МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Кіріченко Дар'я Олексіївна

УДК 624.012.25

ДИСЕРТАЦІЯ

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ АЕРОДРОМНИХ І ДОРОЖНІХ ПЛИТ З ФІБРОБЕТОНУ

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
Галузь знань 19 – Архітектура та будівництво
Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

_____ Д.О. Кіріченко

Науковий керівник – Сур'янінов Микола Георгійович, доктор технічних наук, професор

Одеса – 2023

АНОТАЦІЯ

Кіріченко Д. О. Несуча здатність та деформативність аеродромних та дорожніх плит. Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2023.

Дисертаційне дослідження присвячене вивченню впливу дисперсного армування бетону сталевою фіброю на несучу здатність та деформативність аеродромних та дорожніх плит.

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

У **першому розділі** дисертації представлений детальний огляд та аналіз існуючої нормативної бази розрахунків дорожніх та аеродромних плит і публікацій, що відбивають досягнення вітчизняних та закордонних науковців стосовно несучої здатності та деформативності аеродромних і дорожніх плит. Особливу увагу приділено розгляду існуючих нормативних документів України і пропонованих у них аналітичних та експериментальних методів дослідження плит. Зазначено, що номенклатура плит для збірних дорожніх покриттів значно ширше, ніж аеродромних: плити випускаються як з попередньо напруженою, так і з ненапруженою арматурою. Розрахунок бетонних, залізобетонних та фібробетонних аеродромних і дорожніх плит слід виконувати за граничними станами першої та другої груп.

Згідно з ДСТУ, випробування дорожніх плит з міцності та тріщиностійкості слід проводити за прольотною схемою навантаження, а випробування аеродромних плит ДСТУ рекомендує проводити за двома схемами навантаження – у прольоті та на консолі.

Європейські технічні стандарти (EN) так само, як і норми України, рекомендують виконувати розрахунок бетонних, залізобетонних і фібробетонних плит за граничними станами першої та другої груп. Однак

істотна відмінність EN полягає в тому, що вони пропонують парціальні коефіцієнти надійності.

Аналогічні норми, що діють у США, — ACI 318 «Вимоги до будівельних норм для конструкційного бетону і коментарі» — дають такі ж рекомендації.

Щодо випробувань плит з міцності та тріщиностійкості, усі норми рекомендують для дорожніх плит тільки прольотну схему навантаження, а для випробування аеродромних плит — дві схеми навантаження.

У ході аналізу публікацій, присвячених тематиці дисертаційної роботи, встановлено, що перші дослідження дорожніх та аеродромних плит належать Б.М. Жемочкіну та А.П. Синіцину, які використовували розрахункову схему плити на пружній основі. Переважна більшість вчених, які займалися цією проблемою після них, у тому числі й сучасні дослідники, також дотримувалися розрахункової схеми плити на пружній основі. Справді, споруди такого роду є багаторазово статично невизначеними системами, оскільки вони, стикаючись із основою всіма точками своєї нижньої поверхні, мають незліченну безліч точок зіткнення — опор, що визначає значну трудність розрахунку, особливо, якщо врахувати, що опори тією чи іншою мірою податливі.

Таким чином, між аналітичними розрахунками аеродромних та дорожніх плит та експериментальними дослідженнями спочатку існує принципова різниця, оскільки вони ґрунтуються на різних розрахункових схемах. Звідси випливає висновок про те, що збіг розрахункових та експериментальних даних про несучу здатність та тріщиностійкість аеродромних та дорожніх плит може носити суто випадковий характер, на відміну від інших конструкцій.

У **другому розділі** роботи наведені методика та результати експериментальних досліджень дорожніх та аеродромних плит.

Відповідно до програми досліджень міцності та тріщиностійкості дорожніх та аеродромних плит на замовлення кафедри будівельної механіки

на підприємстві ТОВ «Великодолинський завод ЗБК» було виготовлено дві дорожні та дві аеродромні плити. У кожній з цих груп одна плита виготовлена із залізобетону за традиційною заводською технологією серійного виробництва, а в другу додавалася сталева фібра в кількості 1 % за обсягом. Випробуванням серійних плит передували випробування модельних зразків, що і стало одним із завдань даної роботи.

