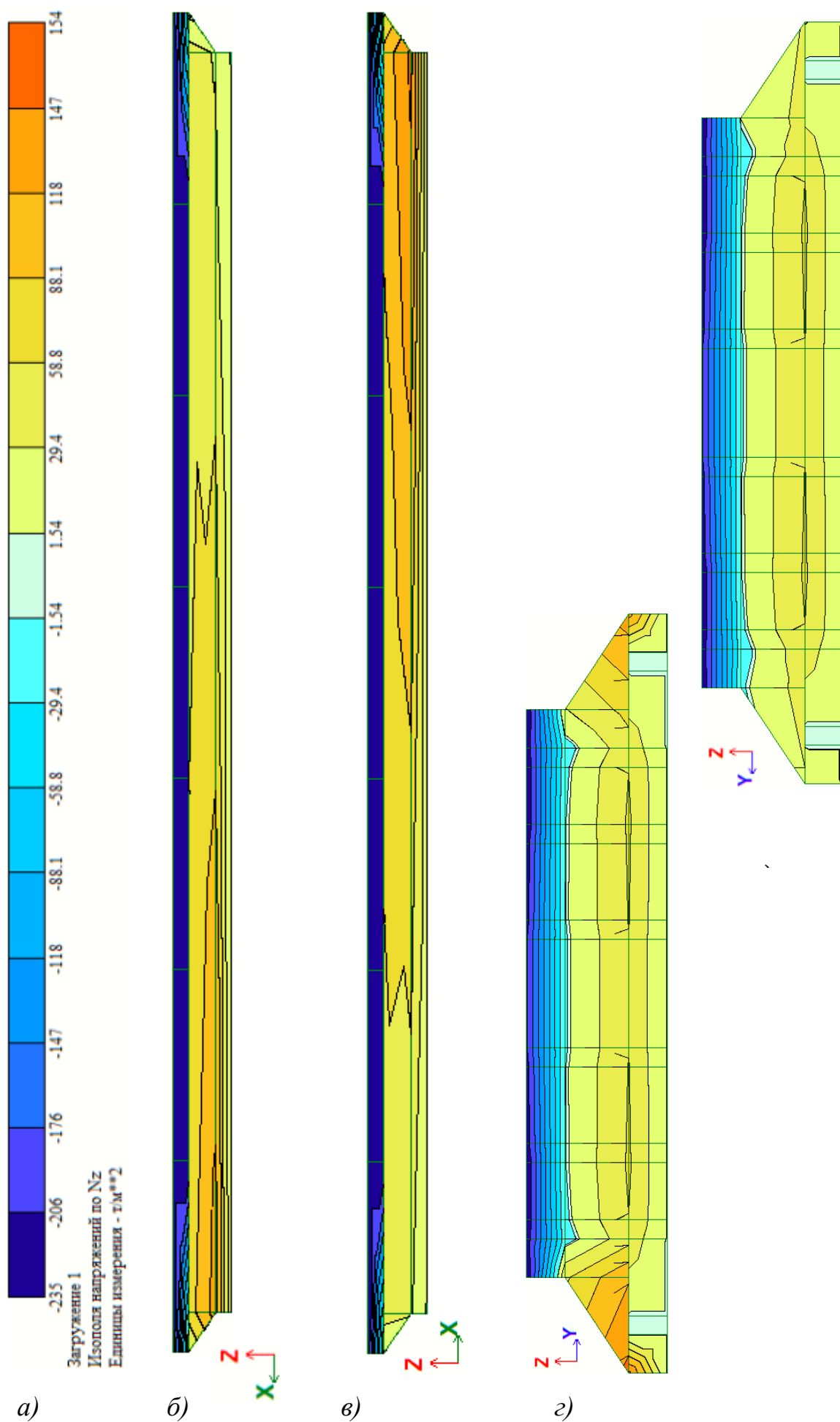


Рис. 4.41. Загальний напружений стан надколонної плити (нормальні напруження σ_z):

a – шкала значень; *б* та *в* – довгі бокові; *в* – нижня; *г* та *д* – короткі бокові

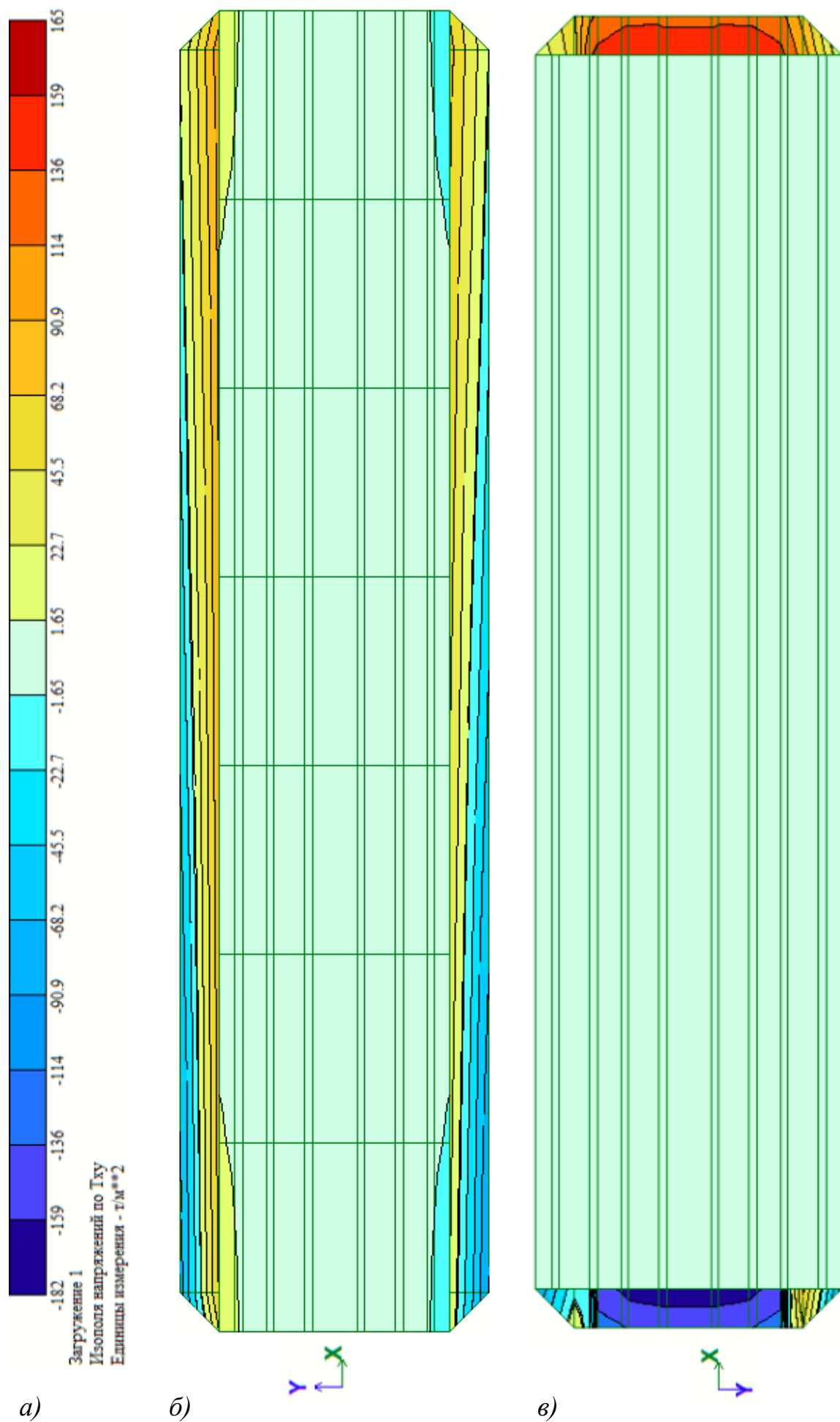


Рис. 4.42. Загальний напружений стан надколонної плити (дотичні напруження τ_{xy}):
 a – верхня грань; b – нижня грань

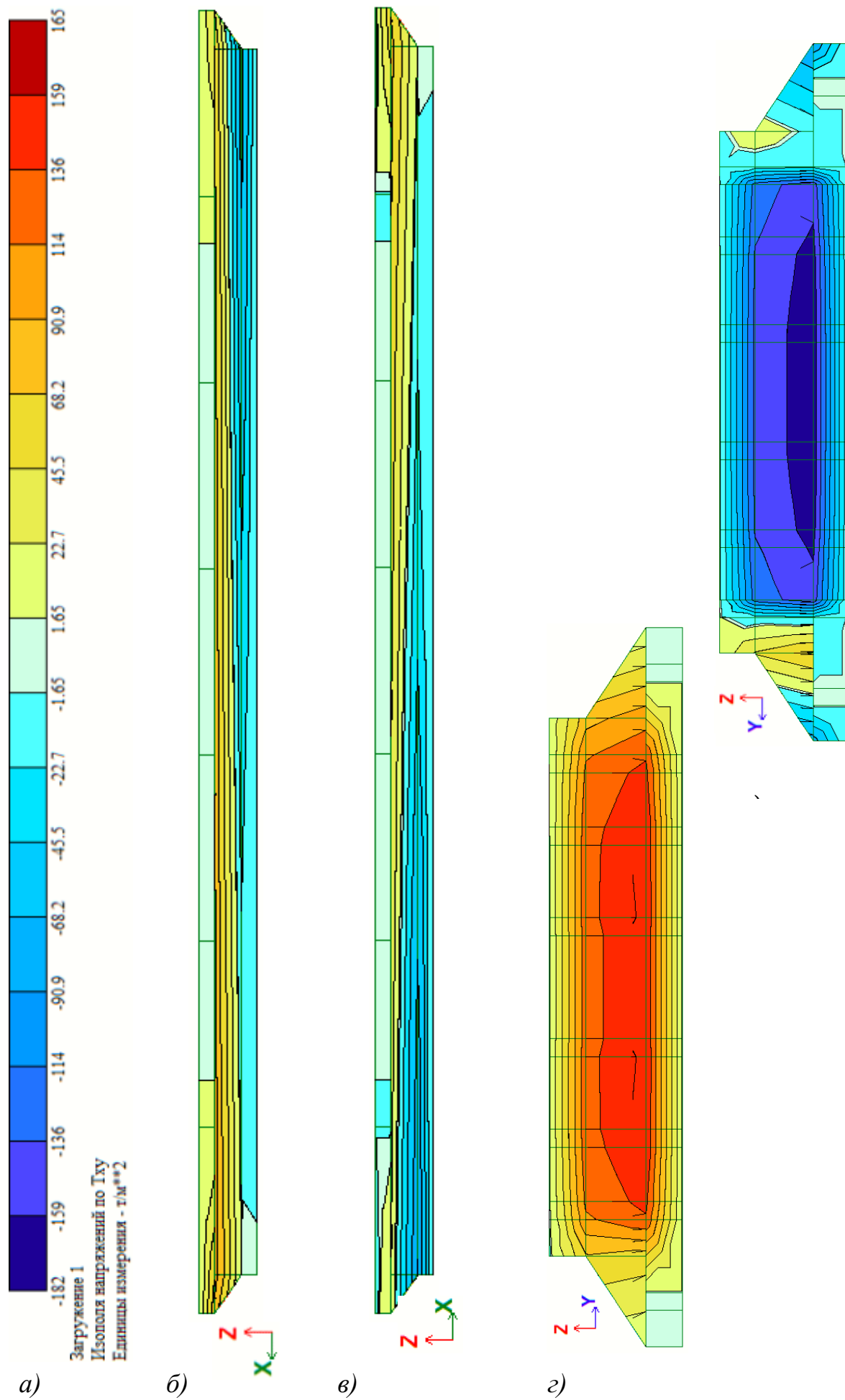


Рис.4.43. Загальний напружений стан надколонної плити (дотичні напруження τ_{xy}):

а – шкала значень; б та в – довгі бокові; в – нижня; г та д – короткі бокові

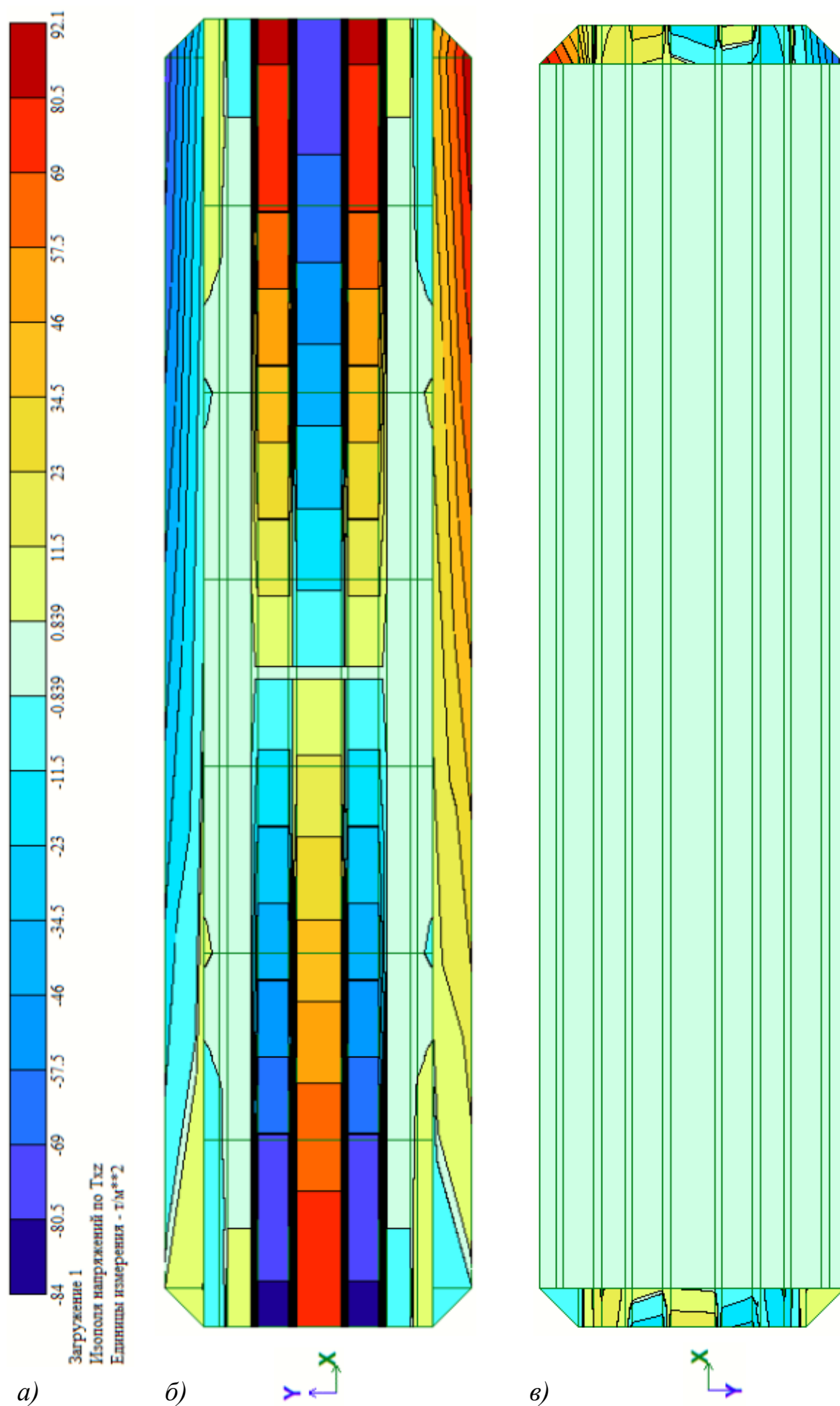


Рис. 4.44. Загальний напружений стан надколочної плити (дотичні напруження τ_{xz}):

a – верхня грань; b – нижня грань

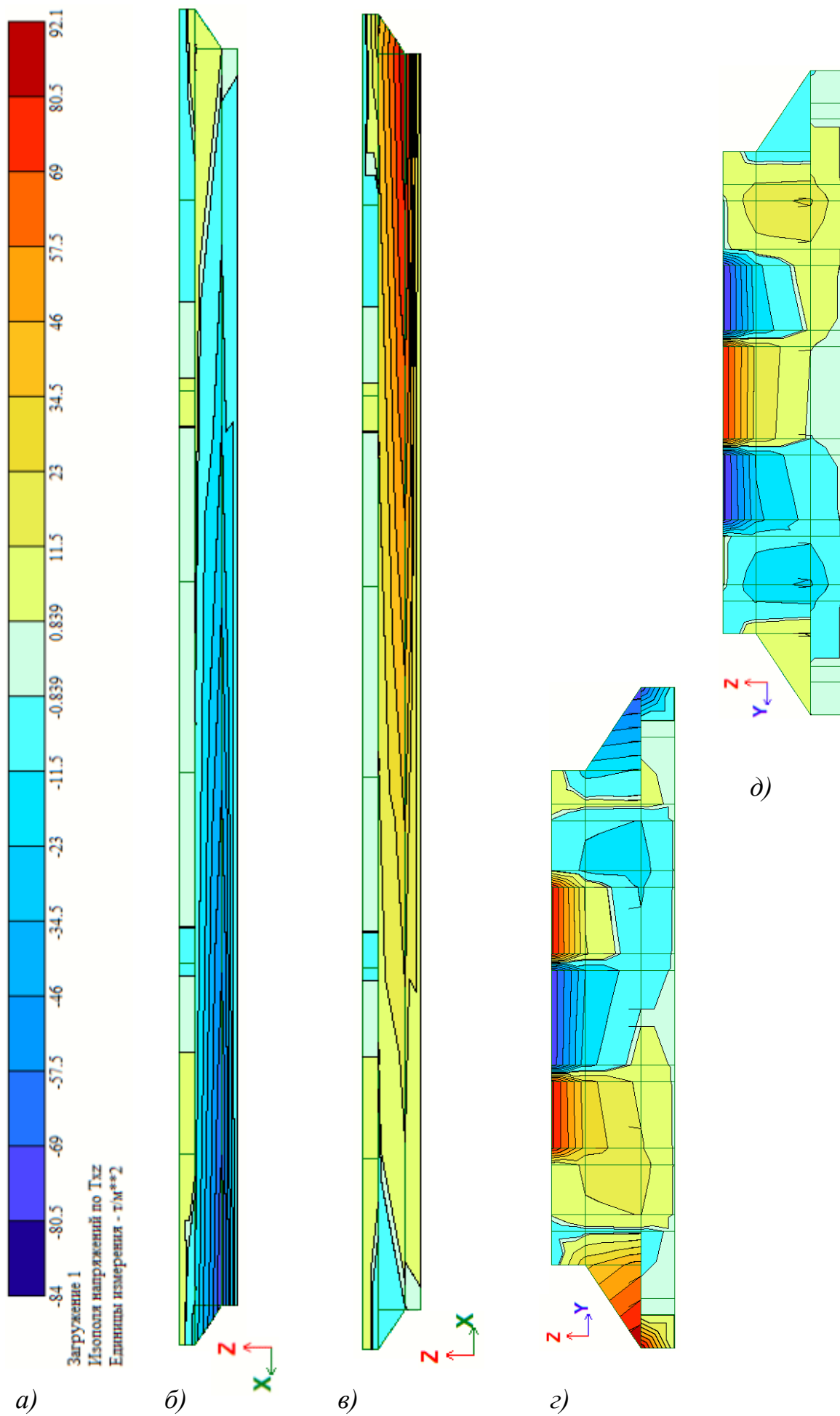


Рис. 4.45. Загальний напружений стан надколонної плити (дотичні напруження τ_{xz}):
 а – шкала значень; б та в – довгі бокові; г та д – короткі бокові

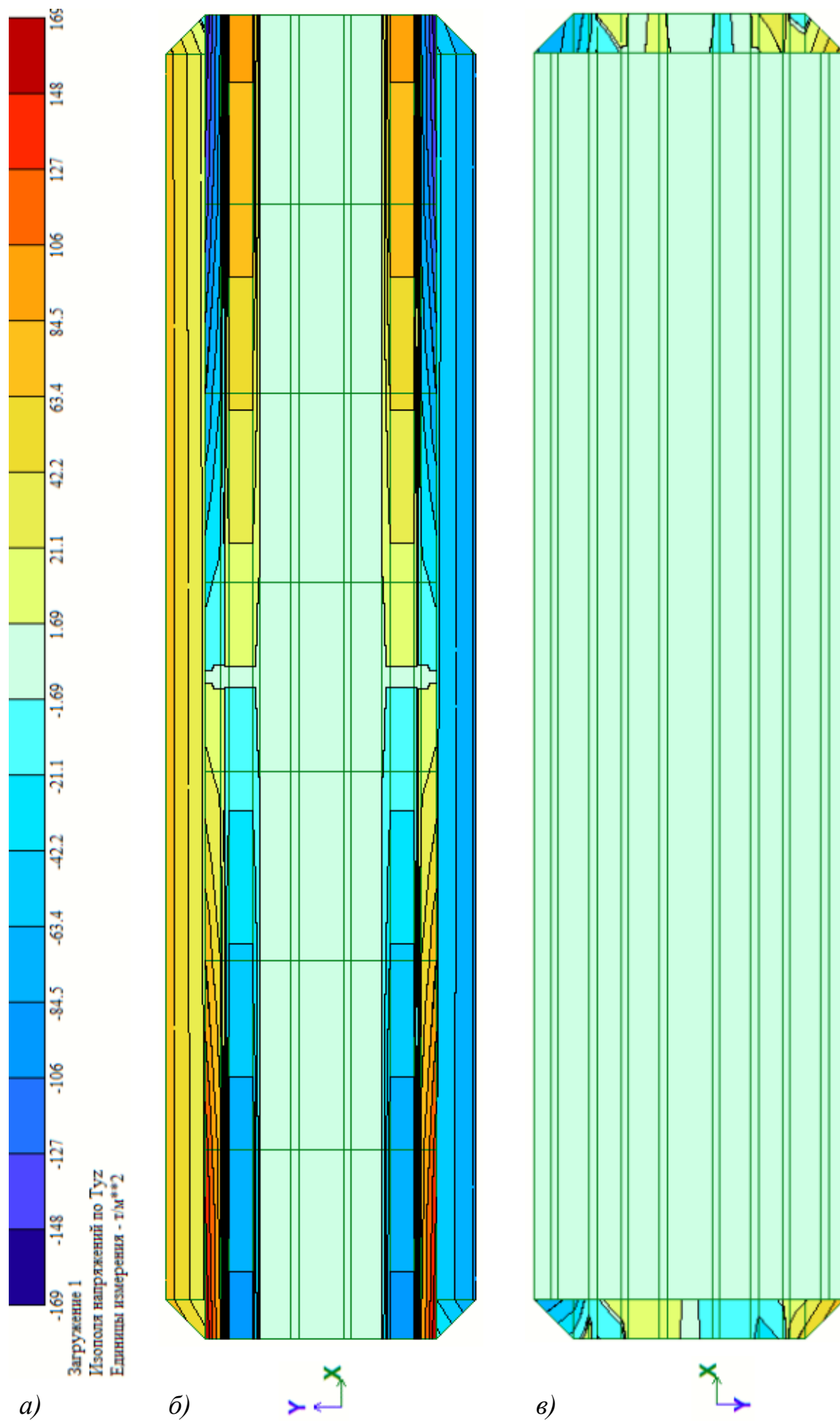


Рис. 4.46. Загальний напружений стан надколонної плити (дотичні напруження τ_{yz}):