Проведені експериментальні дослідження на модельних зразках плит включали в себе три етапи. Метою першого етапу було визначення оптимальних характеристик сталефібробетонної суміші. Для цього визначалася кубикова міцність сталефібробетону на зразках 100х100х100 мм. При цьому варіювався відсоток дисперсного армування, який становив 0,5 %, 1,0 % и 1,5 %, а також розмір фракції крупного заповнювача (щебінь) — з розміром фракції ≤ 10 мм в одній серії випробувань та ≤ 20 мм — в другій. Одночасно визначалася кубикова міцність звичайного бетону при тих же розмірах крупного заповнювача. Всього було проведено 8 серій випробувань по 9 зразків в кожній. Результати цього етапу показали, що оптимальними характеристиками фібробетонної суміші є матриця з крупним заповнювачем фракції ≤10 *мм* при 1,0 % фібрового армування.

Для випробувань моделей дорожніх та аеродромних плит розроблений універсальний стенд. Виготовлені моделі плит — 12 зразків, шість із яких мали додаткове дисперсне армування у кількості 1 % за обсягом. На другому етапі 6 зразків досліджувалися за прогоновою схемою навантаження, а на третьому етапі ще 6 зразків — за консольною схемою навантаження. Виконане комп'ютерне моделювання та скінчено-елементний аналіз плит у двох програмах — ПК ЛІРА-САПР і SOFiSTiK. Наведено порівняльний аналіз результатів, отриманих експериментально, методом скінчених елементів та за рекомендаціями діючих нормативних документів.

Третій розділ дисертації присвячений розрахункам досліджуваних плит за нормальними перерізами. Слід зазначити, що, як у зарубіжній, і у

вітчизняної наукової літературі немає єдиного підходу до розв'язання цієї проблеми, що часто призводить до значних розбіжностей у результатах.

Для визначення несучої здатності в даній роботі були проведені теоретичні та експериментальні дослідження плит. Розміри моделей залізобетонних та сталефібробетонних плит становили 1375х825х65 мм. Обидві серії плит були армовані просторовим каркасом, який складався з двох сіток арматури типу Вр–1 діаметром 5 мм.

Певні теоретичні розрахунки виконувалися за серією стандартів, нормативних документів та методик. Теоретичні та експериментальні дослідження проводилися за двома етапами для двох серій плит – залізобетонних та сталефібробетонних, при прикладанні навантаження у прольотній або у консольній частинах. Теоретичний розрахунок виконувався за міцністю нормальних перерізів для перерізу прямокутного профілю із подвійною ненапруженою арматурою. Розрахунки виконувалися для елементів залізобетонних та сталефібробетонних конструкцій за граничним станом І групи на дію згинальних моментів для другої форми рівноваги – тобто у перерізі є зона розтягу.

Розглядалися залізобетонні та фібробетонні плити за двох схем навантаження — прогонової та консольної.

Моделі плит із залізобетону розраховували за методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В [87] та за методикою ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [4], моделі плит із фібробетону — за методикою ДСТУ Н.Б.В.2.6–78:2009 «Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій» [5] та за ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [12]. Для порівняння за методикою, що приведена в ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016 [12], також була здійснена перевірка міцності діаграмним методом плити №4 із сталефібробетону за згинальними моментами у консольній частині.

Наведені значення згинальних моментів для кожної моделі плит, що були отримані теоретичним і експериментальним шляхом, добре узгоджуються між собою. Для залізобетонних плит при обох схемах навантаження відхилення складає 10 %, а для фібробетонних — 0,4 %.

В **четвертому розділі** дисертаційної роботи представлені розрахунки досліджуваних плит за похилими перерізами. Сталефібробетон та залізобетон є неоднорідними матеріалами. В «пружній» стадії вони стають крихкими, та зростає раптовість вичерпання несучої здатності. У більшій складності це стосується похилих перерізів в згинальних елементах. Під час визначення несучої здатності елементів, які працюють на зріз без поперечного армування, виникають складнощі ще й із складним напружено-деформованим станом елемента.