a – верхня грань; b – нижня грань

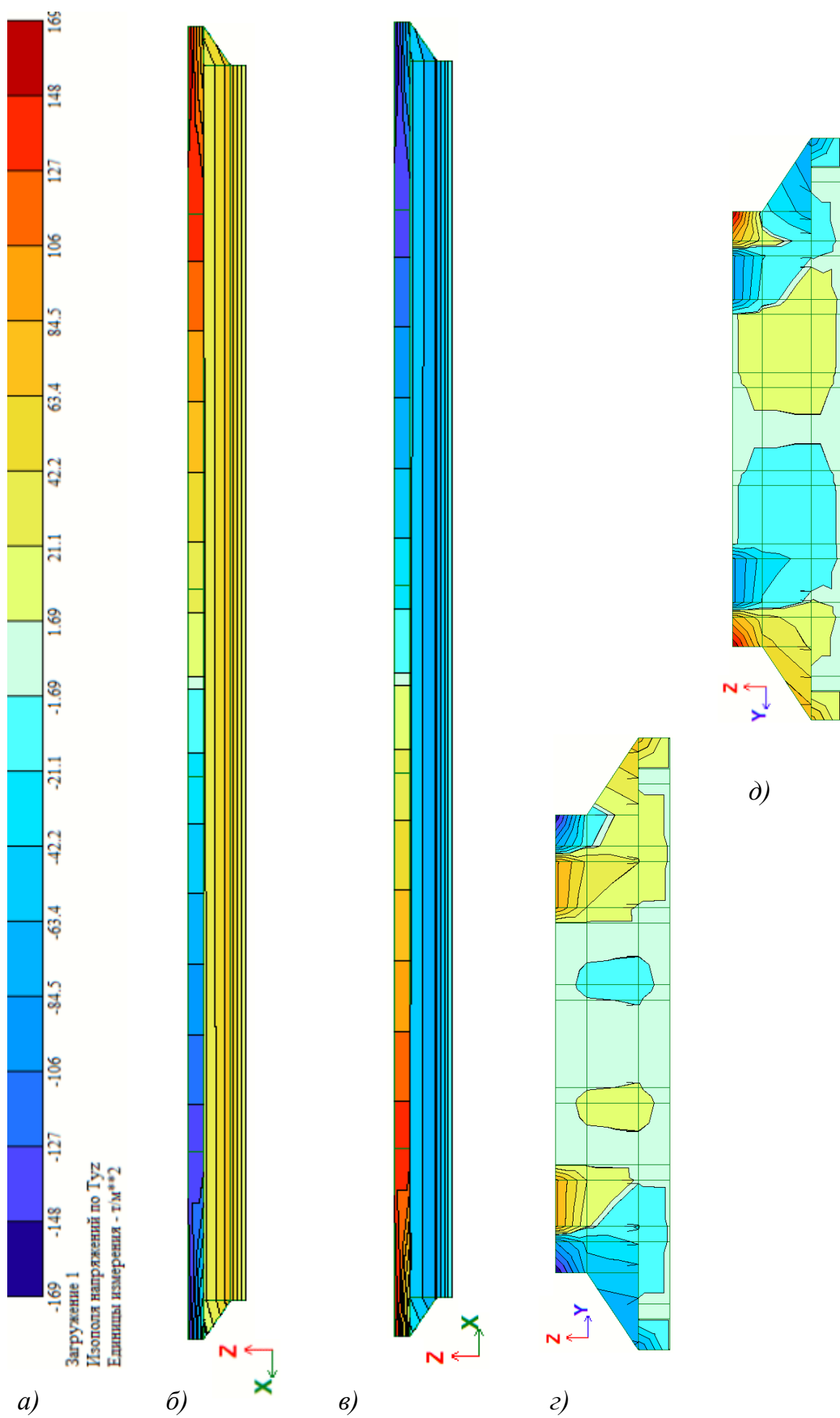


Рис. 4.47. Загальний напружений стан надколонної плити (дотичні напруження τ_{xz}):
а – шкала значень; б та в – довгі бокові; г та д – короткі бокові

Для порівняльного аналізу експериментальних випробувань з чисельним моделюванням досліджень залізобетонних конструкцій безбалкового перекриття в таблиці 4.1 наведено порівняння результатів чисельних досліджень із результатами теоретичних та експериментальних.

Таблиця 4.1.

Порівняння чисельних даних із результати експериментальних та теоретичних досліджень

Серія зразків	Несуча здатність, кН		
	чисельні	експериментальні	різниця, %
ПНК	244,6	295,0	+17,1
ПМК	181,2	198,2	+9,6

Виявлена розбіжність визначена за результатами чисельного моделювання, не перевищує 17,1%, що вказують на достовірність розроблених кінцево-елементних моделей та можливість використання при вивченні роботи під навантаженням окремих елементів безбалкового перекриття.

4.3. Висновки з розділу

Проведенні чисельні експериментальні дослідження дають змогу зробити такі висновки:

1. Розроблені кінцевоелементні моделі, що складаються із об'ємних чотирьох, шести та восьми вузлових кінцевих елементів адекватно описують роботу надколонної та міжколонної плит при завантаженні їх вертикальним рівномірно розподіленим навантаженням. Порівняння результатів чисельних експериментів із результатами фізичних експериментів має відхилення не більше 17 %.

2. Найбільші вертикальні переміщення у надколонній плиті отримано у найвіддаленіших вузлах, які розташовані у зовнішніх кутових зонах. Бокові грані вигинаються. Але ті грані де прикладене навантаження мають меншу кривизну порівняно із вільними від навантаження. Найбільші розтягуючі напруження мали місце по осі Z. Їх величина у крайніх фібрах в момент досягнення конструкцією граничного стану досягала значення межі текучості арматурної сталі. При цьому найнапруженішими були місця верхнього обрізу сталевих стержнів. (можливі місця прикріплення до колони). Найбільші стискаючі напруження мали значення у напрямку осей X та Y у місцях спирання дослідної конструкції на опору.

3. Характер деформування міжколонної плити повністю по формі і за величиною прогинів відповідало характеру, отриманому під час проведення фізичних експериментальних досліджень. Слід зазначити, що опорні частини плити мають від'ємні вертикальні переміщення у крайніх вузлах. Це підтверджується і експериментальними дослідженнями, коли відбувалась розкриття швів між опорою та плитою у вигляді трикутника.

РОЗДІЛ 5

ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ У ПРАКТИКУ ПРОЕКТУВАННЯ

5.1. Об'єкт дослідного проектування

Проведенні експериментальні дослідження довели надійність розробленої системи безбалкового перекриття і, зокрема, окремих несучих елементів плит. Для оцінки можливості застосування даної системи безбалкового перекриття у реальному проектуванні необхідно провести дослідне проектування реального об'єкта.

В якості прототипу об'єкта проектування взято несучий каркас житлового багатоповерхового будинку із плануванням, що відповідає усім вимогам сучасної нормативної бази України. Прототип має конструктивну схему з поздовжніми несучими стінами. Стіни виконано суцільними з цегли. Для забезпечення вимог ефективного опору передачі тепла на зовнішню поверхню огорожуючих несучих конструкцій закріплено навісну систему утеплення із застосуванням ефективних ізолюючих матеріалів. Перекриття влаштовано з типових круглопустотних плит.

Для дослідного проектування обрано перекриття типового поверху рядової секції багатосекційного будинку (рис. 5.1). Конструктивна схема секції каркасного типу. В якості стійок прийняті типові залізобетонні колони квадратного перерізу 400×400 мм. Крок між поздовжніми осями складає 6,9 м. Планування приміщень потребує різного кроку між поперечними осями (рис. 5.2), він коливається від 3,6 до 6,0 м. Для проектування плит безбалкового перекриття прийнято сітку колон 6,0×6,9 м. Надколонні плити (ПНК) мають геометричні розміри у плані 1,2×1,2 м і осьову прив'язку до поздовжніх та поперечних осей (рис. 5.3). Міжколонні плити (ПМК) у плані 1,2×4,8 м і розташовуються у поздовжньому напрямку з нульовою прив'язкою. Плити заповнення виконано у вигляді модифікованих багатопустотних плит, які розташовуються паралельно до поперечних осей. Висота перекриття продиктована висотою круглопустотних плит і дорівнює 220 мм.



Рис. 5.1. План типового поверху рядової секції прототипу

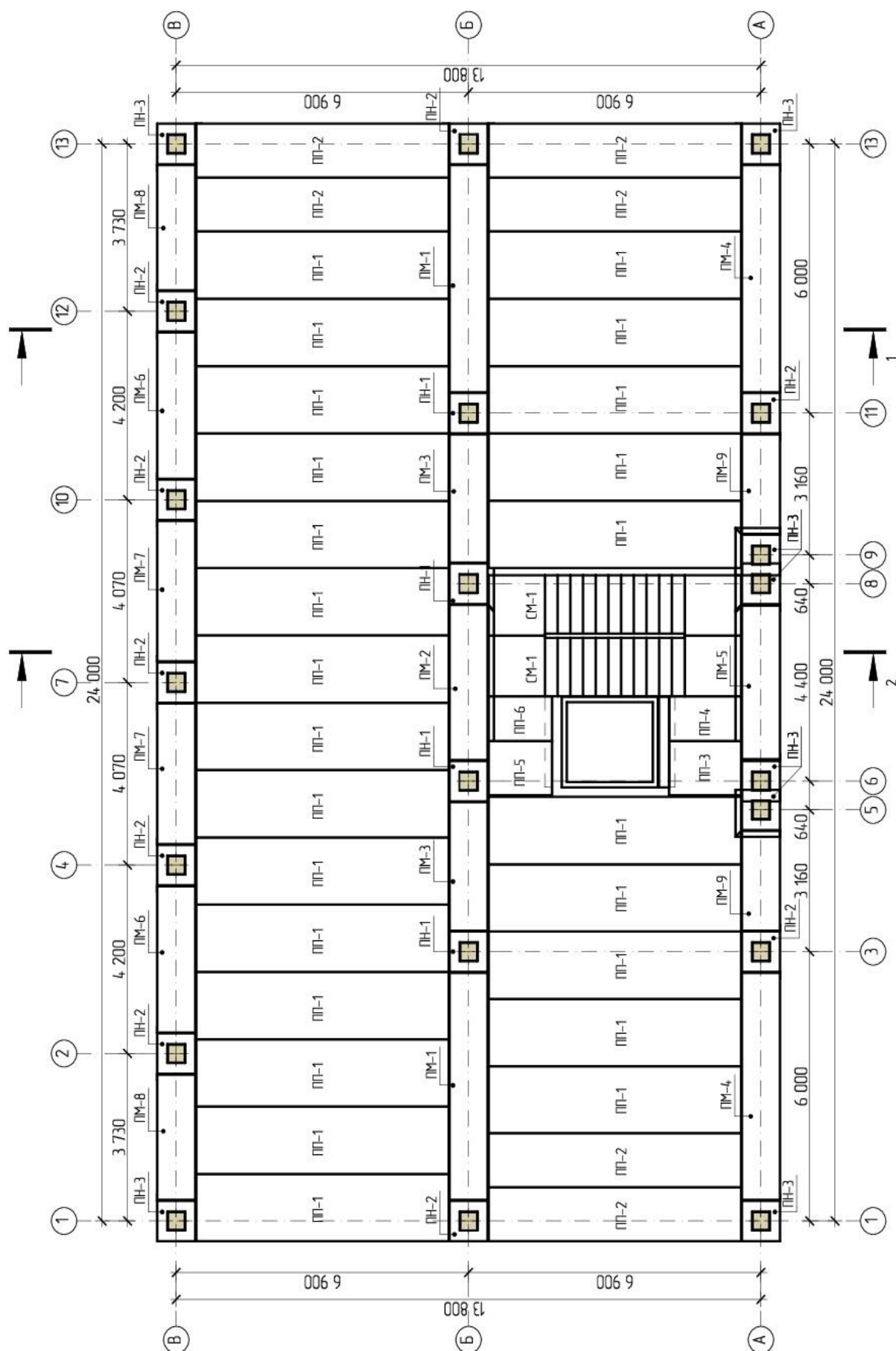


Рис. 5.2. Розкладка плит запропонованого варіанту безбалкового перекриття

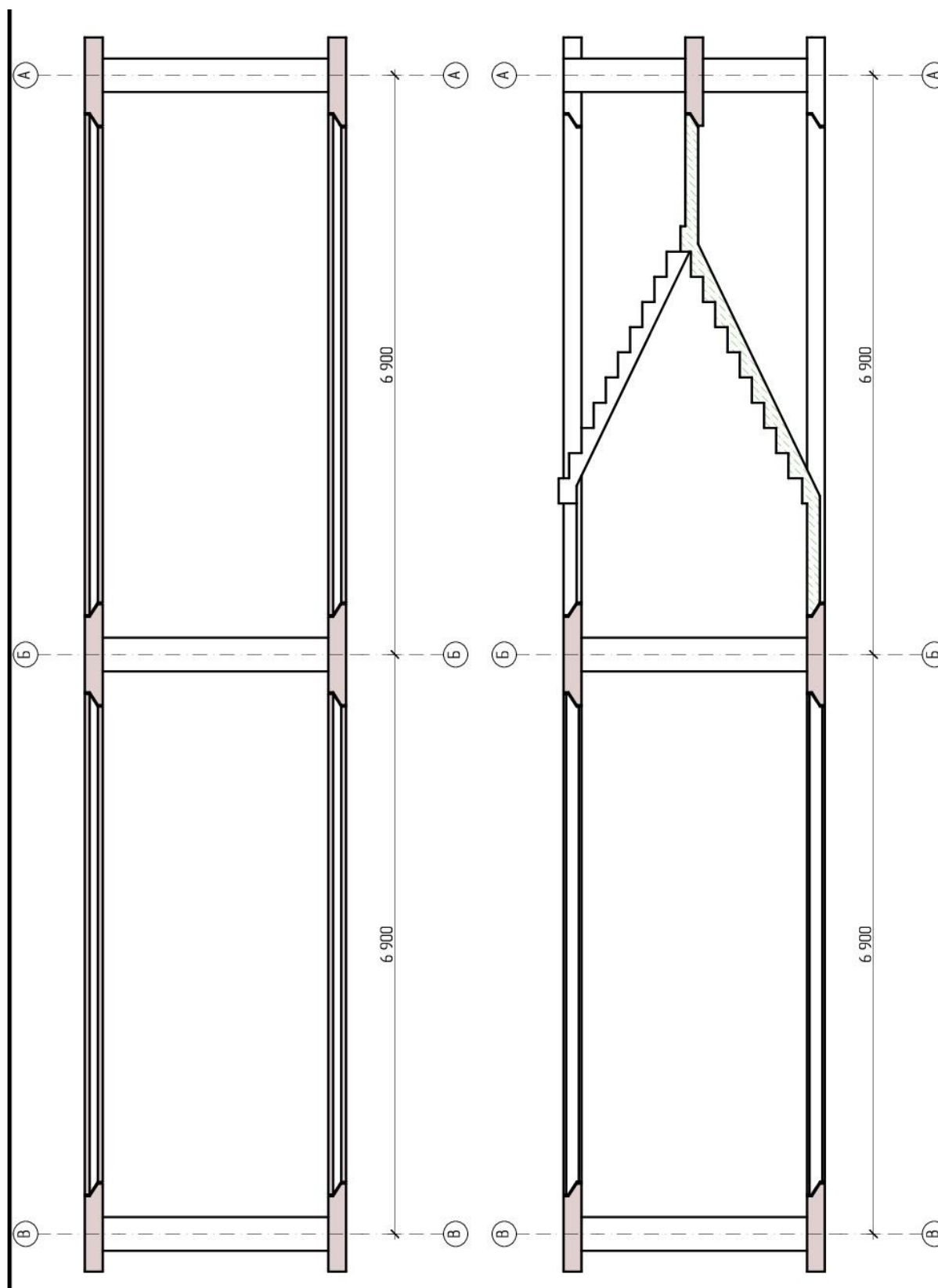


Рис. 5.3. ЧСхеми поперечного перерізу типового поверху розробленої системи поверху

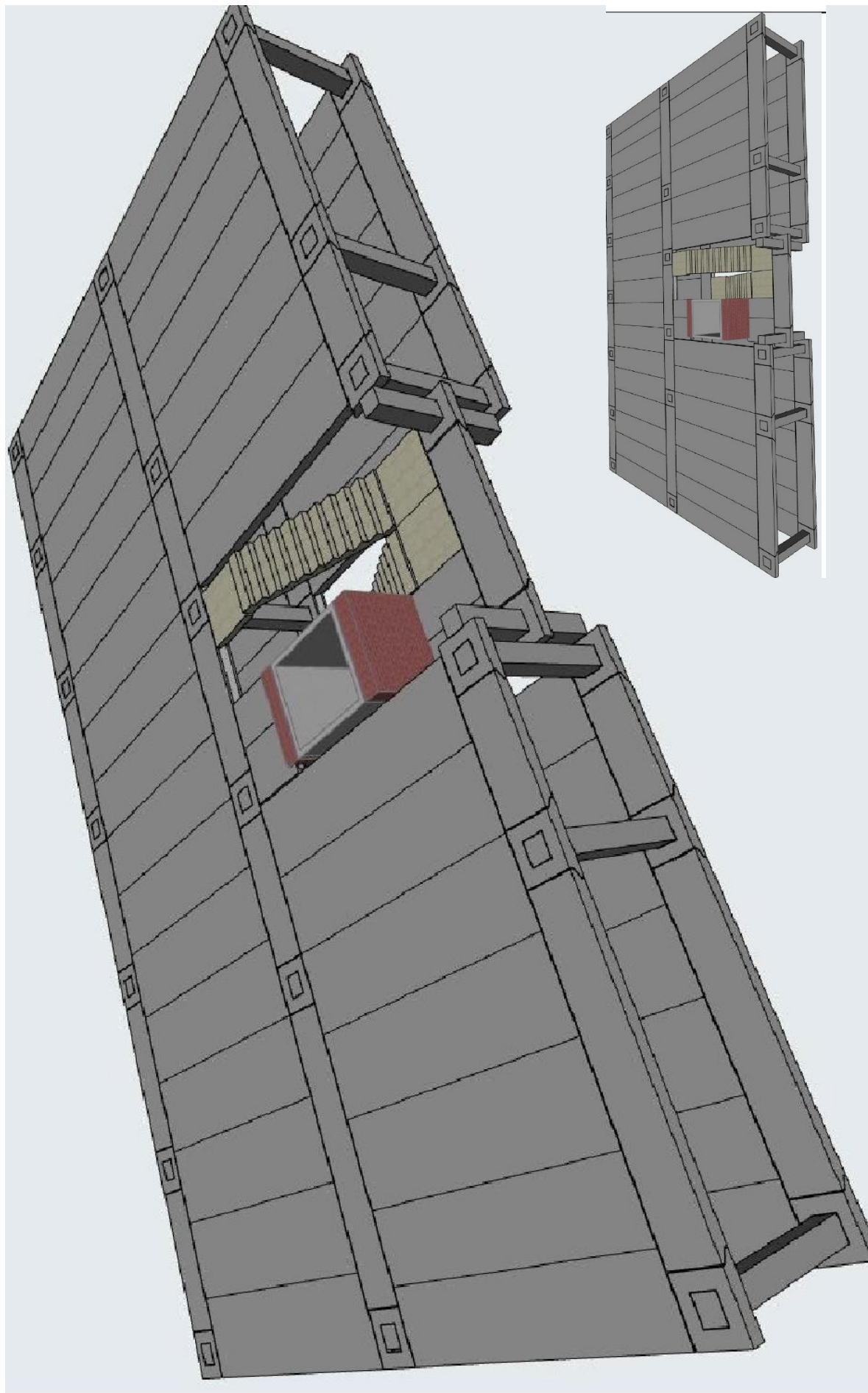


Рис. 5.4. Візуалізація системи з використанням залізобетонного безбалкового перекриття із модифікованими круглопустотними плитами

5.2. Навантаження на безбалкове перекриття

Конструктивна схема запроектованої будівлі каркасна, що складається із вертикальних стрижневих опор та горизонтальних лисків перекриттів. Крок вертикальних опор прийнято із сіткою 6.0×6.9 м (рис. 5.5), а товщина несучої конструкції перекриття 220 мм. На перекриття діють: корисне навантаження (200 кг/м^3); конструкція підлоги (стяжка, звукоізоляція); власна вага плит системи перекриття.

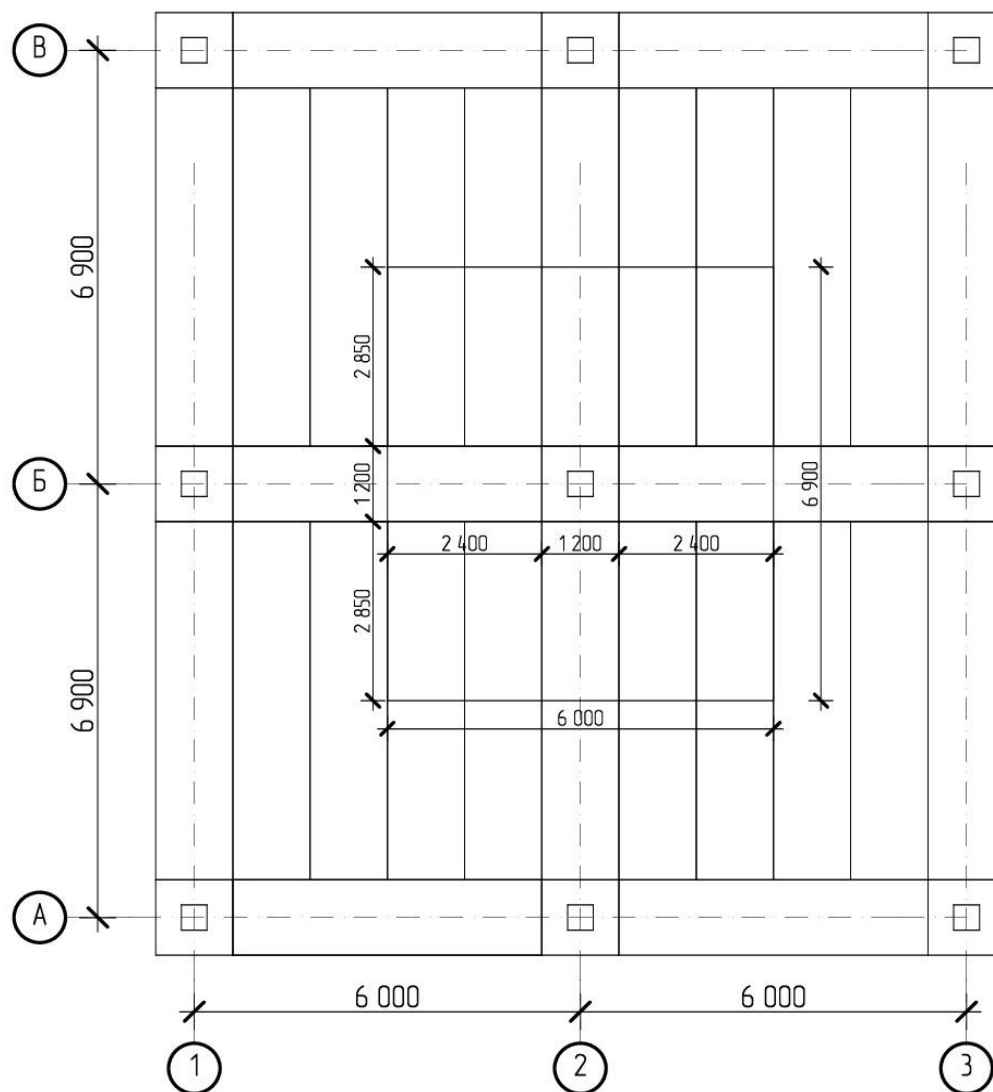


Рис. 5.5. Збір навантаження на надколонну плиту середнього ряду (ПНК)

Запроектовано три типи плит: надколонна; міжколонна; плита заповнення. Кожний тип плит запроектований як найбільш завантажений варіант.

Плита заповнення завантажена власною вагою, вагою конструкції підлоги та корисним навантаженням (табл. 5.1). Усе це навантаження приведено до 1 м^2 . Довжина круглопустотної плити складає 5,7 м. Міжколонна плита має розміри $4,8 \times 1,2$ м, надколонна – $1,2 \times 1,2$ м.

На рисунку 5.6 наведено схему, що відображає компоненти зовнішнього навантаження на надколонну та міжколонну плити.

Таблиця 5.1.

Навантаження на окремі плити збірного залізобетонного перекриття

№ п/п	Навантаження	Одиниця	Кількість		Розрахункове значення, кН
			одиниці	всього	
Плита заповнення					
1.	Корисне навантаження	1 м ²	2,0 кН/м ²	11,68 кН	12,86
2.	Конструкція підлоги	1 м ²	1,1 кН/м ²	5,72 кН	6,81
3.	Власна вага	1 м ²	2,9 кН/м ²	16,34 кН	18,54
	Усього				38,21
Міжколонна плита					
4.	Корисне навантаження	1 м ²	2,0 кН/м ²	10,52 кН	11,57
5.	Конструкція підлоги	1 м ²	1,1 кН/м ²	4,34 кН	5,60
6.	Власна вага	1 м ²	5,3 кН/м ²	30,53	33,68
7.	Навантаження від плит заповнення (4 шт)	шт	38,21 кН	152,84	160,25
	Усього			187,10	211,10
Надколонна плита					
8.	Корисне навантаження	1 м ²	2,0 кН/м ²	2,88 кН	3,17
9.	Конструкція підлоги	1 м ²	1,1 кН/м ²	1,58 кН	1,90
10.	Власна вага	1 м ²	5,3 кН/м ²	7,63 кН	8,20
11.	Навантаження від плит заповнення (1 шт)	шт	38,21 кН	38,21 кН	42,03
12.	Навантаження від міжколонної плити (1 шт)	шт	211,1 кН	211,1 кН	232,21
	Усього				287,51

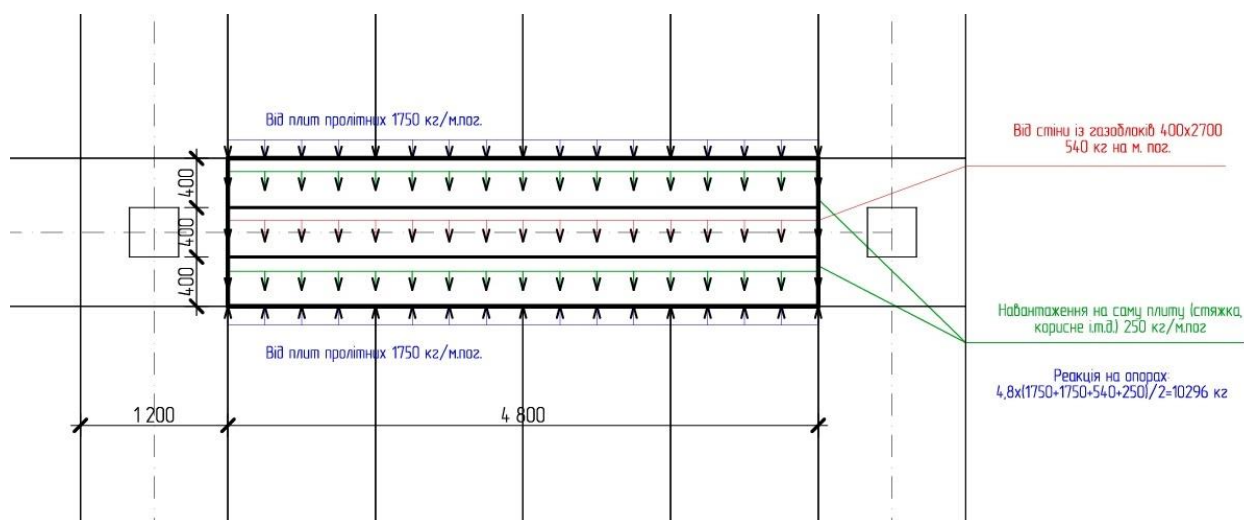
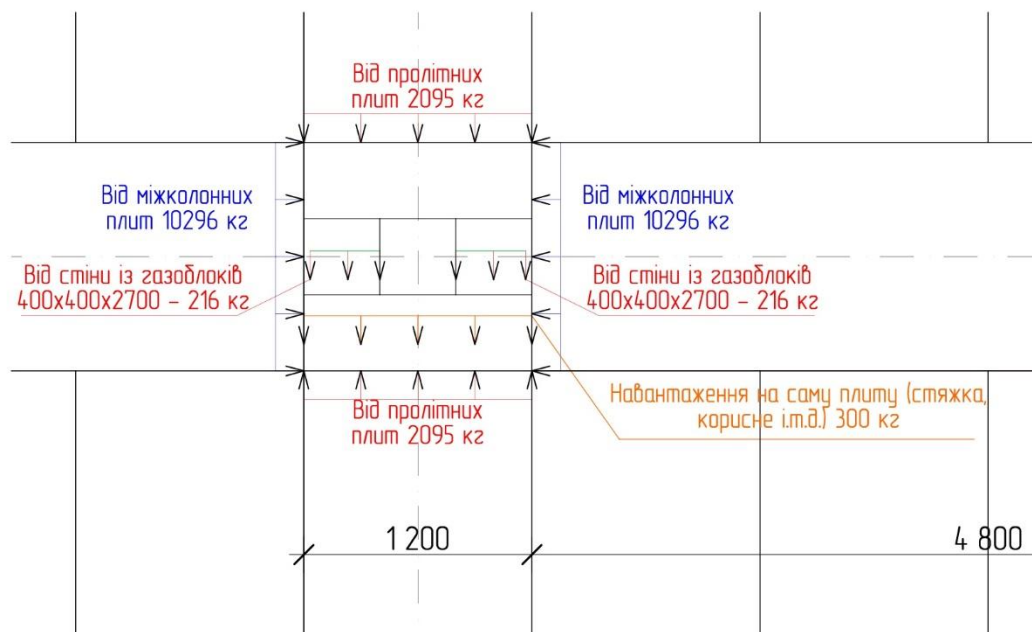
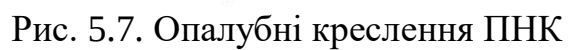


Рис. 5.6. Збір навантаження на надколонну плиту (а) та міжколонну плиту (б) крайнього ряду



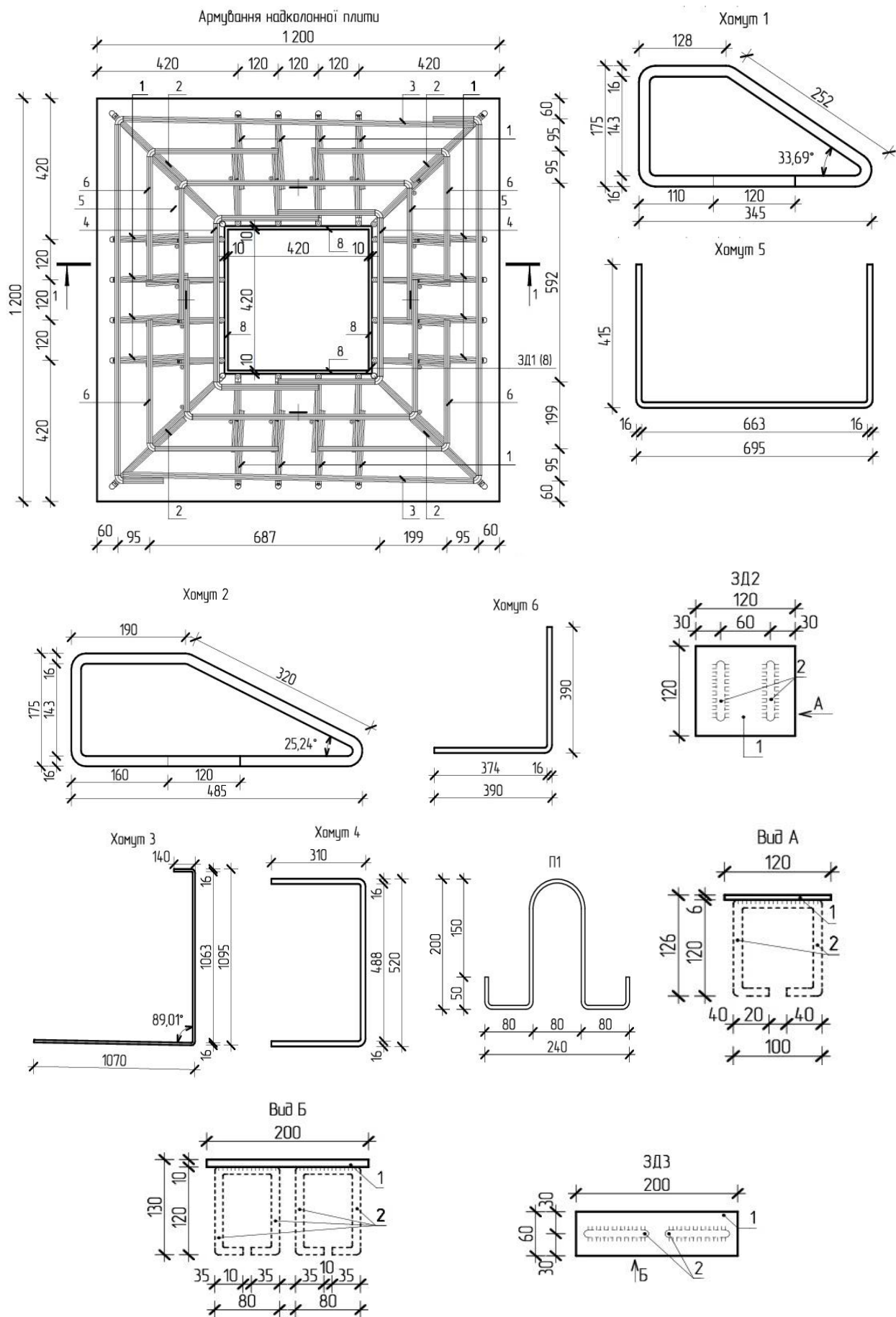


Рис. 5.8. Арматурний каркас та деталі ПНК

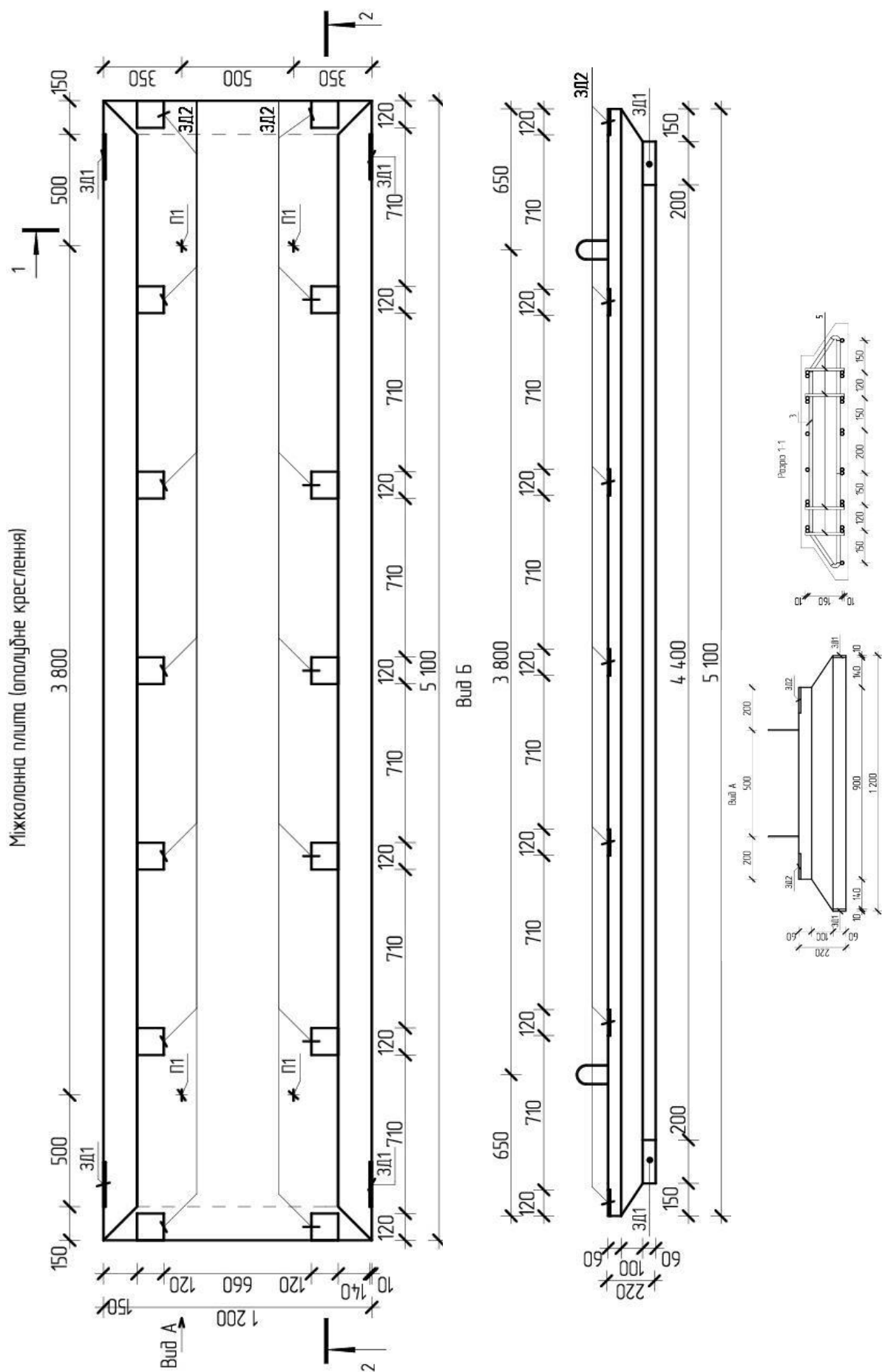


Рис. 5.9. Опалубні креслення ПМК

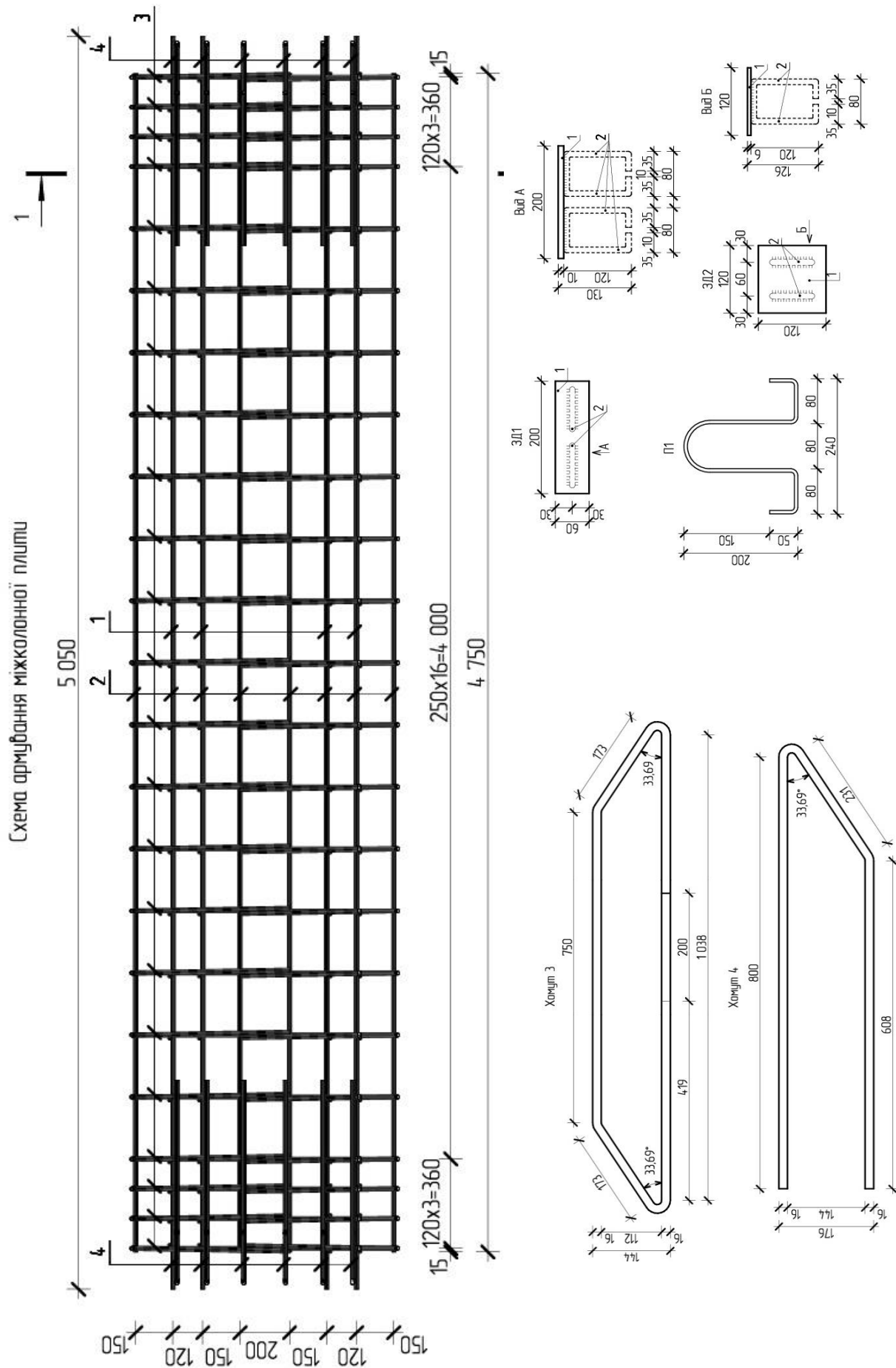


Рис. 5.10. Арматурний каркас та деталі ПМК

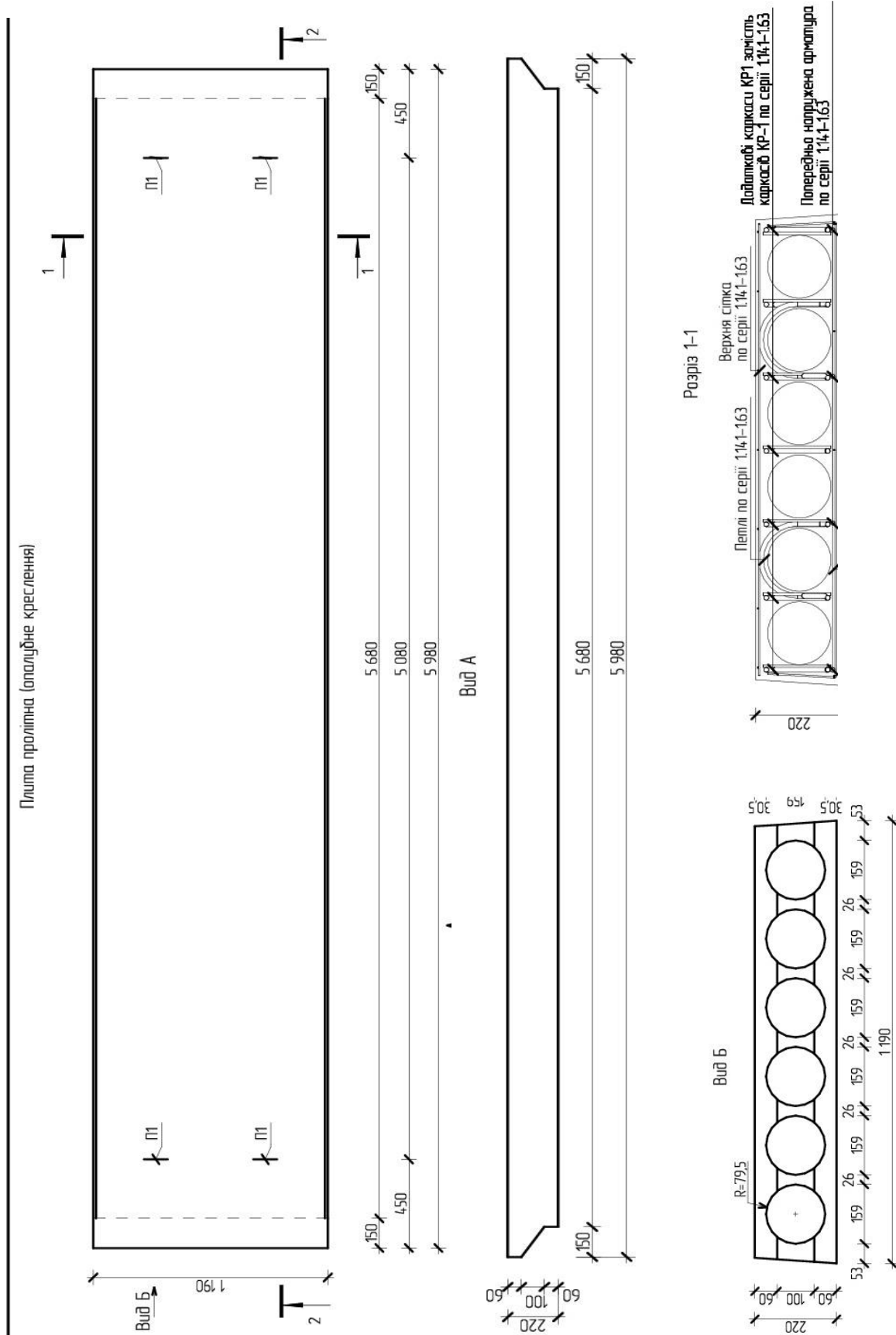


Рис. 5.11. Опалубні креслення ПЗ

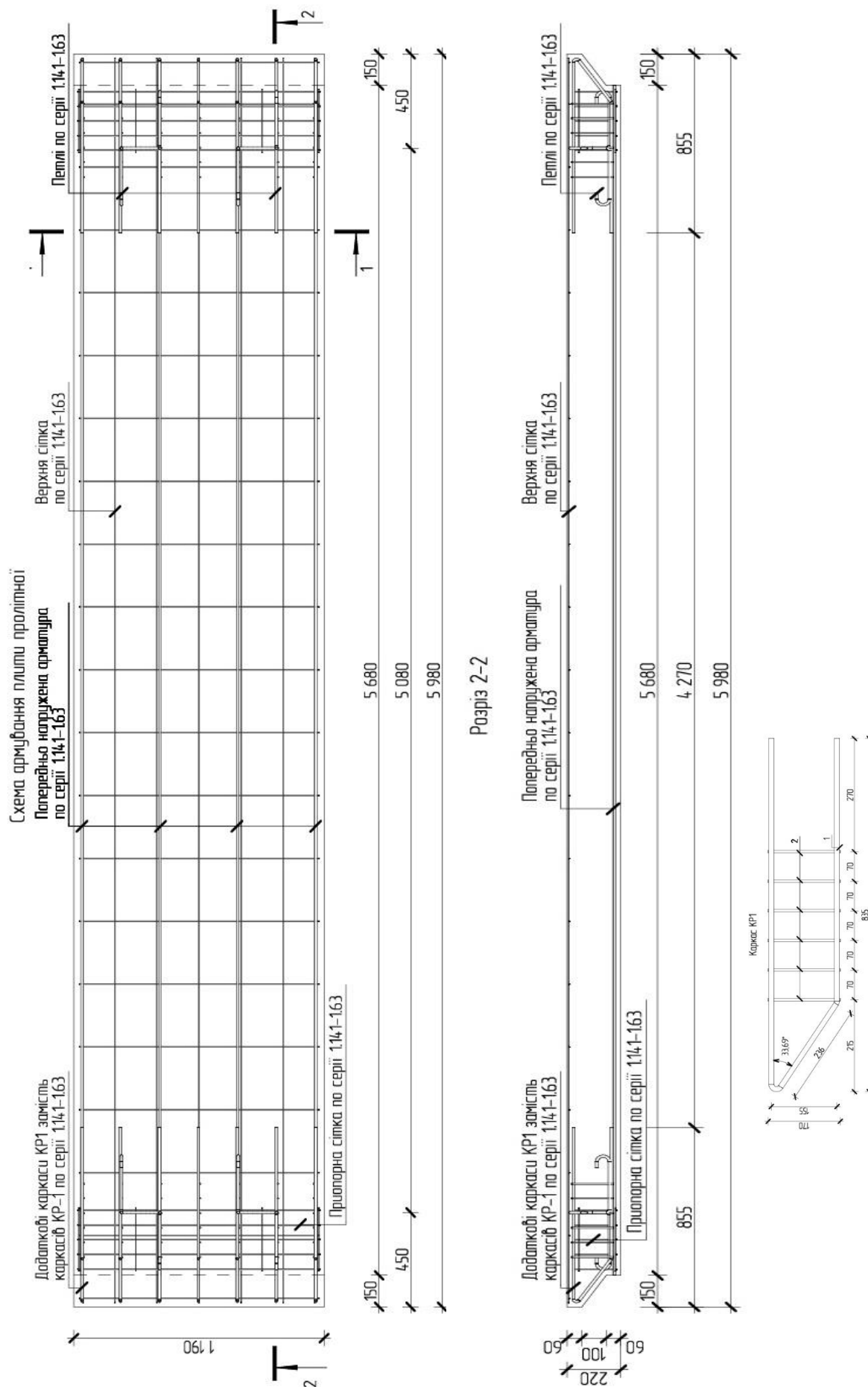


Рис. 5.12. Арматурний каркас та деталі ПЗ

5.4. Експериментальне дослідження запроектованої міжколонної плити із попередньо напруженим робочим армуванням

Результати проведених експериментальних досліджень розроблених міжколонних плит ПМК, які наведено у розділі 3 даної роботи вказали на ряд недоліків звичайного робочого армування. Ця конструкція плити мала достатню несучу здатність, але переміщення та тріщиностійкість виявились не повністю забезпеченими, про що свідчать величини параметрів, які їх характеризують. У практиці проектування залізобетонних конструкцій широко застосовується практика заміни арматури звичайної міцності на високоміцну, така заміна дозволяє використовувати попередньо напружену робочу арматуру.