Для проведення розрахунків конструкцій за міцністю похилих перерізів на дію поперечних сил моделі плит із залізобетону розраховували за методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В [87] та за методикою ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [4], моделі плит із фібробетону — за методикою ДСТУ Н.Б.В.2.6–78:2009 «Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій» [5] та за ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсно армованого бетону» [12]. Наведені значення згинальних моментів для кожної моделі плит, що були отримані теоретичним і експериментальним шляхом, добре узгоджуються між собою. Для залізобетонних плит при обох схемах навантаження відхилення складає 10 %, а для фібробетонних — 0,4 %.

Результати, отримані в даній науково-дослідній роботі, впроваджені в практику проектування та експлуатації будівель, а також використовуються в навчальному процесі закладів вищої освіти.

Ключові слова: дорожня плита, аеродромна плита, залізобетон, фібробетон, випробування, несуча здатність, тріщиностійкість, нормальний переріз, похилий переріз, комп’ютерне моделювання.

ABSTRACT

Kirichenko D. O. Carrying capacity and deformability of airfield and road slabs.

The dissertation on competition of a scientific degree of the doctor of philosophy on a specialty 192 – Construction and civil engineering. – Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa, 2023.

The dissertation study is devoted to the study of the influence of dispersed reinforcement of concrete with steel fiber on the bearing capacity and deformability of airfield and road slabs.

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

The **first section** of the thesis presents a detailed review and analysis of the existing normative basis for calculations of road and airfield slabs and publications that reflect the achievements of domestic and foreign scientists regarding the bearing capacity and deformability of airfield and road slabs. Special attention is paid to the consideration of the existing normative documents of Ukraine and the analytical and experimental methods of slab research proposed in them. It is noted that the range of slabs for prefabricated road surfaces is much wider than for airfields: slabs are produced both with pre-stressed and non-stressed reinforcement. The calculation of concrete, reinforced concrete and fiber concrete airfield and road slabs should be performed according to the limit states of the first and second groups.

According to DSTU, tests of road slabs for strength and crack resistance should be carried out according to the span load scheme, and tests of airfield slabs are recommended by DSTU to be carried out according to two load schemes - in the span and on the console.

European technical standards (EN), as well as Ukrainian standards, recommend calculating concrete, reinforced concrete and fiber concrete slabs

according to the limit states of the first and second groups. However, the essential difference between ENs is that they offer partial reliability coefficients.

Analogous regulations in force in the USA, — ACI 318 "Construction Code Requirements for Structural Concrete and Comments" — give the same recommendations.

Regarding tests of slabs for strength and crack resistance, all standards recommend only one span load scheme for road slabs, and two load schemes for testing airfield slabs.

During the analysis of publications devoted to the topic of the dissertation, it was established that the first studies of road and airfield slabs belong to B.M. Zhemochkin and A.P. Sinitsin, who used the calculation scheme of a slab on an elastic base. The vast majority of scientists who dealt with this problem after them, including modern researchers, also followed the calculation scheme of the plate on an elastic basis. Indeed, structures of this kind are repeatedly statically indeterminate systems, since they, in contact with the base at all points of their lower surface, have an innumerable set of contact points — supports, which determines the significant difficulty of calculation, especially if we consider that the supports are flexible to one degree or another.

Thus, there is a fundamental difference between analytical calculations of airfield and road slabs and experimental studies, since they are based on different calculation schemes. From this follows the conclusion that the coincidence of calculated and experimental data on the bearing capacity and crack resistance of airfield and road slabs can be purely random, unlike other structures.

The **second section** of the work presents the methodology and results of experimental studies of road and airfield slabs.

In accordance with the research program on the strength and crack resistance of road and airfield slabs, two road slabs and two airfield slabs were manufactured by order of the Department of Construction Mechanics at Velikodolynsky Zavod ZBK LLC. In each of these groups, one slab is made of reinforced concrete according to the traditional mass-production factory technology, and steel fiber

was added in the amount of 1% by volume to the second. Tests of serial plates were preceded by tests of model samples, which became one of the tasks of this work.