Для оцінки ефективності застосування попереднього напруження в міжколонних плитах було виготовлено дослідні зразки таких плит (рис. 5.13 – 5.14). При цьому використані: бетон класу С16/20; робоча арматура $\varnothing 14$ А800, монтажна – $\varnothing 6$ АІІ.

За результатами лабораторних випробувань еталонних зразків кубів та призм отримано механічні характеристики бетону. Кубикова міцність контрольних зразків становила $f_{ck,cube} = 26,4$ МПа, призмове – $f_{ck,prism} = 15,0$ МПа, початковий модуль пружності бетону $E_{ck} = 23,0$ ГПа, коефіцієнт поперечної деформації – $\nu = 0.19$. Отримані характеристики відповідають проектному класу бетону С16/20. На рисунку 5.15 наведено діаграму роботи бетону.

Визначення фізико-механічних властивостей сталі проводилося шляхом випробування 3 стандартних поздовжніх зразків у вигляді стрижнів.

Напруження, які відповідали межі плинності і тимчасовому опору матеріалу, визначалися по діаграмі $\sigma - \varepsilon$. За опір сталі труби σ_y і σ_u приймалося середнє значення браковочного мінімуму випробуваних зразків. Фізико-механічні характеристики згідно [108] дорівнюють $\sigma_y = 800$ МПа, $\sigma_u = 1050$ МПа. Модуль пружності сталі визначався за діаграмою, $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа.

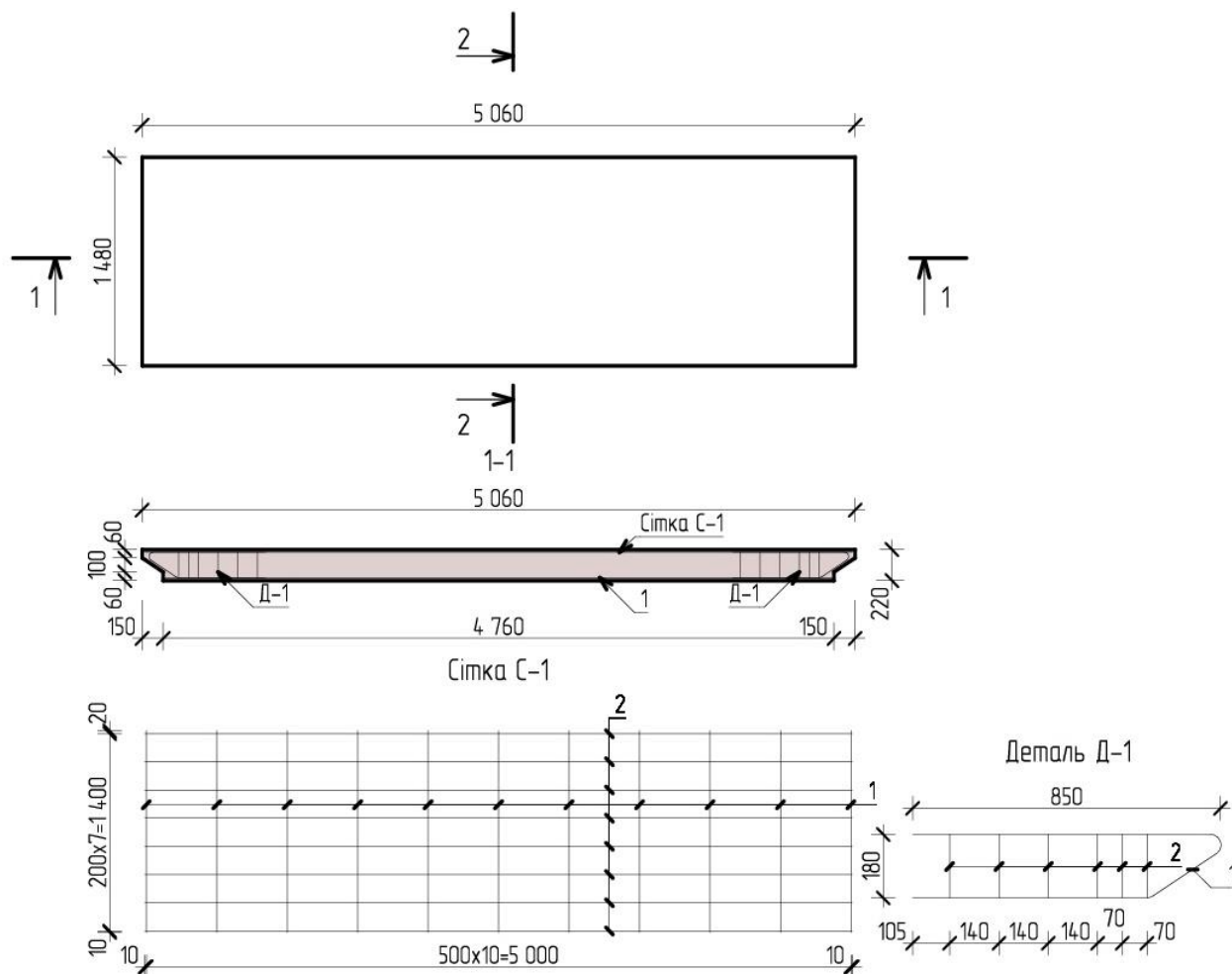


Рис. 5.13. Арматурний каркас та деталі РЗ



Рис. 5.14. Загальний вигляд дослідної плити на випробовуваному стенді

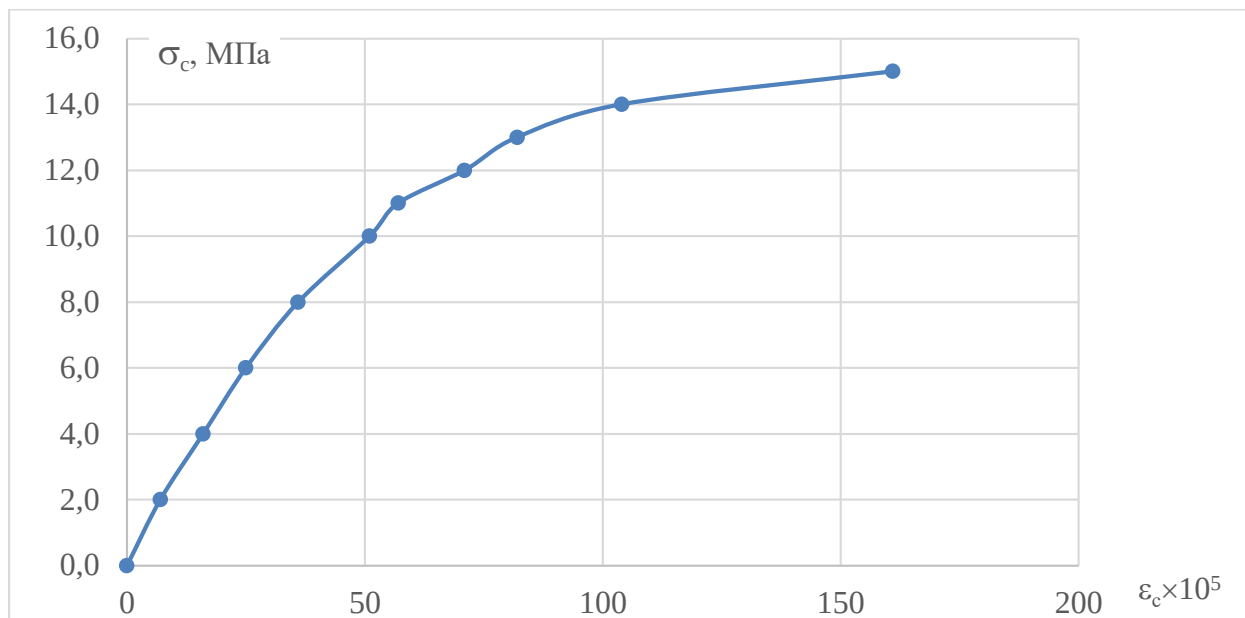


Рис. 5.15. Діаграма роботи бетону C16/20

На рисунку 5.17 наведено графік розподілу деформацій на поверхні бетону на рівні верхньої стиснутої фібри та на рівні вісі нижньої робочої арматури. На початковому етапі до $0,4 F_{\max}$ приріст деформацій відбувається пропорційно приросту навантаження. Слід зазначити, що графіки мають декілька точок в яких відбувається зміна приросту деформацій залежно від величини навантаження. Це можна пояснити специфікою процедури завантаження дослідної плити за допомогою інвентарних вантажів. Вага кожного такого вантажа складала 16,3 кН (рис. 5.16).



Рис. 5.16. Дослідний зразок міжколонної плити із попередньо напруженою робочою арматурою під час випробовування

На графіках можна виділити момент, коли суттєве збільшення деформації у розтягнутій зоні дублюється таким же збільшенням деформацій стиснутої зони. У цей момент величина сумарного зовнішнього зусилля склала 163 кН.

Під час розвантаження дослідна плита деформувалася в зворотному напрямку. Це призвело до закриття тріщин у розтягнутій зоні. Але збереглися деякі залишкові деформації. Так у стиснутій зоні вони досягли величини 47×10^{-5} , а у розтягнутій – 30×10^{-5} .

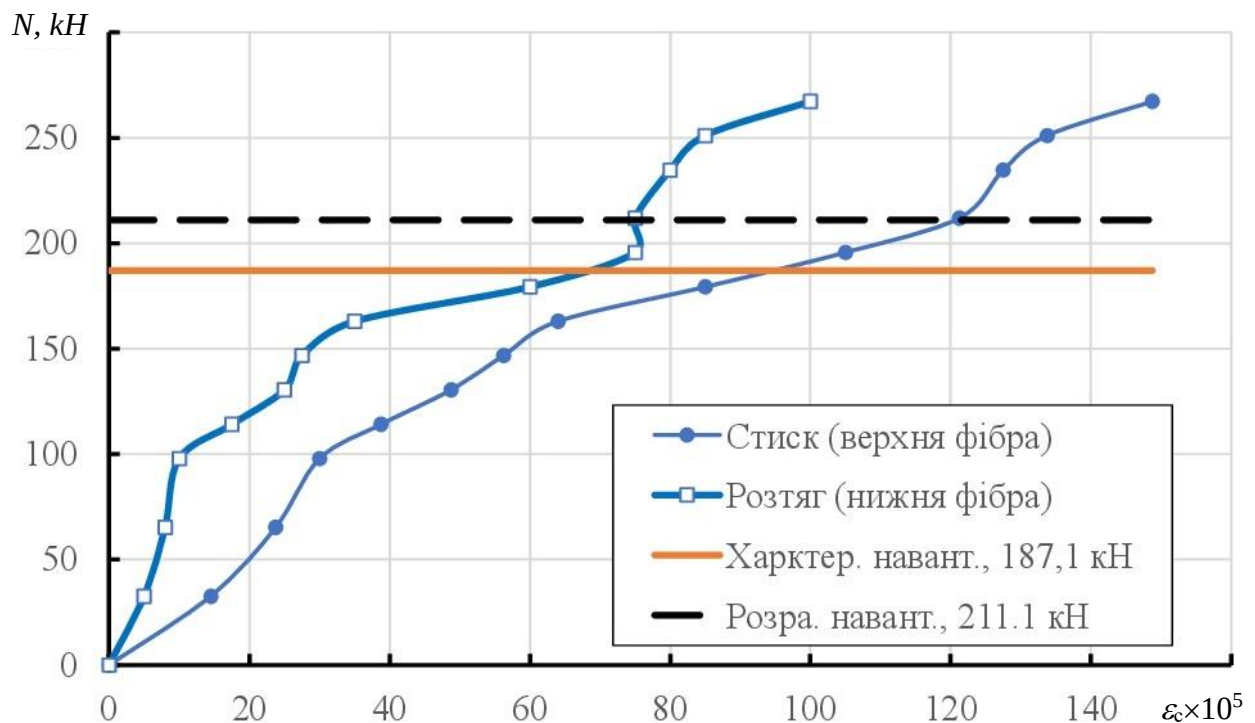


Рис. 5.17 Розвиток відносних деформацій верхньої фібри та на рівні нижньої робочої арматури

Слід зазначити, що такий характер розвитку поздовжніх деформацій має підтвердження і на графіку зміни величини вертикальних переміщень середнього поперечного перерізу (рис. 5.18) міжколонної плити із попереднім напруженням нижньої робочої арматури.

Збільшення сумарного навантаження до 163 кН призвело до появи «волосяних» тріщин (рис. 5.19). Розповсюдження тріщин сягає 40 % висоти поперечного перерізу від нижньої грані.

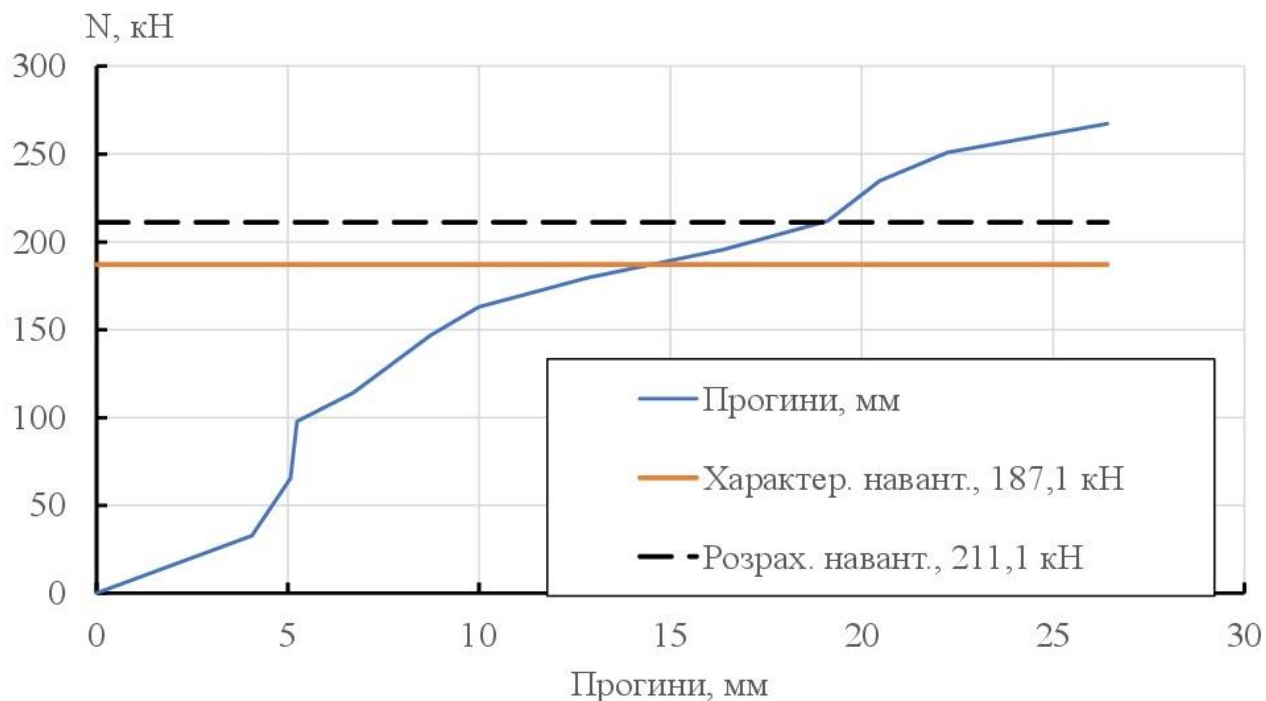


Рис. 5.18 Прогини середнього перерізу залежно від величини сумарного навантаження на зразок ПНК із попереднім напруженням

Зі збільшенням навантаження довжина тріщин зростала, а стиснута зона зменшувалася на 5 – 7 %. Тріщини проявлялись і на нижній грані плити. З рисунку 5.20 можна бачити, що тріщини рівномірно розкриваються уздовж всього поперечного перерізу.



Рис. 5.19. Поява перших тріщин біля середнього поперечного перерізу при сумарному навантаженні 163 кН на зразок ПНК із попереднім напруженням

Зміну величини стиснутої зони середнього поперечного перерізу наведено на рисунку 5.21. За цими графіками можна бачити, що від початку завантаження до навантаження $0,4 F_{\max} = 97,8 \text{ кН}$ висота стиснутої зони складала 68 % висоти перерізу плити. Зі збільшення навантаження до 163,0 кН висота стиснутої зони складала 59 %. Далі вона зменшувалась майже до 50%.



Рис. 5.20. Тріщина на нижній грані ПМК

Середня величина максимального навантаження за результатами випробувань для міжколонних плит становило $F = 267,3$ кН (згинальний момент у середньому перерізі $M = 151,8$ кН·м). Результати експериментальних досліджень плит наведено у таблиці 5.1.

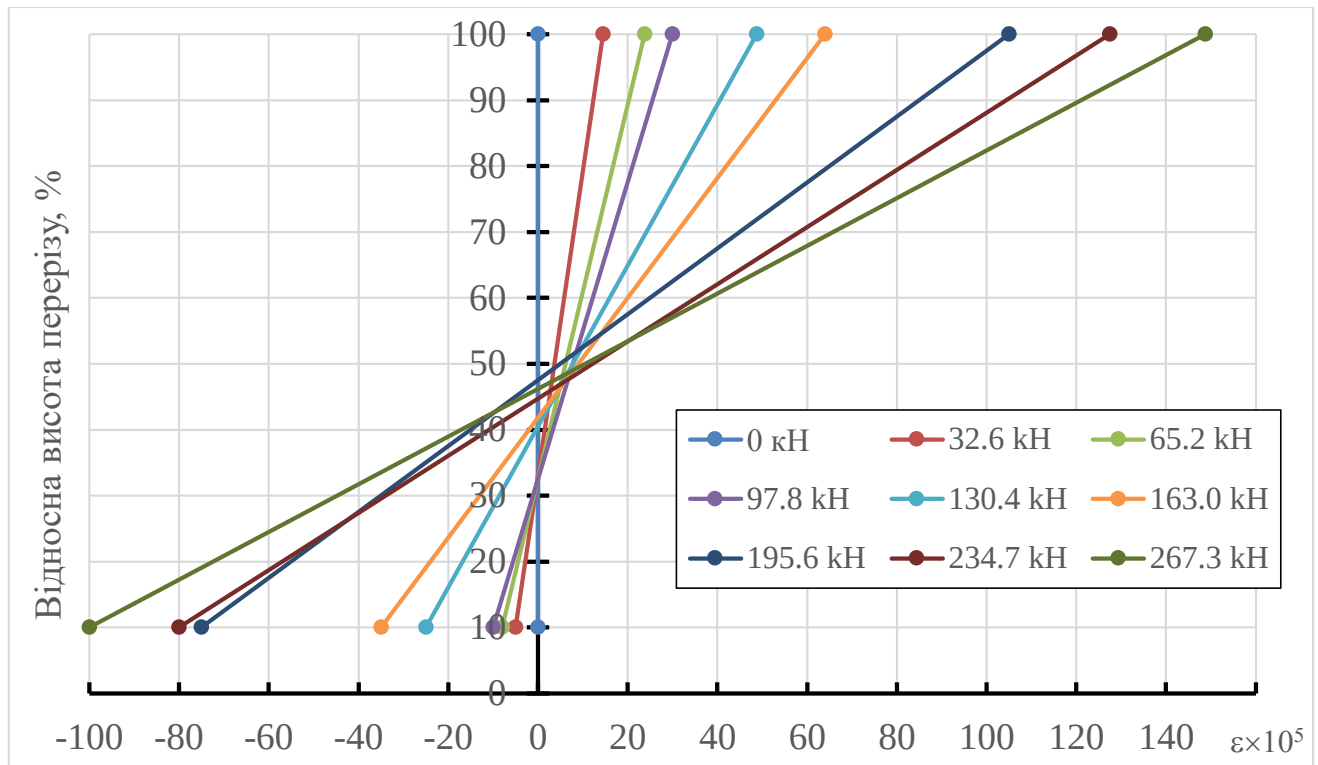


Рис. 5.21. Зміна висоти стиснутої зони залежно від величини сумарного навантаження на зразок ПНК із попереднім напруженням.

Результати, які наведено у таблиці 5.2 стосуються середнього поперечного перерізу по відношенню до прольоту плити. Зусилля N (кН), відносні деформації $\varepsilon_{cm} \times 10^{-5}$ і $\varepsilon_{sm} \times 10^{-5}$ та погини f (мм) виміряно під час експериментальних досліджень. Величини зовнішнього згинального моменту M (кН·м) обчислено у відповідності до фактичного завантаження інвентарними вантажами з урахуванням їх розташування і відповідної кількості. Кривизна визначалась для відповідного середнього перерізу залежно від деформацій матеріалів плити за формулою:

$$\kappa = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sm})}{h}, \quad (5.1)$$

де ε_{cm} – деформації бетону крайньої стиснутої фібри;
 ε_{sm} – деформації бетону крайньої розтягнутої фібри;
 h – робоча висота поперечного перерізу плити ПМК.

Результати експериментальних досліджень міжколонної плити ПМК

N_0 n/n	N , kH	M , $kH \cdot m$	ε_{cm} $\times 10^{-5}$	ε_{sm} $\times 10^{-5}$	f , mm	Основа (N) відносного прогину ($1/N$)	$1/r$ $\times 10^{-6}$
0	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0	0
1	32,60	32,09	14,5	5,0	4,07	1245	95
2	65,20	52,14	23,8	8,0	5,07	998	158
3	97,80	60,71	30,0	10,0	5,24	966	200
4	114,10	77,36	38,8	17,5	6,71	754	213
5	130,40	86,78	48,8	25,0	7,72	655	238
6	146,70	91,14	56,3	27,5	8,73	580	288
7	163,00	101,09	64,0	35,0	9,99	507	290
8	179,30	117,13	85,0	60,0	12,81	395	250
9	195,58	130,12	105,0	75,0	16,38	309	300
10	211,90	137,07	121,3	75,0	19,12	265	463
11	234,72	137,84	127,5	80,0	20,47	247	475
12	251,02	138,82	133,8	85,0	22,25	227	488
F_{max}	267,30	151,80	148,8	100,0	26,42	192	488

За виміряними під час випробовування деформацій і за діаграмою роботи бетону побудовано залежності зміни величини напружень у бетоні стиснутої та розтягнутої зон на різних ступенях завантаження. Графіки представлено на рисунку 5.22.

Таким чином, несуча здатність міжколонних плити із попереднім напруженням склала 258,6 кН. Конструкція плити під час експериментів не зазнала руйнування, але при цьому величина відносного прогину перевищила граничного значення у 1/200. Тому в якості несучої здатності прийнято зусилля, що відповідає величині нормативного граничного прогину. При цьому теоретична несуча здатність міжколонної плити із попереднім напруженням склала 211,1 кН. Розходження склало 21,3 %. Можна констатувати, що теоретична несуча здатність, яку обчислено за нормативною методикою дозволяє з достатньою точністю встановити несучу здатність таких плит.

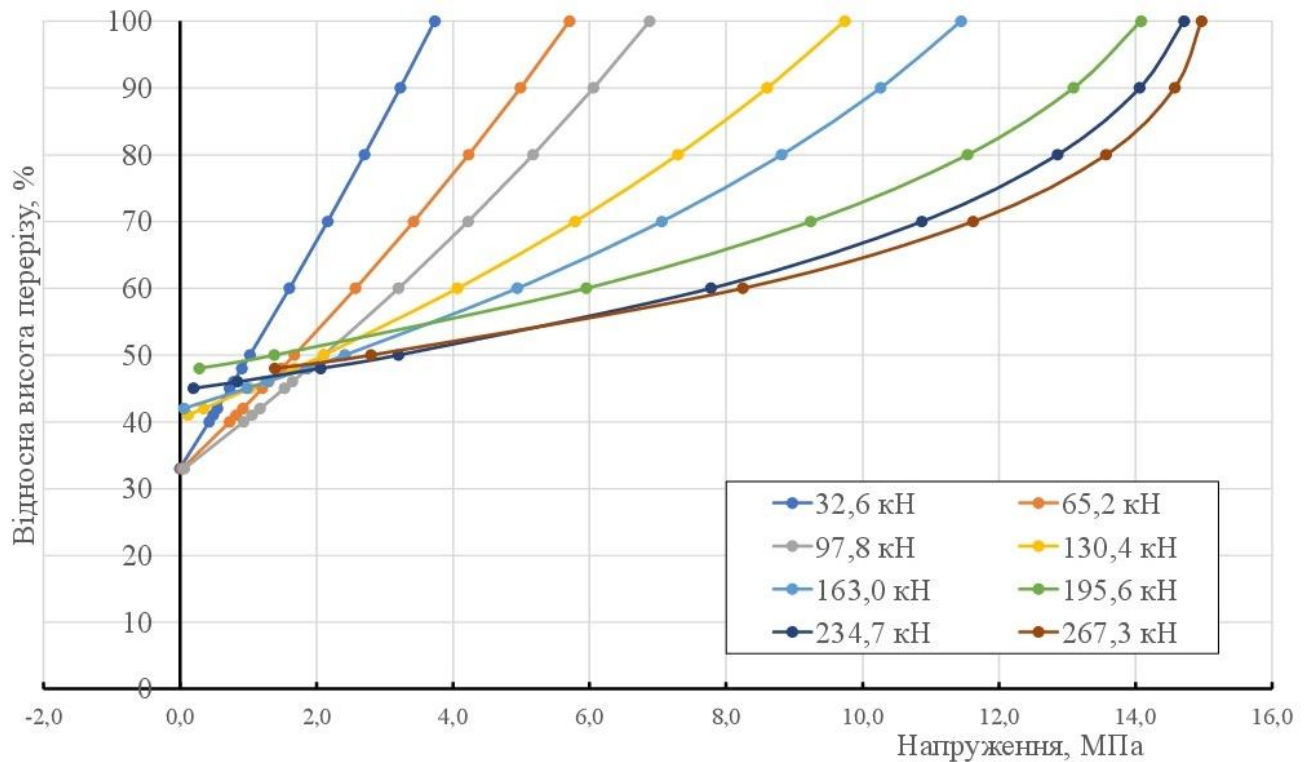


Рис. 5.22. Зміна напруженого стану бетону в середньому поперечного перерізу залежно від величини F на зразок ПНК із попереднім напруженням.

У таблиці 5.3 наведено порівняння несучої здатності, граничних деформацій крайніх волокон середнього перерізу та прогину дослідної конструкції міжколонної плити із попередньо напруженим робочим армуванням із теоретичними значеннями.

Поздовжні деформації стиску верхнього стиснутого волокна у граничному стані має недонапруження на 8 %, а деформації нижнього розтягнутого волокна перевищують граничні деформації розтягу бетону на 35 %. Експериментальні прогини майже співпали із їх теоретичними значеннями.

Таблиця 5.3.

Порівняння експериментальних результатів та теоретичних даних

	Несуча здатність, кН	Деформації стиснення, $\varepsilon_{\text{стиск}} \times 10^5$	Деформації розтягу, $\varepsilon_{\text{розт}} \times 10^5$	Прогин, мм
Експериментальне	267,3	149	100	26,4
Теоретичне	211,1	162	65	26,0
Різниця, %	+ 21,3	– 8,7	+ 35	+ 1,5

5.5. Аналіз економічної ефективності запропонованого збірного безбалкового залізобетонного перекриття із використанням модифікованих круглопустотних плит

Порівняльний аналіз економічної ефективності запропонованого збірного безбалкового перекриття із використанням модифікованих круглопустотних плит із монолітним залізобетонним перекриттям було виконано на основі вартості конструкцій та матеріалів, наданої „Світловодським заводом залізобетонних виробів” та Приватним підприємством „Будівельною фірмою „Каріатида”.

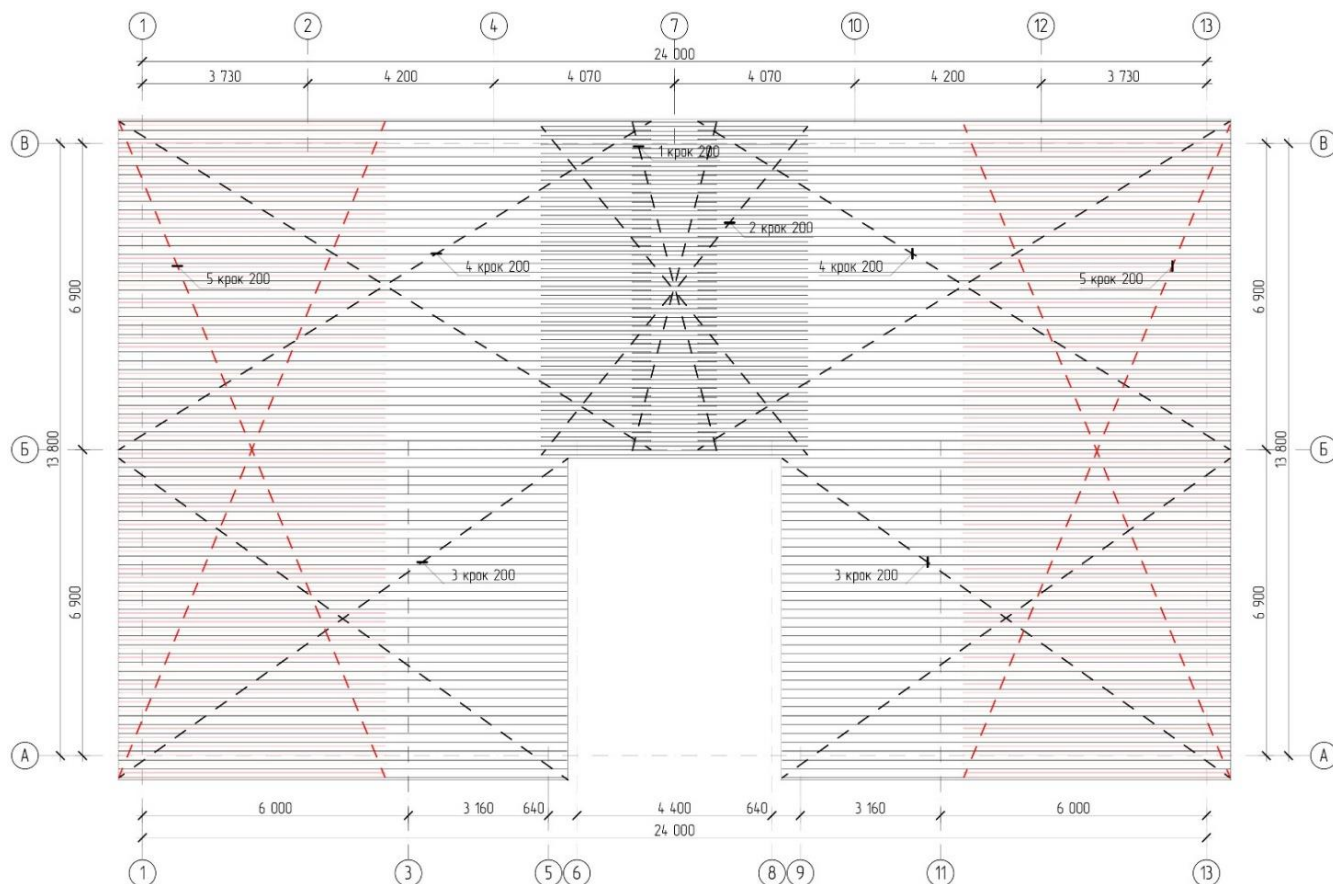
Для порівняння використовувалось запропонований вище варіант розкладки елементів збірного безбалкового перекриття із запроектованою необхідною кількістю конструкцій. Окремо розраховано загальну вартість збірного безбалкового перекриття та пораховано зведену вартість 1 м² перекриття, розділивши загальну вартість на площу перекриття, яка склала 341 м². В таблиці 5.4 наведено розрахунок вартості 1 м² збірного безбалкового перекриття.

Як видно з розрахунку, вартість конструкцій на 1 м² перекриття складає 797,99 грн., а вартість монтажних робіт склала 43,62 грн. Загальна вартість 1 м² перекриття склала 841,61 грн.. З розрахунку видно, що модифіковані багатопустотні плити надзвичайно ефективні конструкції – їх вартість складає 515-520 грн. з розрахунку на 1 м² плити. Вартість плити міжколонної складає 1360 грн. з розрахунку на 1 м² плити, вартість плити надколонної ПНК складає аж 1985 грн. з розрахунку на 1 м² плити.

Таблиця 5.4

Розрахунок вартості 1 м² збірного залізобетонного перекриття з використанням модифікованих багатопустотних плит

	Кількість, шт	Вартість од., грн.	Вартість всього, грн.
ПНК (12x12)	19	2858	54302
ПМК (51x12)	9,5	8324	79078
ПП 60.12-8	6	3714	22284
ПП 60.15-8	25	4658	116450
Вартість конструкцій проектного перекриття			272114
Вартість конструкцій на 1 м ² перекриття, грн			797,99
	59,5	250	14875
Вартість монтажних робіт за 1 м ²			43,62
Вартість 1 м ² готового перекриття, грн			841,61

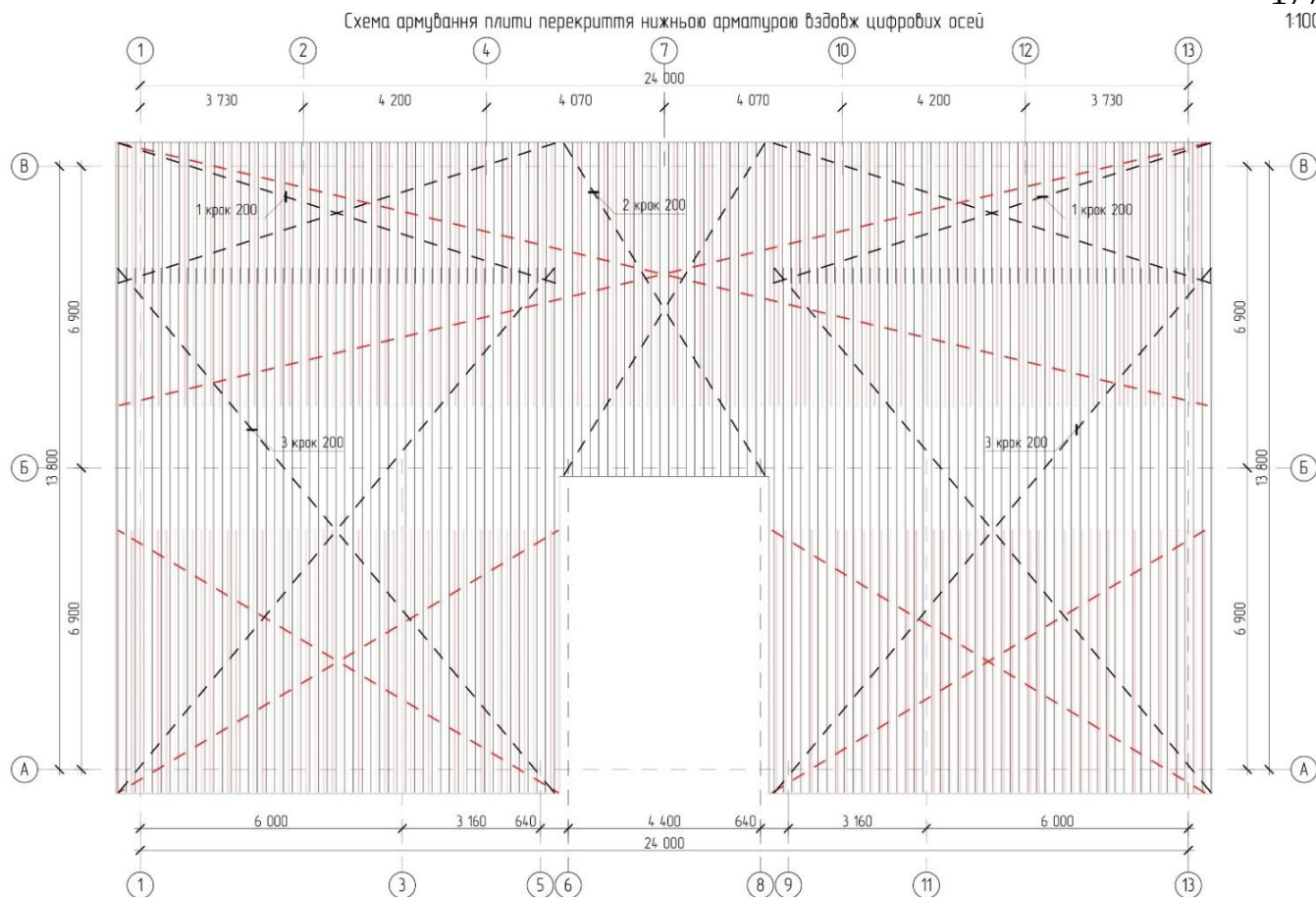


Специфікація елементів армування

Марка, познач.	Позначення	Найменування	К-сть, шт	Вага, кг	Примітка
1	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=1900	38	1,18	44,84
2	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=6000	38	3,71	140,98
3	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=10100	74	6,24	461,76
4	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=12000	76	7,41	563,16
5	ДСТУ 3760-2006	Ø16 A500C, L=6000	151	9,48	1431,48
					2642,22

Рис. 5.23 Схема армування плит перекриття нижньою арматурою вздовж буквенних осей

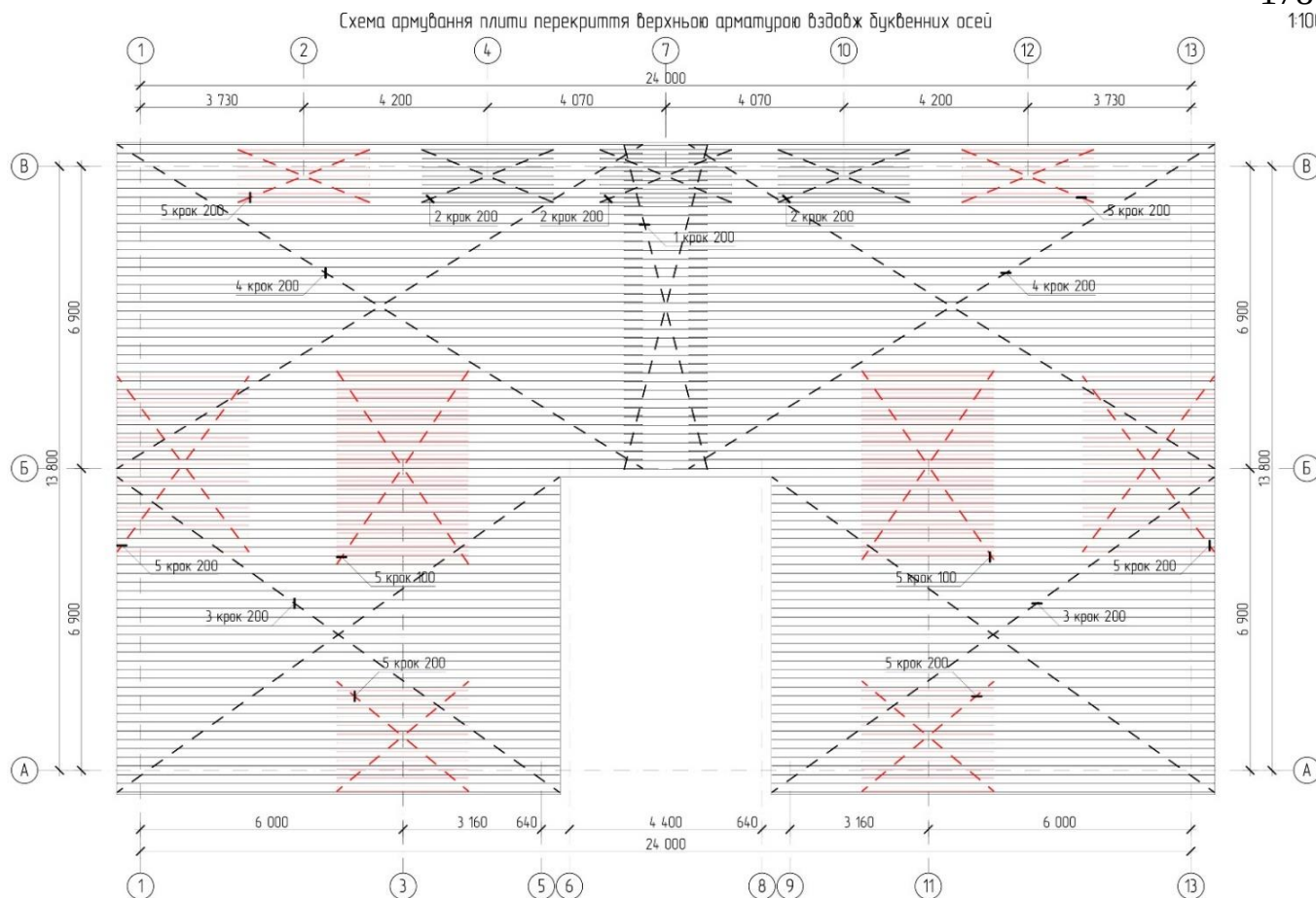
Нижче запроектовано та законструйовано монолітне перекриття виконане в конструктивній схемі тій самій, що і збірне безбалкове перекриття з використанням круглопустотних модифікованих плит. На рисунках 5-23 – 5.26 наведено схеми армування монолітного залізобетонного перекриття та дані специфікації елементів армування, а також наведена відомість витрат арматури.



Специфікація елементів армування

Марка, познач.	Позначення	Найменування	К-сть, шт	Вага, кг	Примітка
1	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=3200	102	1,98	201,96
2	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=7600	24	4,69	112,56
3	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=12000	102	7,41	755,82
4	ДСТУ 3760-2006	Ø16 A500C, L=6000	229	9,48	2170,92
					3241,26

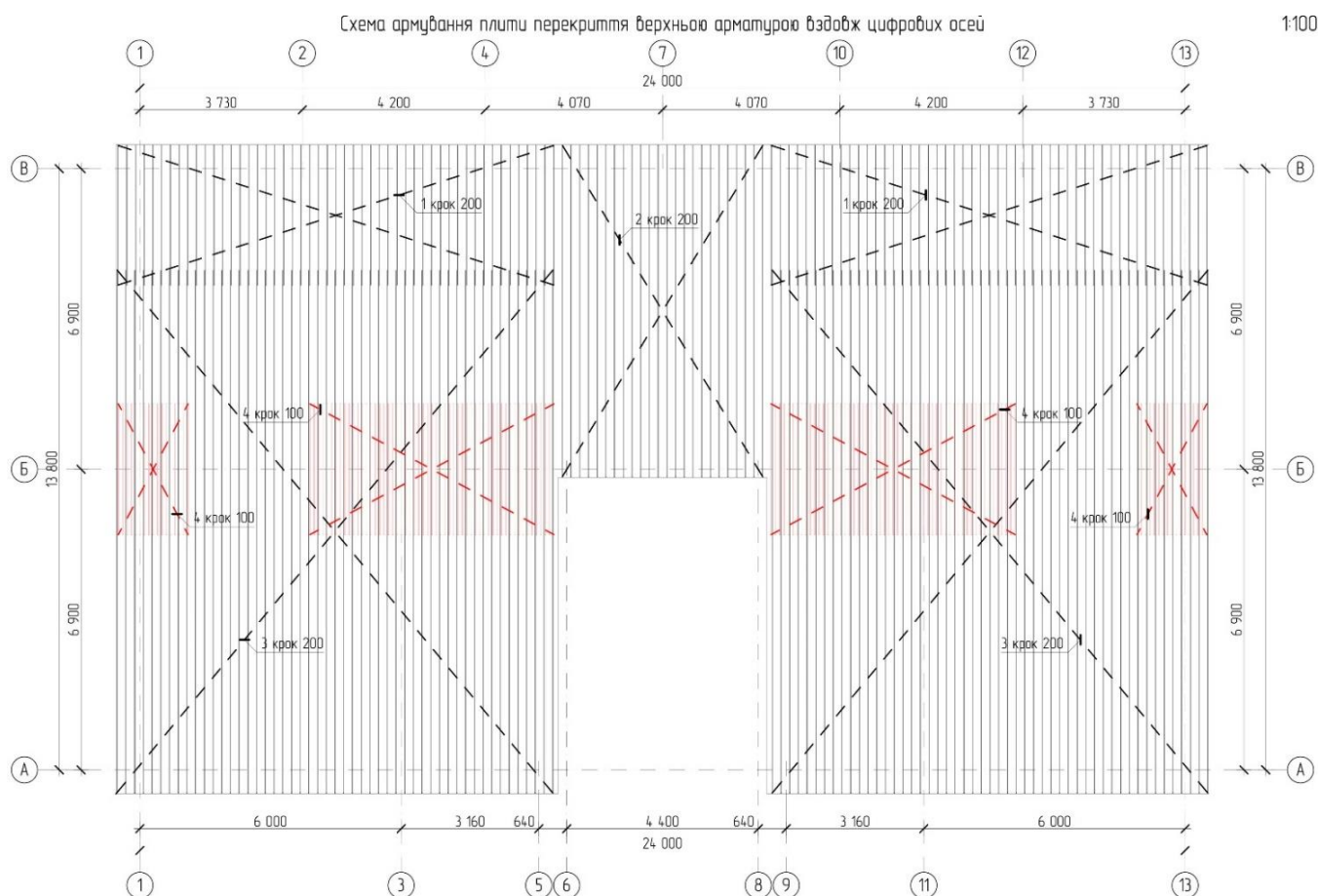
Рис. 5.24 Схема армування плит перекриття нижньою арматурою вздовж цифрових осей



Специфікація елементів армування

Марка, познач.	Позначення	Найменування	К-сть, шт	Вага, кг	Примітка
1	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=1900	38	1,18	44,84
2	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=3000	21	1,86	39,06
3	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=10100	74	6,24	161,76
4	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=12000	76	7,41	563,16
5	ДСТУ 3760-2006	Ø16 A500C, L=3000	173	4,74	820,02
					1628,24

Рис. 5.25 Схема армування плит перекриття верхньою арматурою вздовж буквенних осей



Специфікація елементів армування

Марка, познач.	Позначення	Найменування	К-сть, шт	Вага, кг	Примітка
1	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=3200	102	1,98	201,96
2	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=7600	24	4,69	119,04
3	ДСТУ 3760-2006	Ø10 A500C, L=12000	102	7,41	755,82
4	ДСТУ 3760-2006	Ø16 A500C, L=3000	148	4,74	701,52
					1778,34

Відомість витрати сталі

Марка елемента	Арматурні вироби		
	Арматура класу		
	A500C		
	ДСТУ 3760:2006		
	Ф10	Ф16	Всього
Монолітне перекриття	4856,72	5123,94	9980,66

Рис. 5.26 Схема армування плит перекриття верхньою арматурою вздовж цифрових осей

Враховуючи проектну витрату арматури, в таблиці 5.5 наведено розрахунок вартості 1 м² наведеного вище перекриття, запроєктованого у монолітному виконанні, товщиною 160 мм задля порівняння із запропонованим збірним безбалковим залізобетонним перекриттям.