The conducted experimental studies on model samples of slabs included three stages. The purpose of the first stage was to determine the optimal characteristics of the steel fiber concrete mixture. For this, the cubic strength of steel fiber concrete was determined on samples of 100x100x100 mm. At the same time, the percentage of dispersed reinforcement varied, which was 0.5%, 1.0% and 1.5%, as well as the size of the fraction of coarse aggregate (crushed stone) — with the size of the fraction ≤ 10 mm in one series of tests and ≤ 20 mm — in the second At the same time, the cubic strength of ordinary concrete with the same dimensions of coarse aggregate was determined. A total of 8 test series of 9 samples each were conducted. The results of this stage showed that the optimal characteristics of the fiber concrete mixture are the matrix with coarse aggregate of ≤ 10 mm fraction with 1.0% fiber reinforcement.

A universal stand has been developed for testing models of road and airfield slabs. The manufactured plate models are 12 samples, six of which had additional dispersed reinforcement in the amount of 1% by volume. At the second stage, 6 samples were tested according to the running load scheme, and at the third stage, another 6 samples were tested according to the cantilever load scheme. Computer modeling and finite-element analysis of slabs were performed in two programs - PC LIRA-SAPR and SOFiSTiK. A comparative analysis of the results obtained experimentally, using the finite element method and according to the recommendations of current regulatory documents is given.

The **third section** of the dissertation is devoted to the calculations of the studied slabs according to normal sections. Theoretical and experimental studies were conducted to determine the bearing capacity. The dimensions of the models of reinforced concrete and steel fiber concrete slabs were 1375x825x65 mm. Both series of slabs were reinforced with a spatial frame, which consisted of two meshes of type Br-1 reinforcement with a diameter of 5 mm.

Certain theoretical calculations were performed according to a series of standards, normative documents and methods. Theoretical and experimental studies were carried out in two stages for two series of slabs - reinforced concrete and steel fiber concrete, when the load was applied in the span or in the cantilever parts. The theoretical calculation was performed based on the strength of normal sections for a section of a rectangular profile with double non-stressed reinforcement. Calculations were performed for elements of reinforced concrete and steel-reinforced concrete structures according to the limit state of the I group under the action of bending moments for the second form of equilibrium — that is, there is a tension zone in the section.

Reinforced concrete and fiber concrete slabs were considered under two loading schemes — girder and cantilever.

Models of reinforced concrete slabs were calculated according to the method of L.P. Polyakov, E.F. Lysenko, and L.V. Kuznetsova [87] and according to the method of DSTU B.V.2.6–156:2010 "Concrete and reinforced concrete structures from heavy concrete" [4], models of slabs made of fiber concrete - according to the methodology of DSTU N.B.V.2.6–78:2009 "Instructions for the design and manufacture of steel fiber concrete structures" [5] and according to DSTU–N B V.2.6–218:2016 "Instructions for design and manufacturing structures from dispersed reinforced concrete" [12]. For comparison, according to the methodology given in DSTU–NB V.2.6–218:2016 [12], a strength check was also carried out by the diagrammatic method of slab No. 4 made of steel fiber concrete according to bending moments in the cantilever part.

The given values of bending moments for each model of plates, which were obtained theoretically and experimentally, agree well with each other. For reinforced concrete slabs with both load schemes, the deviation is 10%, and for fiber concrete slabs — 0.4%.

The **fourth section** of the dissertation presents the calculations of the studied slabs for inclined sections. Steel fiber concrete and reinforced concrete are heterogeneous materials. In the "elastic" stage, they become fragile, and the

suddenness of exhaustion of the bearing capacity increases. In greater complexity, this applies to inclined sections in bending elements. When determining the load-bearing capacity of elements that work in shear without transverse reinforcement, difficulties also arise with the complex stress-strain state of the element.

To carry out calculations of the strength of inclined sections on the effect of transverse forces, models of reinforced concrete slabs were calculated according to the method of L.P. Polyakov, E.F. Lysenko, and L.V. Kuznetsova [87] and according to the method of DSTU B.V.2.6–156: 2010 "Concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete" [4], models of slabs made of fiber concrete - according to the methodology of DSTU N.B.V.2.6–78:2009 "Guidelines for the design and manufacture of steel fiber concrete structures" [5] and according to DSTU–N B V.2.6–218:2016 "Instructions for designing and manufacturing structures from dispersed reinforced concrete" [12].