Таблиця 5.5

Розрахунок вартості 1м² монолітного залізобетонного перекриття, виконаного в представлений конструктивній схемі товщиною 160 мм при витраті арматури 184 кг / 1м³

Витрата, вартість Матеріал, робота	Витрата на 1 м ³	Вартість од., грн	Вартість 1 м ² , грн
Бетон, м ³	0,16	1643	262,88
Арматура, кг	29,4	15,5	455,7
Вартість матеріалів, грн			718,58
Монолітні роботи за 1 м ³	0,16	2400	384
Вартість 1 м ² готового перекриття, грн			1102,58

Оскільки поперечний прольот в представленому вище перекритті складає аж 6,9 м, а сучасні конструктивні рішення вирішуються зазвичай меншими прольотами із більшою кількістю колон, то для порівняння було взято усереднені показники витрати матеріалів на монолітне перекриття – товщину перекриття 160 мм і витрату арматури – 150 кг на кубічний метр. В таблиці 5.6 наведено розрахунок вартості 1 м² перекриття з усередненими показниками товщиною 160 мм з витратою арматури 150 кг на 1м³.

Таблиця 5.6

Розрахунок вартості 1м² монолітного залізобетонного перекриття товщиною 160 мм при витраті арматури 150 кг / 1м³

Витрата, вартість Матеріал, робота	Витрата на 1 м ³	Вартість од., грн	Вартість 1 м ² , грн
Бетон, м ³	0,16	1643	262,88
Арматура, кг	24	15,5	372
Вартість матеріалів, грн			634,88
Монолітні роботи за 1 м ³	0,16	2400	384
Вартість 1 м ² готового перекриття, грн			1018,88

Вирахувавши вартість 1 м² перекриття запропонованого безбалкового перекриття з використанням модифікованих багатопустотних плит та монолітного залізобетонного перекриття, виконаного у тій же конструктивній схемі, а також монолітного перекриття з усередненими показниками витрати матеріалів, можна

порівняти вартість таких перекриттів, визначити, яке з них найбільш економічно ефективне та наскільки, порівняно з іншими. Дані розрахунку представлені в таблиці 5.7.

Таблиця 5.7

Порівняльна таблиця техніко-економічних показників запропонованої безбалкової системи перекриття та монолітного залізобетонного перекриття у представленій конструктивній схемі та з усередненими показниками

Види перекриттів Вартість	Моноліне з/б перекриття в представленій конст. схемі	Моноліне з/б перекриття по усереднених показниках	Безбалкове збірне перекриття	Перевищення у % між безбалковим перекриттям і моноліним, товщ.	
				констр. схема	усер. пок.
Вартість матеріалів, конструкцій заводського виготовлення, грн.	634,88	718,58	797,99	25,7	11,1
Вартість робіт, грн.	384	384	43,62	-88,6	-88,6
Вартість 1м ² готового перекриття	1018,88	1102,58	841,61	-17,4	-23,7
% матеріалів / конструкцій від загальної вартості 1м ² готового перекриття	62,31	65,17	94,82		
% робіт від загальної вартості 1м ² готового перекриття	37,69	34,83	5,18		

З таблиці ми бачимо, що вартість конструкцій збірного безбалкового залізобетонного перекриття більша за вартість матеріалів монолітного перекриття як виконаного по представленій вище конструктивній схемі, так і за усередненими показниками на 25,7 і 11,7 відсотків відповідно. Це і зрозуміло, адже вартість конструкції збірного безбалкового перекриття вказана як за готовий виріб, виготовлений у заводських умовах. Вартість робіт при виконанні монолітного залізобетонного перекриття значно вища порівняно із збірним безбалковим – на 88,6 відсотків відповідно для першого і для другого випадку. Це також зрозуміло, адже при монолітному бетонуванні всі опалубно-монолітні роботи виконуються на будівельному майданчику, а при збірному безбалковому перекритті на майданчик постачають готові конструкції. Порівнявши відсоткове співвідношення вартості робіт, що виконуються на будівельному майданчику та вартості матеріалів, чи конструкцій, які постачаються із заводу ми отримали наступний результат: при монолітному бетонуванні відсоток вартості робіт в готовій конструкції склав 37,69 % для монолітного перекриття, виконаного в представленій конструктивній схемі,

та 34,83% за усередненими показниками, а при збірному безбалковому перекритті – лише 5,18. Зведена вартість 1 м² монолітного перекриття порівняно з безбалковим збірним в результаті виходить більша – на 17,4 % та 26,6 % для перекриттів за представленою конструктивною схемою та за усередненими показниками відповідно.

Щоб зрозуміти, за рахунок чого виходить значний економічний ефект при виконанні безбалкового збірного перекриття було виконано порівняння витрати матеріалів для розглянутих систем перекриттів. Оскільки порівняння проводиться для запропонованого раніше планувального рішення, де використані різні елементи безбалкового збірного перекриття і монолітного перекриття, розраховуємо загальну вартість матеріалів збірного безбалкового перекриття та загальну вартість робіт, і, таким чином, пораховано зведену вартість 1 м² перекриття, розділивши загальну вартість на площу перекриття, яка слала 341 м².

Таблиця 5.8

Витрата матеріалів на 1 м ² готового перекриття					
Види перекриттів Матеріал, робота	Моноліне з/б перекриття в преставленій конст. схемі	Моноліне з/б перекриття по усереднених показниках	Безбалкове збірне перекриття	Перевищення у % між безбалковим перекриттям і моноліним, товщ.	
				констр. схема	усер. пок.
Бетон, м ³	0,16	0,16	0,182	13,75	13,75
Арматура, кг	24,00	29,40	23,92	-0,32	-18,63
Робота, грн.	384,00	384,00	43,62	-88,64	-88,64

З таблиці 5.8 видно, що приведена товщина безбалкового збірного перекриття складає 182 мм, порівняно з монолітним залізобетонним перекриттям товщиною 160 мм витрата бетону буде більшою на 13,75 %, а витрата арматури буде меншою на 0,32 і 18,63 відсотки відповідно. Проте надзвичайно високу вартість в монолітному перекритті займають роботи, які більші ніж при влаштуванні збірного безбалкового перекриття на 88,64 %. Таким чином, можна зробити висновок, що основною складовою економічної ефективності представленого збірного безбалкового перекриття порівняно з монолітним є вартість виконання робіт.

Слід звернути увагу на те, що представлене в даній роботі збірне безбалкове перекриття було запроектовано в осьових розмірах від 3,16 до 6 м по цифрових осях та 6,9 м по буквенних осях, відповідно міжколонні плити мали різні довжини. Проте приведена вартість 1 м міжколонної плити приймалась по максимальній довжині плити – 5,1 м. Взявши до уваги даний факт, можна зробити висновок, що у плитах меншої довжини буде менша кількість робочої арматури, відповідно економічний ефект буде ще більшим.

Також додатковий економічний ефект можна отримати оптимізувавши армування плити надколонної ПНК, оскільки в даному виконанні вона виходить дуже дорога і надзвичайно переармована – близько 518 кг арматури на 1 м³.

Виходячи із попередніх результатів можна зробити висновок, що максимальний економічний ефект представленого збірного безбалкового перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит можливо отримати при максимальних осьових розмірах – 6 м по цифрових осях, використовуючи максимально довгі міжколонні плити серії ПМК довжиною 5,1 м, та максимальних осьових розмірах по буквенних осях – 6,9 м, під використання модифікованих багатопустотних плит довжиною 6 м. Також беззаперечним аргументом на користь представленого збірного безбалкового залізобетонного перекриття є те, що система є повністю повнозбірною. Додатково значний економічний ефект можна отримати надзвичайно високою швидкістю монтажу будівлі, скоротивши у рази при цьому постійні витрати на будівництво.

5.6. Висновки з розділу

1. Заміна конструктивної системи з несучими поздовжніми стінами на каркасну не знижує надійності будівлі в цілому. Але при цьому дозволяє зробити вільною систему розпланування внутрішнього простору на окремі приміщення.

2. Проектування конструкцій безбалкового залізобетонного перекриття із застосуванням модифікованих круглопустотних плит виконується поетапно із розробкою окремих несучих елементів у вигляді плит. Зі механічної точки зору система перекриття представляє собою статично визначену систему поверхового типу із плитними несучими елементами балкового типу. Між собою елементи з'єднуються в одному рівні. При цьому використано нормативні методики щодо визначення несучої здатності окремих плит. Експериментальними дослідженнями доведено, що це дозволяє проектувати надійні несучі елементи. Так експериментальна несуча здатність міжколонної плити виявилась на 21 % більшою за проектну.

3. Розроблене збірне залізобетонне безбалкове перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит зменшує витрати на влаштування огорожуючих конструкцій, фундаментів та інших конструктивних елементів. А також дозволяє суттєво зменшити час зведення будівлі в цілому. Приведені витрати на влаштування даної системи перекриття на 27 % менші за витрати на монолітні залізобетонні перекриття.

Загальні висновки

Проведенні дослідження дають змогу зробити такі висновки:

1. Ураховуючи досвід дослідження та будівництва, слід зробити висновок, що застосування безбалкових конструкцій в багатопверхових будинках є перспективним напрямком і дозволяє отримати значний техніко-економічний ефект. При будівництві багатопверхових будинків є ефективними залізобетонні плити з круглими пустотами, тому слід вважати доцільним їх використання в безбалкових збірних перекриттях.

2. Створені системи збірних безбалкових перекриттів з використанням модифікованих багатопустотних панелей Головним для запропонованих конструктивних рішень є відносна простота їх виготовлення та зручність монтажу: на відміну від сучасних залізобетонних конструкцій при монтажі не використовується складна опалубка та підтримуючі засоби й риштування, значно спрощуються вузли з'єднання. Установлено, що система конструкції запропонованого безбалкового перекриття є з найменшою довжиною швів між плитами і складається з міжколонних та пролітних плит без використання надколонних панелей.

3. Досліджені особливості роботи натурних модифікованих плит з круглими пустотами, надколонних та міжколонних плит за результатами їх експериментального випробовування у виробничих умовах Програма експериментальних досліджень розроблена з урахуванням можливості використання матеріальної бази існуючого виробництва будівельних конструкцій, що дозволило запроектувати й виготовити дослідні зразки у натуральну величину. Матеріали конструкцій (сталь та бетон) застосовано ті, що використовуються в реальних несучих конструкціях.

4. За результатами експериментів встановлено, що максимальне сумарне навантаження, яке було передано на пролітну плиту серії ПЗ склало 83,24 кН. Максимальний прогин середнього перерізу склав 35 мм. Максимальне сумарне навантаження, яке було передано на міжколонну плиту серії ПМК склало 202,20 кН. Максимальний прогин середнього перерізу склав 45 мм. Максимальне сумарне навантаження, яке було передано на надколонну плиту серії ПНК склало 300,00 кН. Дослідні зразки при цьому не вдалось зруйнувати.

5. Визначний вплив запропонованої схеми перекриття на напружено-деформований стан та несучу здатність складових залізобетонних плит. Установлено, що міжколонні та пролітні плити працюють як статично визначені балкові елементи, а їх сумісна робота в перекритті забезпечується за рахунок

зварювання закладних деталей. Розпір, що виникає між елементами перекриття за рахунок скошених поверхонь спирання, незначний і нівелюється за рахунок сумісної роботи елементів перекриття.

6. Розроблені кінцевоелементні моделі, що адекватно описують роботу надколонної та міжколонної плит при завантаженні їх вертикальним рівномірно розподіленим навантаженням. Порівняння результатів чисельних експериментів із результатами фізичних експериментів має відхилення не більше 17 %. Характер деформування міжколонної плити повністю по формі і за величиною прогинів відповідає характеру, отриманому під час проведення фізичних експериментальних досліджень.

7. Запропонований до впровадження у будівництво реальних будинків ефективний вид безбалкового перекриття з використанням модифікованих багатопустотних плит. Додаткові натурні випробування міжколонної плити довели ефективність її роботи в складі перекриття.

8. Здійснена оцінка техніко-економічної ефективності використання запропонованих залізобетонних модифікованих багатопустотних плит в безбалкових перекриттях. Установлено, що порівняно з монолітними плитами економія бетону складає до 40%, а вартість зменшується на 17%. Значно економляться трудовозатрати при зведенні перекриття. Таким чином, запропонована система збірного безбалкового перекриття є достатньо ефективною.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Адилов А.Э. Сборно-монолитные перекрытия с подкреплением смешанного типа: автореф. дис. канд. техн. наук / А.Э. Адилов. – Харьков, 2000. – 18 с.
2. Азизов Т.Н. Теория пространственной работы перекрытий / Т.Н.Азизов. – К.: Науковий світ, 2001. 276 с.
3. Азізов Т.Н. Просторова робота залізобетонних перекриттів. Теорія та методи розрахунку: автореф. дис. д-ра. тех. наук / Т.Н. Азізов. – Полтава, 2006. – 35 с.
4. Анпилов С. М. Здания с эффективным монолитным безбалочным каркасом. Экспериментальные и теоретические исследования, методы расчета и возведения : автореф. дис. д-ра. тех. наук / С.М. Анпилов. – Самара, 2005. – 35 с.
5. Аншин, Л. З. Сталежелезобетонные конструкции покрытий и перекрытий гражданских зданий / Л. З. Аншин // Промышленное строительство. 1975. – № 5. – С. 14–15.
6. Арлахсанов А.Д. Напряженно-деформированное и предельное состояние сталежелезобетонных плит при статическом кратковременном нагружении: автореф. дис. канд. тех. наук / А.Д. Арлахсанов. – Ленинград, 1990. – 19с.
7. Бабич, В. І. Розрахунок залізобетонних елементів і їх перерізів деформаційним методом / В. І.Бабич, Д. В. Кочкарьов, В. В. Різак // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – №2. – С. 2 – 7.
8. Бабич, Є. М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: рекомендації / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, В. В. Савицький. – Рівне : Вид-во Нац. ун-ту водного госп-ва та природокористування, 2005. – 37 с.
9. Бадеян Т.В. Технологічні основи зведення монолітних залізобетонних каркасів у висотному будівництві: автореф. дис. д-ра. тех. наук / Т.В. Бадеян. – Київ, 2000. – 33 с.
10. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1985. – 728 с.
11. Бамбура, А. М. Про критерії руйнування залізобетонного перерізу / А. М. Бамбура // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. ст. – Рівне : Нац. ун-т водного госп-ва та природокористування, 1996. – С. 84 – 88.
12. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: автореф. дис. д-ра. тех. наук / А.М. Бамбура. – Харків, 2006. – 40 с.

13. Барабаш М.С. Урахування факторів ризиків виникнення аварійних ситуацій на етапі експлуатації будівель. / М.С.Барабаш //36. «Строительство, материаловедение, машиностроение». Вип. 69. – Дніпропетровськ, ТВУЗ «ПГАСА», 2015. - С. 14-26.

14. Барашиков А. Я. Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных элементов при повторных нагрузениях поперечными силами. Работа бетона и железобетона с различными видами армирования на выносливость при многократно повторяющихся нагрузках / А. Я.Барашиков, Ю. А. Климов, Р. Д. Алабердиев // Тез. докл. координационного совещания. – Л., 1987. – С. 8 – 15.

15. Бетон тяжелый. Технические условия: ГОСТ 26633-85. – М. : Изд-во стандартов, 1986. – 10с.

16. Бетоны. Методы испытания: ГОСТ 24452-80, ГОСТ 24544-81, ГОСТ 24545-81. – М. : Изд-во стандартов, 1981.– 55 с.

17. Бетоны. Методы определения прочности на сжатие и растяжение: ГОСТ 10180-78. – М. : Изд-во стандартов, 1979. – 24с.

18. Бетоны. Правила контроля прочности: ГОСТ 18105-86. – М. : Изд-во стандартов, 1987. – 19 с.

19. Бирюлев, В. В. О работе составных балок с упругоподатливыми связями / В. В. Бирюлев, А. З. Клячин. – Строительная механика и расчет сооружений, 1968. – С. 17-19.

20. Бліхарський З.Я. Розрахунок залишкової несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних балок з корозійними пошкодженнями / З.Я.Бліхарський, Р.Ф.Струк // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наук. праць, НБІБК, Вип. 62 – Київ, НДІБК, 2005. С. 72-76.

21. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель і споруд. / З.Я.Бліхарський – Львів: Львівська політехніка. 2008. – 108 с.

22. Бруква О.М. Деякі принципові питання проектування плоских плит перекриттів з напруженою арматурою. / О.М.Бруква, Л.А.Мурашко. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. ст. – Рівне: Нац. ун-т водного госп-ва та природокористування, 2010 – С. 139 – 143.

23. Ватин Н.И. Сопряжение колонны и безребристой бескапитальной плиты перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания / Н.И. Ватин, А.Д. Иванов. – Санкт-Петербург: издат. СПбОДЗПП, 2006. – 82с.

24. Васильев, А. П. Прочность наклонных сечений изгибаемых элементов с жесткой арматурой / А. П. Васильев, Э. Е. Сигалов, И. И. Катин // Бетон и железобетон. – 1979. – №7. – С.25 – 26.

25. Васильев, А. П. Сборные каркасы из элементов с внешним армированием. / [А. П. Васильев, Н. А. Переяславцев, Н. Н. Коровин, и др.] // Бетон и железобетон. – 1974. – №7. – С. 10 – 12.

26. Васильев, А. П. Состояние и перспективы развития конструкций с внешним армированием / А. П. Васильев, В. Н. Голосов // Бетон и железобетон. – 1981. – №3. – С. 23 – 24.

27. Вахненко, П. Ф. Будівельні конструкції / П. Ф. Вахненко. Л. І. Стороженко, О. Е. Саган. – Полтава: ПолтНТУ. – 398 с.

28. Вербицкая, А. Г. Определения механических свойств материалов: учебное пособие для учащихся средних специальных учебных заведений по специальности «Механические измерения» / А. Г. Вербицкая, В. И. Кирсонов. – К., 1984. – 192 с.

29. Верещага О.І. Напружено-деформований стан і міцність збірних залізобетонних перекриттів.: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ О.І. Верещага. – Полтава, 2002. – 17 с.

30. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажувальних. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості: ДСТУ Б.В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). – К., 1997.– 29 с.

31. Воронков, Р. В. О внешнем листовом армировании / Р. В. Воронков // Промышленное строительство. – 1979. – № 5. – С. 28 – 29.

32. Воскобійник О.П. Імовірнісний аналіз роботи стиснутих трубобетонних елементів: автореф. дис. канд. тех. наук / О.П.Воскобійник. – Полтава, 2006. – 22 с.

33. Гвоздев, А. А. Новое в проектирование бетонных и железобетонных конструкций / А. А. Гвоздев. – М. : Стройиздат, 1978. – 76 с.

34. Гвоздев, А. А. Расчет железобетонных стержневых конструкций по деформируемой схеме / А. А. Гвоздев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1971. – № 4. – С. 25 – 26.

35. Георгиев, Г. Б. Экспериментально-теоретические исследования работы безбалочных бескапитальных плит при действии сосредоточенных нагрузок : дис. ... канд.техн.наук / Г.Б. Георгиев. – М., 1972. - 124 с.

36. Глаголев, А. А. Прочность наклонных сечений изгибаемых элементов с жесткой арматурой / А. А. Глаголев // Бетон и железобетон. – 1979. – №7. – С. 25 – 26.
37. Гнідець Б.Г. Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль / Б.Г. Гнідець. – Львів: «Львівська політехніка», 2008. – 548 с.
38. Голоднов А.И. Жесткость элементов железобетонных пластин. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наук. праць, НБІБК, Вип. 74 – Київ, НДІБК, 2011. С. 293-300.
39. Голосов, В. Н. Расчет конструкций с внешним армированием при действии поперечных сил / В. Н. Голосов, А. С. Залесов, Г. П. Бирюков // Бетон и железобетон. – 1977. – №6. – С. 14 – 17.
40. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : издательство "Факт", 2005. – 344 с.
41. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Харьков: НТУ "ХПИ"., 2003. – 889 с.
42. Гранев В.В. Усиление зоны возможного продавливания безбалочных монолитных перекрытий / В.В.Гранев, Э.Н.Кодыш, Н.Н.Трекин, И.К.Никитин // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наук. праць, НБІБК, Вип. 74 – Київ, НДІБК, 2011. С. 10-18.
43. Гудзь, С. А. Надійність і напружено-деформований стан сталевих балок з урахуванням сумісної роботи з огорожувальними конструкціями: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Гудзь Сергій Анатолійович –Полтава: ПолтНТУ, 2009. – 228 с.
44. Гусениця А.П. Конструкції багатоповерхових каркасних будинків та їх розрахунків : навч. посібник / А.П. Гуселиця, П.П. Шандрук. – К.: КНУБА, 2002. – 72 с.
45. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 71 с.
46. Демчина Б.Г. Дослідження збірно-монолітних плит перекрытия з використанням пінобетону / Б.Г.Демчина, О.Я.Литвиняк, О.В.Давидюк // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наук. праць, НБІБК, Вип. 74 – Київ, НДІБК, 2011. – С. 160-166.

47. Джура, В. В. Стиснені елменти із сталевих двотаврів з порожнинами, заповненими бетоном : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Джура Володимир Васильович. – К., 2006. – 171 с.

48. Дорофеев В. С. Результаты численных исследований фрагментов монолитных безбалочных бескапитальных перекрытий // В.С.Дорофеев, Д.О.Бондаренко // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наук. праць, НБІБК, Вип. 74 – Київ, НДІБК, 2011. – С. 563-570.