The given values of bending moments for each model of plates, which were obtained theoretically and experimentally, agree well with each other. For reinforced concrete slabs with both load schemes, the deviation is 10%, and for fiber concrete slabs — 0.4%.

The results obtained in this research work are implemented in the practice of design and operation of buildings, as well as used in the educational process of higher education institutions.

Keywords: road slab, airfield slab, reinforced concrete, fiber concrete, testing, bearing capacity, crack resistance, normal section, inclined section, computer simulation.

Список публікацій здобувача

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Сур'янінов М. Г., Крутій Ю. С., Кіріченко Д. О., Кліменко О. М. Розрахунок кільцевих плит на пружній основі зі змінним коефіцієнтом постелі. *Механіка та математичні методи*. Одеса: ОДАБА, 2022. Т. 4. Вип. 2. С. 43-52. https://doi.org/10.31650/2618-0650-2022-4-2-43-52.

2. Сур'янінов М.Г., Крутий Ю.С., Кіріченко Д.О., Клименко О.М. До розрахунку кільцевих пластин на змінній пружній основі. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 83. С. 304-311. https://doi.org/10.32347/2076-815x.2022.83.

3. Корнеєва І. Б., Кіріченко Д.О., Шиляев О. С. Експериментальні дослідження деформативності і тріщиностійкості аеродромних плит на моделях. *Механіка та математичні методи*. Одеса: ОДАБА, 2021. Т. 3. Вип 2. С. 64-74. https://doi.org/10.31650/2618-0650-2021-3-2-64-74.

4. Surianinov M.G., Neutov S.P., Korneieva I.B., Kirichenko D.O. Experimental and numerical studies of the carrying capacity of a circular arch under hydrostatic pressure. Збірник наукових праць. Вісник Одеської державної академії Будівництва та архітектури. Вип. 80. 2020. С. 50-58. DOI: 10.31650/2415-377X-2020-80-50-58.

5. Неутов С.П., Головата З.О., Кіріченко Д.О. Напружено-деформований стан приопорних ділянок залізобетонних балок. Вісник ХНАДУ. Т.2. Вип. 92. Харків, 2021. С. 32-36. https://doi.org/10.30977/BUL.2219-5548.2021.92.2.32.

Статті у виданнях, що індексуються в наукометричній базі Scopus

6. Holovata Z., Korneeva I., Neutov S., Vyhnanets M., Kirichenko D. Experimental Studies of Fiber - Reinforced Concrete under Axial Tension. Materials Science Forum 2021. V. 1038. P. 323 - 329. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.1038.323.

Статті у виданнях, що індексуються в наукометричних базах

7. Surianinov M., Neutov S., Korneieva I., Kirichenko D. Experimental studies of road slabs. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 2021*. V.1162. P. 17. DOI: 10.1088/1757-899X/1162/1/012017.

8. Surianinov M., Neutov S., Korneieva I., Kirichenko D. Laboratory tests of the steel fiber concrete road slab model. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 2021*. V. 1164. P. 35. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1164/1/012035.

9. Surianinov M., Kirichenko D., Korneieva I., Neutov S. Fiber type influence on the reinforced concrete under axial tension. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 2021*. V. 1162. P. 16. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1162/1/012016.

10. Surianinov M.H., Neutov S.F., Soroka M. M., Kirichenko D.O., Chuchmai O. M. Bearing capacity of hingeless circular arches made of concrete and fiber concrete under hydrostatic pressure. *World Science 2022*. V. 6. P. 78. https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30122022/7904.

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

11. Стенд для визначення несучої здатності арочних конструкцій: пат. 147543 Україна: МПК G01N 3/30 (2006.01). № 147543; заявл. 30.11.2020 ; опубл. 19.05.2021, Бюл. № 20.

12. Стенд для визначення несучої здатності циліндричної оболонки: пат. 148291 Україна: МПК G01N 3/30 (2006.01). №148291; заявл. 22.03.2021; опубл. 21.07.2021, Бюл. № 29.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

13. Сурьянинов Н. Г., Маковкина Т. С., Кириченко Д. А. Стенд для проведения модального анализа. Новые направления развития приборостроения. Тези доповідей 13–ї Міжнародної науково-технічної конференції молодих науковців та студентів. Мінськ, 2020. С. 276.