49. Долидзе, Д. Е. Испытание конструкций и сооружений / Д. Е. Долидзе. – М. : Высшая школа, 1975. – 252с.

50. Дорфман А.Э., Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий / А.Э.Дорфман, Л.Н. Левонтин. – М.: Стройиздат, 1975 – 124 с.

51. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції із важкого бетону. Правила проектування/ Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 118 с.

52. Еззеддін А. Монолітні залізобетонні перекриття з плитами, що працюють у двох напрямках, при високотемпературному нагріві: автореф. дис... канд. техн. наук / А. Еззеддін - Харків, 2008. - 24 с.

53. Євстаф'єв В.І. Полегшені багат шарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій: Автореф. дис... канд. техн. наук / В.І.Євстаф'єв - К., 2004.-18 с.

54. Єрмоленко Д.А. Труبوبетонні конструкції зі стрижневою арматурою: автореф. дис. ... канд.. техн. наук / Д.А.Єрмоленко. – Полтава, 1998. – 20 с.

55. Єрмоленко Д.А. Об'ємний напружено-деформований стан труبوبетонних елементів / Д.А.Єрмоленко – Полтава: Видавець Шевченко Р.В., 2012. – 316 с.

56. Єфіменко В.І. Несучі конструкції зі сталевих труб, заповнених центрифугованим бетоном: автореф. ... дис. д-ра техн. наук. / В.І.Єфіменко – Дніпропетровськ, 2009. – 38 с.

57. Енджиевский, Л. В. Анализ алгоритмов определения прогибов стальных составных балок с учетом деформаций сдвига / Л. В. Енджиевский, А. А. Юрченко // Известия вузов. Строительство. – 2002. – №10. – С.129 – 133.

58. Жарко Л.О Натурні випробування фрагмента перекриття багатоповерхового житлового будинку на основі системи «КУБ-2,5» / Л.О.Жарко, Н.С.Пертренко // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник

наук. праць, НБІБК, Вип. 74 – Київ, НДІБК, 2011. – С. 590-597.

59. Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей / Ю.В. Зайцев. – М.: Высш. шк., 1991. – 288 с.

60. Залесов А.С. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям / А.С. Залесов, В.В. Фигаровский. – М.: Стойиздат, 1976. – 101 с.

61. Железобетонные конструкции / [А. Я. Барашиков и др.]. – К. : Вища школа, 1984. – 352 с.

62. Залізобетонні конструкції / П. Ф. Вахненко, А. М. Павліков, О. В. Горик, В. П. Вахненко. – К. : Вища школа, 2000. – 508 с.

63. Ивянский, А. М. Безбалочные перекрытия без обвязочных балок на крайних колоннах : дис. ... канд.техн.наук / А.М.Ивянский . – М., 1968. – 211с.

64. Избаш М.Ю. Эффективные опертые по контуру сталежелезобетонные плиты / М.Ю.Избаш // Науковий вісник будівництва. – 2001, №15.- С. 68-73.

65. Истомин, С. А. Взаимодействие капители и плиты безбалочного перекрытия: дис... канд.техн.наук / С.А.Истомин. – М., 1959. - 159 с.

66. Каландарбеков, И. Железобетонные диски перекрытий многоэтажных каркасных зданий из плит безопалубочного формования: дис. ... канд.техн.наук / И.Каландарбеков. – М., 1985. – 209 с.

67. Касем Н.Ж. Просторова робота залізобетонних монолітних ребристих перекрить: Автореф. дис... канд. техн. наук / Н.Ж Касем. - Харків, 2000. - 21 с.

68. Караван В.В. Деформативність і тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів при дії знакозмінних навантажень. настилу: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.В. Караван. – Львів, 2004. – 22.с.

69. Карпенко, Н. И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н. И. Карпенко, Т. А. Мухамедиев, А. Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М. : НИИЖБ, 1986. – С. 7 – 25.

70. Кикин А.И. Конструкции то стальных труб, заполненных бетоном / А.И. Кикин, Р.С. Санжаровский, Г.А. Труль. – М.: Госстройиздат, 1974. – 146 с.

71. Клейн, В. Г. Некоторые вопросы динамического расчета безбалочных перекрытий : дис. ... канд.техн.наук / В.Г.Клейн . - М., 1971. - 164с.

72. Клестов О.В. Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних плит зі сталевим обрамленням. - Автореф. дис. ... канд. техн. наук / О.В.Клестов – Полтава, 2015. – 20с.

73. Клименко, Ф. Е. Сталобетонные балочные элементы – эффективный вид строительных конструкций / Ф. Е. Клименко // Промышленное строительство. – 1981. – №7. – С. 13 – 16.

74. Клименко, Ф. Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко. – К. : Будівельник, 1984. – 88с.

75. Клименко, Ф. Е. Металеві конструкції. – 2-ге вид. випр. і доп / Ф. Е. Клименко, В. Е. Барабаш, Л. І. Стороженко. – Львів : Світ, 2002. – 312 с.

76. Козак, Ю. П. Стальные конструкции в сочетании с бетоном и железобетоном / Ю. П. Козак // Промышленное строительство. – 1979. – № 5. – С. 2 – 4.

77. Козарь В.І. Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: автореф. дис. ... канд.. техн. наук / В.І Козарь – Полтава, 1999. – 19 с.

78. Колбасин В.Г. Плиты с арматурой из профилированного стального настила / В.Г. Колбасин // Бетон и железобетон. – 1980. – №1. – С. 11 – 13.

79. Колчунов В.И. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций / В.И.Колчунов, А.Б.Гольшев, В.П.Полищук, Я.Г.Сангатуллин – К.: Будівельник, 1982. – 40с.

80. КОРТУШОВ П.Г. Вузли з'єднання трубобетонних стояків із монолітним залізобетоном: автореф. дис. ... канд.. техн. наук / П.Г.Кортушов. – Полтава, 1999. – 18с.

81. Крупченко О.А. Результаты экспериментальных досліджень сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом / О.А. Крупченко // Вісник Сумського національного аграрного університету. Серія: Будівництво. – Суми, 2006. – Вип. 9 (11). – С. 55 – 60.

82. Крупченко О.А. Напружено-деформований стан та міцність стале залізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом: автореф. дис. ... канд.. техн. наук /О.А. Крупченко. – Полтава, 2008. – 20 с.

83. Крухмалёв А.В. Работа сталежелезобетонных плит на многократное действие сосредоточенной загрузки. / А.В.Крухмалёв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. ст. – Рівне: Нац. ун-т водного госп-ва та

природокористування, 2010 – С. 233 – 239.

84. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости : ГОСТ 8829 – 85. – М. : Издательство стандартов, 1985. – 24 с.

85. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – С. 44 – 45.

86. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – С. 32 – 35.

87. Куч, Т. П. Дослідження сталезалізобетонних балок з армуванням трубами за допомогою методу скінченних елементів / Т. П. Куч // Сталезалізобетонні конструкції: збірник наукових статей. – Випуск 9. –Кривий Ріг: КривТУ, 2011. – С. 108–112.

88. Куч, Т. П. Експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок та фрагменту перекриття з армуванням трубами / Т. П. Куч // Галузеве машинобудування, будівництво: збірник наукових праць. – Випуск 2 (27). – Полтава: ПолтаНТУ, 2010. – С. 89–94.

89. Куч, Т. П. Результати експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок з армуванням трубами / Т. П. Куч // Збірник наукових праць за матеріалами Всеукраїнської науково-практичної конференції ПолтНТУ. – 2009. – С. 182-184.

90. Куч, Т. П. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій з армуванням трубами / Т. П. Куч // Сталезалізобетонні конструкції: збірник наукових статей. – Випуск 9. –Кривий Ріг: КривТУ, 2011. – С. 113–118.

91. Лабозин, Л. Е. Расчет составных пластин и неоднородных материалов / Л. Е. Лабозин // Строительная механика и расчет сооружений, 1981. – С. 43–48.

92. Лапенко О.І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою. / О.І.Лапенко. – Полтава, АСМІ, 2009. – 360 с.

93. Лапенко О.І. Проблеми армування залізобетону незнімною опалубкою / О.І. Лапенко // Сб «Строительство, материаловедение, машиностроение», вып. 50. – Днепропетровск: ПГАСА, 2009. – С. 279 – 284.

94. Лапенко О.І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою / О.І. Лапенко – Полтава: АСМІ, 2009. – 360 с.

95. Лещинский, М. Ю. Испытание бетона: справ. пособие / М. Ю. Лещинский. – М. : Стройиздат, 1980. – 360 с.
96. Либерман А.Д. Сталежелезобетонные покрытия производственных зданий / А.Д. Либерман и др. // Пром. стр-во. – 1979. – №5. – С. 10 – 12.
97. Лобяк А.В. Моделирование работы сталебетонных пустотных плит перекрытия с учетом нелинейных свойств конструкций и материалов. / А.В.Лобяк, Д.В.Головко // 3б. „Галузеве машинобудування, будівництво”, вип.3(42), том 1. - Полтава: ПНТУ, 2014. – С.120-1125.
98. Лукша Л.К. Прочность трубобетона / Л.К. Лукша. – Минск: Высш. шк. 1977. – 95 с.
99. Макаренко С.К. Робота збірних залізобетонних дисків перекриття із плит типу 2Т: Автореф.дис...канд.техн.наук / С.К.Макаренко - К., 1994. – 22 с.
100. Мандриков, А. П. Примеры расчета металлических конструкций / А. П.Мандриков. – М. : Стройиздат, 1991. – 432 с
101. Майборода В.М. Трехслойные железобетонные конструкции / В.М. Майборода, В.Ф. Карпюк. – К.: Будівельник, 1990.– 144 с.
102. Марков А.А. Анализ безбалочных перекрытий зданий с железобетонным каркасом / А.А. Марков, Ю.И. Серая // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып№56. – Дн-вск., ПГАСА, 2010. – С. 278 – 285.
103. Марков А.А. Оценка несущей способности безбалочных перекрытий / А.А. Марков // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып№56. – Дн-вск., ПГАСА, 2010. – С. 271 – 278.
104. Мартынов Ю.С. Сталежелезобетонные конструкции в промышленном и гражданском строительстве Белорусской ССР: опыт разработки и внедрения / Ю.С. Мартынов. // М.: БелНИИНТИ, 1989. – 56 с.
105. Мартынов, Ю. С. Расчет прочности сталежелезобетонных сечений комбинированным методом с учетом физической нелинейности / Ю. С. Мартынов, В. Е. Новиков // Металеві конструкції. – 2003. – том 6, №1. – С. 55-60.
106. Мартынов, Ю. С. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных балок / Ю. С. Мартынов, О. С. Межевич // Эффективные строительные конструкции зданий и сооружений :

сб. – Минск, 1995. – С. 86–92.

107. Мельник І.В. Експериментальні дослідження плоского монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плані 7,6х12,1 м з пінополістирольними вставками / І.В.Мельник, В.М.Сорохтей, А.Я.Мурин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. ст. – Рівне: Нац. ун-т водного госп-ва та природокористування, 2010 – С. 258 – 264.

108. Металлы. Методы испытание на растяжение : ГОСТ 1497–84 . – М. : Издательство стандартов, 1985.– 56 с.

109. Металлические конструкции / [Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Ведеников и др.].– М. : Стройиздат, 1986, – 560 с.

110. Металлические конструкции. Специальный курс / [Е. И. Беленя и др.]. – М. : Стройиздат, 1982. – 472 с.

111. Методы и приборы тензометрии. сб. тр. / под ред. Н. И. Пригоровского. – М. : ГОСИНТИ, 1964. – Вып. 1 – 7. – 896 с.

112. Митрофанов, В. П. Влияние поперечной силы на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов / В. П. Митрофанов, П. П. Воскобойник // Бетон и железобетон. – 1982. – №9. – С. 41-43.

113. Митрофанов, В. П. До розрахунку граничних значень деформацій бетону в розв'язанні задач міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів / В. П. Митрофанов, А. М. Павліков // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2003. – Вип. 13. – С. 28 – 33.

114. Мурза, С. О. Напружено-деформований стан просторових сталезалізобетонних структурних конструкцій при складних навантаженнях : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Мурза Сергій Олександрович – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – 224 с.

115. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН.В.1.2.: 2006. – К., 2006. – 60 с.

116. Назаров О.В. Напружено-деформований стан трубобетонних елементів при місцевих силових впливах: автореф. дис. ... канд. техн наук / О.В.Назаров. – Полтава, 2004. – 20 с.

117. Нижник О.В. Безбалкові та часторебристі сталезалізобетонні перекриття / О.В.Нижник. – Полтава: Видавець Шевченко Р.В., 2012. – 380 с.

118. Будівництво сталезалізобетонного каркаса багатоповерхових будівель із безбалковим перекриттям. / О.В.Нижник // Зб. „Галузеве машинобудування,

будівництво”, вип.3(42), том 1. - Полтава: ПНТУ, 2014. – С.128-131

119. Новикова А.В. Промежуточные результаты исследований безбалочных перекрытий / А.В. Новикова // Вісник ДНАБіА, Випуск 5(79) – ДНАБіА, 2009. – С. 43 – 45

120. Новые конструкции железобетонных сборно-монолитных безбалочных бескапитальных перекрытий для общественных зданий / Техн. редактор Чернышова Г.Ф. – М.: Госстрой СССР, 1970. – 65 с.

121. Онищенко О.Г. Високоєфективні технології та комплексні конструкції в промисловому й цивільному будівництві / О.Г. Онищенко, С.Ф. Пічугін, В.О. Онищенко, Л.І. Стороженко, О.В. Семко, Ю.С. Слюсаренко, І.А. Ємельянова, О.М. Ландар. – Полтава: ПФ «Форміка», 2010. – 452 с.

122. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будинків і споруд, що експлуатуються : ДБН 362-92. – К., 1995.

123. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: монографія / А.М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 259 с.

124. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009): навчальний посібник/ А.М.Павліков, О.В.Бойко. За ред А.М.Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 85 с.

125. Павліков А.М. Розрахунок несучої здатності збірних залізобетонних елементів безкапітально-безбалкового перекриття методом граничної рівноваги / А.М.Павліков, С.М.Микитенко // Зб. „Галузеве машинобудування, будівництво”, вип.3(42), том 1. - Полтава: ПНТУ, 2014. – С.132-139.

126. Пекин Д.А. Плитная сталежелезобетонная конструкция / Д.А.Пекин // Научное издание. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 440 с.

127. Пенц В.Ф. Напружено-деформований стан оголовків трубобетонних стояків: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.Ф.Пенц. – Полтава, 1995. – 24 с.

128. Петренко Д.Г. Методи розрахунку міцності сталевих залізобетонних елементів / Д.Г.Петренко //Зб. «Строительство, материаловедение, машиностроение». Вип. 69. – Дніпропетровськ, ТВУЗ «ПГАСА», 2015. – С. 154-162.

129. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций. / С.Ф.Пичугин,

Полтава: АСМИ, 2010. – 434 с.

130. Плясунов Е.Г. Бескапитальный стык колонны и перекрытия с комбинированным армированием в монолитном железобетонном безбалочном каркасе: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Е.Г. Плясунов. – Красноярск, 2006. – 23 с.

131. Победря Б.Е. Численные методы в теории упругости и пластичности. Учебное пособие - 2-е издание / Б. Е. Победря - М.: Изд-во МГУ, 1995 - 366 с.

132. Погребной И.О. Безригельный предварительно напряженный каркас с плоским перекрытием / И.О. Погребной, В.Д. Кузнецов // Инженерно-строительный журнал №3, – С.-Петербург, СПГПУ, 2009. – С. 52–55.

133. Пискунов, В. Г. Линейные и нелинейные задачи расчета слоистых конструкций / В. Г. Пискунов, В. Е. Вериженко. – К. : Будівельник, 1986. – 176 с.

134. Плясунов Е.Г. Бескапитальный стык колонны и перекрытия с комбинированным армированием в монолитном железобетонном безбалочном каркасе: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Е.Г.Плясунов, Красноярск, 2006. – 23 с.

135. Подольский И. Я. К расчету сталежелезобетонных изгибаемых элементов по образованию трещин / И. Я. Подольский // Бетон и железобетон. – 1976. – № 3. – С. 38 – 41.

136. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИ промзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 192 с.

137. Посібник із розрахунку міцності нормальних перерізів елементів залізобетонних конструкцій на основі нелінійної деформаційної розрахункової моделі / С. І. Роговий. – Полтава : ПолтНТУ, 2004.– 40 с.

138. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / [А. Б. Голышев, В. Я. Багинский, В. П. Полищук и др.] – К. : Будівельник, 1990. – 554 с.

139. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій : ДСТУ 3760-98. – К. : Загальні технічні умови, 1998. – 20 с.

140. Прокат для строительных стальных конструкций : ГОСТ 27772-88. – М. : Изд-во стандартов, 1988. – 18с.

141. Профили горячекатаные из легированной конструкционной

высококачественной стали : ГОСТ 3710-68. – М. : Изд-во стандартов, 1968. – 16с.

142. Потебня С.Г. Прочность и деформативность сталебетонных балок с внешним армированием с учетом объемного напряженного состояния бетона: автореф. дис. ... канд. техн. наук / С.Г.Потебня. – Минск, 1987. – 18 с.

143. Присяжнюк М.В. Напружено-деформований стан багатопоржнистих ребристих плит, армованих сталевим профільованим настилом: автореф. дис. ... канд. техн. наук / М.В. Присяжнюк. – Київ, 2009. – 20 с.

144. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. М.: Стройиздат, 1987. – 41 с.

145. Реконструкція будівель і споруд агропромислового комплексу / П.Ф. Вахненко та ін. – К.: Урожай, 1994. – 296 с.

146. Роговой С.И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений / С.И. Роговой. – Полтава, 2002. – 183 с

147. Ренский, А. Б. Тензометрирование строительных конструкций и материалов / А. Б. Ренский, Д. С. Баранов, Р. А. Макаров. – М. : Стройиздат, 1977. – 239 с.

148. Розин, Л. А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам / Л. А.Розин. – М. : Стройиздат, 1977. – 456 с.

149. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой / НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. – М. : Стройиздат, 1978. – 54с.

150. Руководство по тензометрированию строительных конструкций и материалов. – М. : НИИЖБ, 1971. – 313 с.

151. Рутковська І.З. Напружено деформований стан збірно- монолітних попередньо напружених кесонних перекритть непрямокутної форми: Автореф. дис... канд. техн. наук/ І.З. Рутковська - Львів 2000. - 19 с.

152. Савицкий Н.В. Обоснование выбора плоского сборно-монолитного перекрытия ПГАСА / Н.В. Савицкий, Е.Л. Буцкая // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып№56. – Дн-вск., ПГАСА, 2010. – С. 396 – 402.

153. Савицкий Н.В. Плоское железобетонное сборно-монолитное перекрытие / Н.В. Савицкий, Е.Л. Буцкая // Вісник національного університету "Львівська Політехніка" Вип. № 662 "Теорія і практика будівництва", 2010 – С. 323 – 327.

154. Савченко О.С. Сумісна робота плит та ригелів у складі диска перекриття: автореф. дис. ... канд. техн. наук / О.С. Савченко. – Полтава, 2004. – 20 с.
155. Самохвалова Е.О. Стык колонны с безбалочным бескапительным перекрытием в монолитном здании / Е.О.Самохвалова, А.Д.Иванов // Инженерно-строительный журнал, №3. – С.-Петербург, СПГПУ, 2009. – С. 33–37.
156. Сборные каркасы из элементов с внешним армированием / [А. П. Васильев, Н. А .Переяславцев, Н. Н. Коровин и др.] // Бетон и железобетон. – 1974. – № 7. – С. 14 – 16.
157. Семирненко Ю.И. Регулирование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ю.И. Семирненко. – Харьков, 1998. – 16 с.
158. Семко О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: автореф. ... дис. д-ра техн. наук / О.В. Семко. – Полтава, 2006. – 35 с.
159. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій / О.В.Семко. – К.: Сталь, 2004. – 316 с.
160. Семко О.В., Розроблення та розрахунок методом кінцевих елементів вузла з'єднання сталобетонної колони з монолітним перекриттям / О.В. Семко О.В. Дмитренко А.О., Дмитренко Т.А. // Вісник національного університету "Львівська Політехніка" Вип. № 664 "Теорія і практика будівництва", 2010 – С. 215 – 218.
161. Семко, О. В. Про забезпечення сумісної роботи елементів збірно-монолітного сталезалізобетонного перекриття при використанні панелей з порожнинами / О. В. Семко, О. О. Довженко // Сталезалізобетонні конструкції. – Кривий Ріг : КрТУ, 2004. – Вип. 6. – С. 49-55.
162. Сирота, А. В. К расчету ферм сталежелезобетонных покрытий. Расчёт и испытание строительных конструкций / А. В. Сирота // . – К. : НИИСК, 1976. – С. 27-30.
163. Сколибог О.В. Сталезалізобетонні балки із зовнішнім листовим армуванням: автореф. дис. ... канд.. техн. наук / О.В.Сколибог. – Полтава, 2006. – 22 с.
164. Скорук Л.М. Робота безбалкового монолітного залізобетонного перекриття при запроектованих навантаженнях / Л.М. Скорук, Т.В. Скорук, О.М.Скорук // Збірник наукових праць. Будівельні конструкції. Вип. 70 – Київ,

НДІБК, 2008. – С. 166 – 172.

165. Смоляго Г.А. Трещиностойкость сборно-монолитного железобетона: автореф. ... дис. д-ра техн. наук/ Г.А. Смоляго. – Белгород, 2003. – 44 с.

166. Смолянук Н.В. Напружено-деформований і граничний стани сталобетонних плит перекриттів: Автореф. дис... канд. техн. наук / Н.В.Смолянук - Харків, 2003. - 22 с.

167. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М. – 1985. – 80 с.

168. Срібняк Н.М. Крутильна жорсткість залізобетонних елементів перекриттів з нормальними тріщинами: автореф. дис... канд. техн. наук / Н.М.Срібняк - Одеса, 2009. – 23 с

169. Сталезалізобетон: зб. наук. пр. / за ред. д.т.н., проф. Л. І. Стороженка – Полтава : ПолтНТУ, 2006. –368 с.

170. Сталь арматурная. Методы испытание на растяжения : ГОСТ 12004–81. – М. : Стройиздат, 1986. – 14 с.

171. Стороженко, Л. І. Объёмное напряжённо-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием : автореф. дис. на соискание науч. степени доктора тех. наук / Л. И. Стороженко. – Москва, 1985. – 36 с.

172. Стороженко, Л. І. Железобетонные конструкции с внешним армированием / Л. І. Стороженко. – К. : Будівельник, 1989. – 98 с.

173. Стороженко, Л. І. Дослідження збірного сталезалізобетонного ригеля із металевою опалубкою, що не знімається / Л. І. Стороженко, О. В. Семко, О. В. Сколибог // Ресурсоекономічні матеріали та конструкції, будівлі і споруди. Вип. 9 – Рівне : УДУВГП. – 2003. – С. 330-336.

174. Стороженко, Л. І. Експериментальні дослідження згинальних несучих конструкцій із сталевих двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном / Л. І. Стороженко, С. В. Яхін, О. В. Нижник // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСиА, 2003. – С. 229 – 235.

175. Стороженко, Л. І. Згинальні залізобетонні елементи, армовані сталевими листами / Л. І. Стороженко, О. В. Семко О. В. Сколибог // Будівельні конструкції : зб. наук. ст. – К. : НДІБК, 2003. – Вип. 59, кн.-2. – С. 31 – 39.

176. Стороженко, Л. І. Сталезалізобетонні конструкції. / Л. І. Стороженко, О. В. Семко, В. Ф. Пенц. – Полтава : ПолтНТУ, 2005. – 181 с.