14. Карнаухова Г.С., Кіріченко Д.О. Круглі плити на пружній основі зі змінним коефіцієнтом постелі. Тези доповідей 8-ї Міжнародної науково-

практичної конференції "Актуальні проблеми інженерної механіки". Одеса: ОДАБА, 2021. С. 184-187.

15. Нєутов С.П., Головата З.О., Кіріченко Д.О. Напружено-деформований стан приопорних ділянок залізобетонних балок. Тези доповідей 8-ї Міжнародної науково-практичної конференції "Актуальні проблеми інженерної механіки", Одеса: ОДАБА , 2021. С. 293-295.

16. Сур'янінов М.Г., Нєутов С.П., Чучмай О.М., Кіріченко Д.О. Дослідження деформативних характеристик бетону за різних режимах навантаження. Тези доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті». Харків, 2021. С. 185-186.

17. Сур'янінов М.Г., Корнєєва І.Б., Кіріченко Д.О. Вільні коливання залізобетонних та фібробетонних аеродромних плит. Тези доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті». Харків, 2021. С. 180-182.

18. Сур'янінов М.Г., Нєутов С.П., Корнеєва І.Б., Кіріченко Д.О. Экспериментальные исследования дорожных плит. Міжнародна науково-технічна конференція «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій».Одеса, 2021. С. 14-19.

19. Сур'янінов М.Г. Кіріченко Д.О. Корнеєва І.Б. Неутов С.П. Влияние типа фибры на прочность фибробетона при осевом растяжении. Міжнародна науково-технічна конференція «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій». Одеса, 2021. С. 60-65.

20. Surianinov M., Neutov S, Korneieva I., Kirichenko D., Holovata Z. Analytical, experimental and computer studies of aerodrome, road plates and empty overlap plates with combined reinforcement. International itinerant exhibition research in building engineering EXCO`2021. Valencia, 2021. P. 169-170.

21. Корнеєва І. Б., Кіріченко Д.О., Шиляев О. С. Експериментальні дослідження деформативності і тріщиностійкості аеродромних плит на моделях. Тези доповідей 78-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії 19-20 травня 2022 року. С. 15.

22. Сур'янінов М.Г., Кіріченко Д.О., Нєутов С.П., Корнеєва І. Б. Лабораторні випробування моделей дорожніх плит із сталефібробетону. Тези доповідей 78-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії 19-20 травня 2022 року. С. 20.

23. Корнеєва І. Б., Кіріченко Д.О., Шиляев О. С. Експериментальні дослідження деформативності і тріщиностійкості аеродромних плит на моделях. Актуальні проблеми інженерної механіки. Тези доповідей IX Міжнародної науково-практичної конференції. ОДАБА, 2022. С. 92-95.

24. Сур'янінов М.Г., Нєутов С. П., Корнеєва І. Б., Кіріченко Д. О. Лабораторні випробування моделей дорожніх плит із сталефібробетону. Актуальні проблеми інженерної механіки. Тези доповідей IX Міжнародної науково-практичної конференції. ОДАБА, 2022. С. 202-205.

25. Сур'янінов М. Г., Крутій Ю. С., Кіріченко Д. О., Кліменко О. М. Розрахунок кільцевих плит на пружній основі зі змінним коефіцієнтом постелі. Тези доповідей V Всеукраїнської науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти та молодих вчених «Фізичні основи сучасних технологій в будівельній індустрії». Одеса : ОДАБА, 2023. С. 5-9.

26. Сур'янінов М. Г., Крутій Ю. С., Кіріченко Д. О., Кліменко О. М. Розрахунок кільцевих плит на пружній основі зі змінним коефіцієнтом постелі. Тези доповідей 79-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії 18 - 19 травня 2023 року.С. 22.