177. Стороженко, Л. І. Особливості роботи сталезалізобетонних балок із залізобетонним верхнім поясом / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, О. А. Крупченко // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: зб. наук. пр. – Л. : Каменярь, 2007. – Вип. 7. – С. 546 – 550.

178. Стороженко, Л. І. Сталезалізобетонні елементи часторебристих перекриттів / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, А. В. Іванюк, Т. П. Куч // Теорія і практика будівництва: вісник національного університету «Львівська політехніка» №664. – Львів, 2010. – С. 249–255.

179. Стороженко, Л. І. Нові види сталезалізобетонних згинальних конструкцій / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, А. В. Іванюк, Т. П. Куч // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць – Випуск 21. – Рівне: НУВГтаП – 2011. – С. 366–373.

180. Стороженко Л.І. Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих перекриттів / Л.І.Стороженко, О.В.Нижник. - Полтава: «Дивосвіт», 2011. – 300 с.

181. Стороженко Л.І. Нові конструкції сталезалізобетонних безбалкових перекриттів / Л.І.Стороженко, О.В.Нижник // Зб. наук. ст. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. Вип. 9. – Кривий Ріг: КТУ, 2011. – С. 201-207

182. Стороженко Л.І. Аналіз результатів експериментальних досліджень сталезалізобетонних та залізобетонних плит, що входять до складу безбалкового перекриття / Л.І. Стороженко, О.В.Нижник, О.В.Клестов, С.А.Гапченко / /Сб «Строительство, материаловедение, машиностроение», вып. 65. – Днепропетровск: ПГАСА, 2012. – С. 585-591.

183. Стороженко Л.І. Розрахунок надколонних плит зі сталевим обрамленням сталезалізобетонного безбалкового перекриття у програмному комплексі. / Л.І.Стороженко, О.В.Нижник //Зб. „Галузеве машинобудування, будівництво”, вип. 33. - Полтава: ПНТУ, 2012. – С. 266-270.

184. Стороженко Л.І.. Результати випробувань надколонних плит сталезалізобетонного безбалкового перекриття. / Л.І.Стороженко, О.В.Нижник, О.В. Клестов //Зб. «Строительство, материаловедение, машиностроение». Вип. 69. – Дніпропетровськ, ТВУЗ «ПГАСА», 2013. С. 501-505.

185. Стороженко Л.І. Практика проектування збірного сталезалізобетонного безбалкового перекриття. / Л.І. Стороженко, О.В.Нижник, С.О.Мурза //Зб. «Строительство, материаловедение, машиностроение». Вип. 69. – Дніпропетровськ, ТВУЗ «ПГАСА», 2013. С. 506-510.

186. Стороженко Л.І. Результати випробування елементів сталезалізобетонного безбалкового перекриття. / Л.І.Стороженко, О.В.Нижник, О.В.Клестов, О.Г.Горб // Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвідомчий наук-техн. зб. – Вип. 78, кн. 2. – Київ: ДП НДІБК, 2013. – С. 189 – 194.

187. Стороженко Л.І. Дослідження елементів збірних стале залізобетонних безбалкових перекриттів. / Л.І.Стороженко, О.В.Нижник, О.В.Клестов // Сб. «Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров», часть 1. - Брест: БГТУ, 2014. С.240-246.

188. Стороженко Л.І. Нові ефективні рішення безбалкових збірних перекриттів багатоповерхових будівель. / Л.І.Стороженко, Д.А.Єрмоленко, О.В.Нижник, В.І.Богоста, І.І.Тегза // Зб. „Галузеве машинобудування, будівництво”, вип.3(42), том 1. - Полтава: ПНТУ, 2014. – С.183-187.

189. Стороженко Л.І. Аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних плит зі сталевим обрамленням за допомогою програмного комплексу «Ліра» / Л.І.Стороженко, О.В.Нижник, О.В.Клестов // Зб. „Галузеве машинобудування, будівництво”, вип.3(42), том 2. - Полтава: ПНТУ, 2014. – С.131-136.

190. Стороженко Л.І. Збірне безбалкове перекриття з використанням модифікованих кругло пустотних плит. / Л.І.Стороженко, О.В.Нижник, С.О.Мурза, І.І.Тегза // Зб. «Строительство, материаловедение, машиностроение». Вип. 69. – Дніпропетровськ, ТВУЗ «ПГАСА», 2015 – С. 231-236.

191. Стрелецкий, Н. Н. Сталежелезобетонные конструкции в нашей стране / Н. Н. Стрелецкий // Металлические конструкции. Работы школы Стрелецкого. – М., 1995. – С. 126 – 132.

192. Технические правила по экономному расходованию строительных материалов : ТП 101—81. – М. : Стройиздат, 1982. – 41 с.

193. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий / И.Н. Тихонов. – М.: НИЦ Строительство, 2007. – 80с.

194. Тищенко О.А. Надійність перекриттів із малорозмірних залізобетонних елементів за міцністю перерізів, нормальних до повздовжньої осі: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01/ О.А.Тищенко. - Дніпропетровськ, 2003. - 18 с.

195. Фабрика, Ю. М. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук / Ю. М. Фабрика. – Л., 2005. – 17 с.

196. Фомин С.Л. Огнестойкость железобетонных плит, работающих в двух направлениях / С.Л.Фомин // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наук. праць, НБІБК, Вип. 67 – Київ, НДІБК, 2007. – С. 361-372.

197. Фомичев, В. Ф. Экспериментальные исследования опорной зоны сталежелезобетонных балок перекрытий производственных зданий / В. Ф. Фомичев, Ю. С. Мартынов // Строительные конструкции. – Минск, 1983. – С. 38–43.

198. Хайно Энгель. Несущие системы. / Хайно Энгель. – М.: АСТ: Астрель, 2007. – 344с.

199. Хаютин, И. Л. Сталежелезобетонные конструкции для покрытий одноэтажных производственных зданий / И. Л. Хаютин, Ю. С. Мартынов // Промышленное строительство и инженерные сооружения. №4. – Киев, 1968. – С. 23–25.

200. Хаютин И.Л. Эффективность применения сталежелезобетонных балок в перекрытиях производственных зданий / И.Л. Хаютин и др. // Пром. стр-во. 1979. – №5. – С. 7 – 9.

201. Холмянский, М. М. Контакт арматуры с бетоном / М. М. Холмянский. – М. : Стройиздат, 1981. – 184 с.

202. Холмянский М.М. Закладные детали сборных железобетонных элементов / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1968. – 216 с.

203. Цибульник Ю.А. Міцність і тріщиностійкість сталефібробетонних елементів, що згинаються, армованих ефективними видами сталевोї фібри: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ю.А. Цибульник. – К., 2008. – 19 с.

204. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: автореф. дис. ... д-ра. техн. наук / Э.Д. Чихладзе. – М., 1989. – 34 с.

205. Чихладзе Э.Д. Теория деформирования сталебетонных плит / Э.Д. Чихладзе, А.Д. Арслаханов // Межвуз. сб. научн. тр. – Харьков: ХарГАЖТ, 1996. – Вып. 27. – С. 4 – 39.

206. Шагин А.Л. Оценка несущей способности локально предварительно напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш, Р.Н. Шемет // Коммунальное хозяйство городов. – Вып.43. – Харьков: «Техника», 2002. – С. 52 – 55.

207. Шагин А.Л. Сталежелезобетонные локально обжатые статически

неопределимые конструкции с надпорными участками без зацепления / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш, Р.Н. Шемет // Науковий висник будівництва. – Вип. 21. – Харьков: ХДТУ-БА ХОТВ АБУ, 2002. – С. 39 – 43.

208. Шевчук С. Г. Несуча здатність та деформативність сталобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування із хвилястих настилів: автореф. дис. ... канд. техн. наук./ С.Г.Шевчук. - Львів, 2010. - 21 с.

209. Шемет Р.М. Сталезаліобетонні нерозрізні локально попередньо напружені балки: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Р.М. Шемет. – Харків: УДАЗТ, 2007. – 19 с.

210. Шеховцов В.І. Міцність заліобетонних плит при продавлюванні штампами різної геометрії: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.І.Шеховцов. – Одеса, 2010. – 21 с.

211. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П. Бурак. – Харьков: Золотые страницы, 2008. – 336с.

212. Шмуклер В.С. Новый метод натурных испытаний плит и пологих оболочек / В.С.Шмуклер, А.А.Чупрынин, Рамин Аббаси Хафшджани. // Бетон и железобетон в Украине, №5 – 2010. – С. 13-24.

213. Штаерман М.Я. Безбалочные перекрытия / М.Я. Штаерман, А.М. Ивянский. –М., Госстройиздат, 1953. – 336 с.

214. Яременко, О. Ф. Застосування реальних діаграм матеріалів у розрахунках заліобетонних конструкцій / О. Ф. Яременко, М. М. Сорока, А. С. Карнаухова // Проблеми теорії і практики заліобетону : зб. наук. ст. – Полтава : ПДТУ, 1997. – С. 489 – 492.

215. Яров В.А. Стык колонны с перекрытием в безбалочных каркасах многоэтажных зданий / В.А.Яров, А.Я.Коянкин // Вестник ТГАСУ. Вып. №4. – ТГАСУ, Томск, 2009. - С. 75-80.

216. Яхін, С. В. Експериментальні дослідження згинальних елементів із сталевих двотаврів з порожнинами, заповненими бетоном, по нормальних перетинах / С. В. Яхін // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПДТУ, 2000. – Вип. 5. – С. 207 – 212.

217. Яхін, С. В. Изгибаемые несущие конструкции из стальных двутавров с полостями заполненными бетоном : дис. ... канд. техн. наук / С. В. Яхін. – Полтава, 2002. – 153 с.

218. Bhatt, P. Reinforced Concrete Design to Eurocodes: Design Theory and Examples / Prab Bhatt, T. J. MacGinley, Ban Seng Choo. – Spon Press, 2006. – 720 p.
219. Buckner, C. D. Composite Construction in Steel and Concrete III: Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Swabian Conference Center, Irsee, Germany June 9-14, 1996 / Engineering Foundation (U. S.) (Author), Buckner C. D. (Editor), Shahrooz B.M. (Editor), Structural Engineering Institute (Corporate Author). – Amer Society of Civil Engineers, 1997. – 952 p.
220. Collings, D. Steel Concrete Composite Bridges / David Collings. – Thomas Telford Publishing, 2005. – 198 p.
221. Collings, D. Steel-Concrete Composite Buildings: Designing with Eurocodes / David Collings. – Thomas Telford Publishing, 2010. – 224 p.
222. Composite construction – conventional and innovative. Conference report. International conference Innsbruck, Austria, September 16-18, 1997.
223. El-Reedy, M. A. Advanced Materials and Techniques for Reinforced Concrete Structures / Mohamed A. El-Reedy. – CRC Press, 2009. – 327 p.
224. Engstrom, M. F. Structural Steel Selection Considerations: A Guide for Students, Educators, Designers, and Builders / Engstrom M. F. , Griffis L. G., Kloiber L. A., Malley J. O., Bjorhovde R. – Amar Society of Civil Engineers, 2001. – 110 p.
225. Epaarachchi, D. C. Structural Reliability of Multistory Buildings during Construction / Epaarachchi, D. C., Stewart M. G., Rosowsky D. V. // Journal of Structural Engineering. – 2002. – vol. 128. – P. 205 – 213.
226. Evrocod 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 1994 – 1-1:1992. – 180 p.
227. Fatigue Design of Steel and Composite Structures.: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-9 Fatigue. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. ECCS - European Convention and Associacao Portuguesa de. – Wiley-VCH, 2011. – 334 p.
228. Fraquiacomo, M. Model for Collapse and Long-Term Analysis of Steel-Concrete Composite Beams / Fraquiacomo M., Amadio C, Macorini L. Finite-Element // Fraquiacomo M., Amadio C, Macorini L. Journal of Structural Engineering. – 2004. – №3. – P. 489-497.
229. Hendy, C. R. Designers' Guide to EN 1994-2: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures (Designers' Guides to the Eurocodes) / C. R. Hendy, R. Johnson. – Thomas Telford Publishing, 2006. – 208 p.

230. Johnson, R.P. Composite structures of steel and concrete / R.P. Johnson, R.J. Buckby. – Vol.1 beams, slabs, columns, and frames for buildings. Second edition. Oxford, 1994. – 212 p.

231. Johnson, R. P. Composite Structures of Steel and Concrete: Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings / R. P. Johnson. – [3 edition]. – Wiley-Blackwell, 2004. – 248 p.

232. Johnson, R. P. Designers' Guide to EN 1994-1-1: Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings (Pt. 1) / R. P. Johnson, D. Anderson. – Thomas Telford Publishing, 2004. – 248 p.

233. Kozak, J. Mixed Composite Structural System in Multi-storey Building // Proceedings of the 4th ASCCS International Conference „Steel-Concrete Composite Structural” – Kosice Slovakia June, 20th – 23th, 1994. – P. 243-250.

234. Leon, R.T. Composite Construction in Steel and Concrete VI / Roberto T. Leon, Gian Andrea Rassati, Tiziano Perea. – American Society of Civil Engineers, 2011. – 800 p.

235. Lam, D. Steel Concrete Composite and Hybrid Structures / Dennis Lam. – Research Publishing, 2009. – 817 p.

236. Leon, R. Composite Construction in Steel and Concrete V / Roberto Leon, Jorg Lange. – American Society of Civil Engineers, 2006. – 732 p.

237. McCormac, J. C. Design of Reinforced Concrete / McCormac J. C., Brown R.H. – Wiley, 2008. – 720 p.

238. Mehta, P. Concrete: Microstructure, Properties, and Materials / P. Mehta, Paulo J. M. Monteiro. – [3 edition] – McGraw-Hill Professional, 2005. – 659 p.

239. Mindess, S. Concrete / Mindess S., Young J. F., Darwin D. – [2 edition] – Prentice Hall, 2002. – 644 p.

240. Narayanan, R. Steel-Concrete Composite Structures (Stability and strength) / R. Narayanan. – Spon Press, 1994. – 356 p.

241. Nethercot, D. Composite Construction / David Nethercot. – [1 edition] – Spon Press, 2003. – 256 p.

242. Oehlers, D. Elementary Behaviour of Composite Steel and Concrete Structural Members / Deric Oehlers, Mark A. Bradford. – Butterworth-Heinemann, 2000. – 280 p.

243. Reichel, A. Building with Steel: Details, Principles, Examples (Detail Practice) / Alexander Reichel, Peter Ackermann, Alexander Hentschel, Anette Hochberg. – [1 edition] – Birkhäuser Architecture, 2007. – 112 p.

244. Steel-concrete composite structures the III international conference of steel concrete composite structures. Fukoyke. Japan. – September. 1991.

245. Steel-concrete composite structures Proceeding of the 4- international conference. Kosice. Slovakia. – June. 1994.
246. Steel-reinforced concrete structures assessment and repair of corrosion. Mohamed A. El-Reedy CRC Press 2008. – 216 p.
247. Storozhenko, L.I. . Experimental research of bendable framings made from Steel double-T with cavity filled with concrete / Storozhenko L. I., Yakhin S.V., Nizhnik O. V. –XLIX Conferences Naukowa. – Krunica. 2003. – P. 237-244.
248. Storozhenko L., Muravlov W., Shcoljar F. Testing Concrete Beams Reinforcement Bar Webs. // Proceedings of the METNET Seminar 2014 in Moskow. – Finland, 2014.- p.86-92.
249. Storozhenko Leonid, Murza Sergii. The resource saving concrete filled steel tubular structures in building. // Energy, energy saving and rational nature use. – Romania, Oradea Universiti Press, 2015. – P. 149-191.
250. Storozhenko L., Muravlov W., Shcoljar F. Testing Concrete Beams Reinforcement Bar Webs. // Proceedings of the METNET Seminar 2014 in Moskow. – Finland, 2014.- p.86-92.
251. Taranath, B. S. Steel, Concrete, and Composite Design of Tall Buildings / Bungale S. Taranath – [2-nd edition]. – McGraw-Hill Professional, 1997. – 1024 p.
252. The International Speciality conference on concrete filled tubular structures (including composite beams) Harbin. China – august. 1985.
253. The International Speciality conference on concrete filled tubular structures (including composite beams) Harbin. China. – August. 1988.
254. Viest, I. M. Composite Construction Design for Buildings / Ivan M. Viest, Joseph P. Colaco, Richard W. Furlong, Lawrence G. Griffs. – McGraw-Hill Professional, 1996. – 496 p.
255. Waite, T. J. Steel-Frame House Construction / Waite T.J. – Craftsman Book Co, 2010. – 318 p.
256. Wight, J. K. Reinforced Concrete: Mechanics and Design / James K. Wight, James G. MacGregor. – [6th edition] – Prentice Hall, 2011. – 1176 p

ДОДАТОК А. АКТИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ



39601, Полтавська обл.,
м. Кременчук
бул. Автокразівський, буд. 8, н/п №1
Телефон:
(068) 090 77 77
(096) 050 77 77
email: kariatida050@gmail.com

Приватне Підприємство
«Будівельна фірма «КАРІАТИДА»
Розрахунковий рахунок
в АТ «ОТП БАНК»
Код 31622486
UA 25 300528 00000 26001455066311

вих. №03/03-1 від 03.03.2020 року

Довідка
про впровадження результатів дисертаційної роботи
здобувача Тегзи Івана Івановича
«Збірне безбалкове залізобетонне перекриття
з використанням модифікованих круглопустотних плит»

За результатами дисертаційної роботи Тегзи Івана Івановича було виконано проект триповерхового наземного паркінгу на вул. Героїв Бреста, 79 в м. Кременчук Полтавської області. Проект паркінгу було розроблено застосувавши нову систему збірного безбалкового перекриття, представлену у дисертаційній роботі, використавши при цьому всі елементи даного перекриття, а також запропоновані рішення несучих колон.

Директор



(підпис, печатка)

Литвиненко П.М.



ТОВ «ФОРПОСТ-ІКС»

27500, м. Світловодськ, вул. Героїв Чорнобиля, буд.29

Код ЄДРПОУ 39367560

email: forpost.iks@gmail.com

Вих. №03-02/1 від «03» лютого 2020 року

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

здобувача Тегзи Івана Івановича

«Збірне безбалкове залізобетонне перекриття

з використанням модифікованих круглопустотних плит»

Результати дисертаційної роботи Тегзи Івана Івановича були використані при варіантному проектуванні багатоповерхового житлового будинку по пров. Олега Кошового, 12 в м. Кременчуці Полтавської області. Зокрема, було розроблено проект багатоповерхового житлового будинку з використанням запропонованої у дисертації нової системи перекриття із використанням модифікованих багатопустотних плит.

Директор



С.О. Дубінін

**ТОВАРИСТВО з ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
«СВІТЛОВДСЬКИЙ ЗАВОД
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ВИРОБІВ»**

Україна 27500 м. Світловодськ Кіровоградська обл. вул. Комсомольська, 29
Тел: (05236) 2-17-30, 2-29-42, тел/факс (05236) 2-29-92, 2-17-30
e-mail: jbi2012@ukr.net

Вих. № _____ від 16 вересня 2019р.

Довідка
про впровадження результатів дисертаційної роботи
здобувача Тегзи Івана Івановича
«Збірне безбалкове залізобетонне перекриття
з використанням модифікованих круглопустотних плит»

За результатами дисертаційної роботи Тегзи Івана Івановича було розроблено опалубки для виготовлення всіх елементів нової системи збірного безбалкового перекриття з використанням модифікованих багатопустотних плит, а також впроваджено дані конструкції у виробництво. Такі конструкції виготовляються заводом відповідно до креслень, наданих проектною організацією, та можуть бути сертифіковані відповідно до чинного законодавства України.

Головний інженер ТОВ «СЗЗБВ»



Г.Д.Педько

ДОДАТОК Б. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

1. Стороженко Л. Збірне безбалкове перекриття з використанням модифікованих круглопустотних плит / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, С. О. Мурза, І. І. Тегза // Зб. «Строительство, материаловедение, машиностроение». Вип. 69. – Дніпропетровськ, ТВУЗ «ПГАСА», 2013. – С. 231 – 236.
2. Стороженко Л. Нові ефективні конструктивні рішення безбалкових збірних перекриттів багатоповерхових будівель / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. В. Нижник, В. І. Богоста, І. І. Тегза // Зб. „Галузеве машинобудування, будівництво”, Вип. 3(42), том 1. – Полтава: ПолтНТУ, 2014. – С.183 – 187
3. Storozhenko L. New design decisions of prefabricated girderless floors of multi-storeyed buildings / L. Storozhenko, D. Yermolenko, A. Nyzhnyk, I. Tegza// MATES Web of Conferences 116. 02032 (2017), Transbud-2017. – Kharkiv, Ukraine. – doi.org/10.1051/matecconf/201711602032.
4. Tegza I. Experimental researches of the achievements of a current burdening course plates / Ivan Tegza // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 1 (52)' 2019. – P.82 – 90.
5. Стороженко Л. Безбалкові збірні перекриття для багатоповерхових будівель / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, І. І. Тегза, В. В. Івасенко // II InternationalScientific-TechnicalConference «Actual problems of power engineering. Construction and environmental engineering», 23–25.10.2017, Kielce, Poland. – С. 171 – 176.
6. Storozhenko L. Experimental researches of the current burdening course plates achievements / L. Storozhenko, D. Yermolenko, I. Tegza // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, CivilEngineering. – 2 (53)' 2019. – P.61 – 66.
7. Стороженко Л. Нові конструктивні рішення безбалкових збірних перекриттів багатоповерхових будівель / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. В. Нижник, І. І. Тегза // Зб. тез доповідей VI-ї Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Харків, 19–21 квітня 2017 р.: Тези доповідей. – Харків: УкрДУЗТ, 2017. – С. 161 – 163.
8. Стороженко Л. Особливості розрахунку збірних безбалкових перекриттів з модифікованих багатопустотних плит / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, І. І. Тегза // Збірник матеріалів II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2019», 23 – 24 травня 2019 року – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 193 – 195.

9. Стороженко Л. Ефективність застосування модифікованих круглопустотних плит у складі збірного залізобетонного безбалкового перекриття / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, І. І. Тегза // Збірник матеріалів III Між-народної українсько-азербайджанської конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2020», 1 – 2 червня 2020 року – Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2020. – С. 173 – 175.

10. Пат. UA 127999 U Україна, МПК E04B 5/43, E04C 2/38. Збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03519; заявл. 02.04.2018; опубл. 27.08.2018, Бюл. № 16.

11. Пат. UA 128580 U Україна, МПК E04B 1/20(2006.01), E04B 5/43(2006.01). Вузол з'єднання надколонних плит безбалкового перекриття з трубобетонною колоною / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03411; заявл. 02.04.2018; опубл. 25.09.2018, Бюл. № 18.

12. Пат. UA 128581 U Україна, МПК (2018.01) E04B 5/00, E04B 5/43(2006.01). Вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03412; заявл. 02.04.2018; опубл. 25.09.2018, Бюл. № 18.

13. Пат. UA 128582 U Україна, МПК (2018.01) E04B 2/00, E04B 5/00, E04B 5/43 (2006.01). Збірне залізобетонне безбалкове перекриття / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03413; заявл. 02.04.2018; опубл. 25.09.2018, Бюл. № 18.

14. Пат. UA 128813 UA Україна, МПК E04B 5/43 (2006.01), E04C 2/38(2006.01). Збірне сталезалізобетонне безбалкове перекриття з пустотними плитами / Стороженко Л.І., Нижник О.В., Єрмоленко Д.А., Богоста В.І., Тегза І.І.; заявник та власник Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № U2018 03483; заявл. 02.04.2018; опубл. 10.10.2018, Бюл. № 19.