27. Сур'янінов М.Г., Нєутов С.П., Корнеєва І.Б., Кіріченко Д.О. Експериментальні дослідження довгої циліндричної оболонки. Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми надзвичайних ситуацій». Харків: Національний університет цивільного захисту України, 2023. С. 153-154.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ 2
ВСТУП 18
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД РОБІТ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ 24
1.1. Нормативна база розрахунків дорожніх та аеродромних плит 24
1.1.1. Нормативні документи України 24
1.1.2. Закордонні норми 30
1.2. Огляд наукових статей стосовно дорожніх плит 34
1.3. Огляд наукових статей стосовно аеродромних плит 42
1.4. Висновки за розділом 52
РОЗДІЛ 2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДОРОЖНІХ ТА АЕРОДРОМНИХ ПЛИТ 54
2.1. Експериментальний стенд та методика досліджень 54
2.1.1. Виготовлення, підготовка та випробування зразків матеріалів 55
2.1.2. Стенд для випробувань та підготовка зразків плит 60
2.2. Експериментальні дослідження при прольотній схемі навантаження плити 63
2.2.1. Залізобетонна плита 64
2.2.2. Фібробетонна плита 66
2.3. Дослідження при консольній схемі навантаження 67
2.3.1. Залізобетонна плита 67
2.3.2. Фібробетонна плита 70
2.4. Тріщиноутворення та тріщиностійкість 73
2.5. Комп’ютерне моделювання 83
2.5.1. Моделювання та розрахунок моделей дорожніх плит у ПК ЛІРА–САПР 83
2.5.2. Моделювання та розрахунок моделей дорожніх плит у програмі SOFiSTiK 94
2.6. Порівняльний аналіз отриманих результатів 96
2.7. Висновки за розділом 97
РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНОК ПЛИТ ЗА НОРМАЛЬНИМИ ПЕРЕРІЗАМИ 98
3.1. Загальні відомості 98

3.2. Теоретичні основи розрахунку конструкцій, що згинаються, за нормальними перерізами 107
3.3. Розрахунки досліджуваних плит 113
3.3.1. Залізобетонні плити 113
3.3.2. Фібробетонні плити 120
3.4. Висновки за розділом 128
РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ПЛИТ ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ 129
4.1. Загальні відомості 129
4.2. Теоретичні основи розрахунку конструкцій, що згинаються, за нормальними перерізами 135
4.3. Розрахунки досліджуваних плит 143
4.3.1. Залізобетонні плити 143
4.3.2. Фібробетонні плити 150
4.4. Висновки за розділом 157
ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ 159
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 161
Додатки 174
Додаток А 175
Додаток Б 181
Додаток В 182
Додаток Г 183

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. За даними авторитетного видання [119] світовий ринок фібробетону (FRC) оцінювався у 2 426,52 млн доларів США у 2021 році, що означає середньорічний темп зростання понад 5% у період з 2022 по 2027 рік. На ринку спостерігалося стійке зростання у 2021 році після відновлення з 2020 року через пандемію COVID-19. Будівельна галузь є основним сектором застосування фібробетону у всьому світі. Будівельна галузь у всьому світі розвивається, приділяючи особливу увагу розвитку спільноти. Очікується, що зростання будівництва комерційної та житлової нерухомості вплине на попит на бетонні вироби. Очікується, що в короткостроковій перспективі зростаюча будівельна діяльність в Азіатсько-Тихоокеанському регіоні і зростання попиту на проекти транспортної інфраструктури стимулюватимуть зростання ринку.

Дорожні плити — гарна альтернатива звичайному асфальтовому покриттю. Вони використовуються для будівництва тимчасових та постійних доріг, аеродромів, складських та виробничих майданчиків, а також там, де в максимально короткі терміни потрібно отримати міцне покриття, здатне витримувати вагу важкої техніки. Дорожні плити використовуються і в приватному будівництві, наприклад, для облаштування прибудинкової території. Широкий асортимент плит дозволяє підібрати виріб із максимально відповідними експлуатаційними характеристиками.

Дорожні плити мають великий попит і широко застосовуються в процесі створення транспортних гілок — доріг місцевого значення, магістралей, автобанів. Дорожні плити, що відповідають стандарту, виготовляються, як правило, із бетону високого класу та мають спеціальне армування. Такі плити витримують високі навантаження без пошкоджень та видимих деформацій, зберігають свої властивості навіть за різких перепадів температури. Ще однією перевагою є відсутність ґрунтовної підготовки ґрунту для

встановлення, тому монтаж займає мінімум часу, і дорога одразу готова до повноцінної експлуатації.

При будівництві нових трас використання дорожніх плит дозволяє швидко змінити маршрут у разі виникнення непередбачених обставин, що є істотною перевагою даного типу покриття порівняно, наприклад, з асфальтовим, коли потрібні серйозніші підготовчі роботи. Крім того, дороги, побудовані з плит, можна піддати швидкому демонтажу, що особливо привабливо у разі обладнання тимчасових під'їзних шляхів до того чи іншого об'єкта, а потім використовувати повторно, що значно здешевлює вартість будівельних об'єктів загалом і принципово неможливо за інших видів дорожніх покриттів.

Не менший практичний інтерес становлять аеродромні плити. Покриття аеродромів із плит мають багато переваг перед монолітними: досить проста технологія будівництва; відсутність трудомісткої операції з укладання бетону; висока якість плит за рахунок їх виготовлення у заводських умовах; можливість цілорічного будівництва та введення покриття в експлуатацію відразу після його укладання. До недоліків збірних покриттів слід віднести підвищену металомісткість і дуже багато швів, що погіршують рівність покриття. Для влаштування збірних аеродромних покриттів застосовують попередньо напружені залізобетонні плити типу ПАГ.

Незважаючи на високі характеристики міцності і деформації, хорошу морозостійкість, низьке стирання, вчені і конструктори продовжують працювати над поліпшенням експлуатаційних властивостей дорожніх та аеродромних плит, і одним з напрямків для досягнення цієї мети є дисперсне армування бетону сталевою фіброю. Такі плити вже успішно застосовують у багатьох країнах.

Виходячи із цього можна прийти висновку, що тема дисертаційної роботи є актуальною, як із наукової, так і з практичної точки зору.

Зв’язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації безпосередньо пов’язана і відповідає актуальним напрямкам

науково-технічної політики України в розрізі загальнодержавної міжгалузевої програми «Ресурс» та її розділу «Будівництво». Роботу виконано в рамках держбюджетних тем Міністерства освіти і науки України «Аналітичні, експериментальні та комп'ютерні дослідження стрижневих систем, плит і оболонок з сталефібробетону» (номер державної реєстрації: 0121U111757) та «Моделювання і розрахунок конструкцій з використанням ANSYS, ЛІРА-САПР» (номер державної реєстрації: 0121U111777), що виконуються на кафедрі будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури.

Мета роботи полягає у якісній та кількісній оцінці зміни несучої здатності та деформативності аеродромних та дорожніх плит внаслідок їхнього додаткового дисперсного армування за інших рівних умов.

Досягнення поставленої мети здійснюється на підставі вирішення наступних **завдань дослідження:**

- виконати аналіз нормативної бази України, Європи і США щодо розрахунків і експериментальних досліджень дорожніх та аеродромних плит;

- розробити та виготувати універсальний стенд для випробувань плит;

- виготовити в лабораторних умовах зразки дорожніх та аеродромних плит в двох варіантах – бетонними та сталефібробетонними і провести випробування всіх виготовлених конструкцій;

- виконати комп'ютерне моделювання і чисельний аналіз плит методом скінчених елементів;

- виконати розрахунки досліджуваних плит за нормальними та похилими перерізами на підставі існуючих нормативних документів і методик;

- здійснити порівняльний аналіз всіх отриманих теоретичних, експериментальних і комп'ютерних результатів;

- впровадити результати досліджень в практику будівництва та в навчальний процес.

Об’єкт дослідження – процес деформування дорожніх та аеродромних плит.

Предмет досліджень – вплив додаткового дисперсного армування на несучу здатність та деформативність аеродромних та дорожніх плит.

Методи досліджень: емпіричні – проведення експериментальних досліджень плит при дії статичних навантажень з застосуванням сучасних методів вимірювання; збір, вивчення та аналіз нормативних документів і публікацій у напрямку вибраної теми дисертації, розробка методики експериментальних досліджень з застосуванням теорії планування експерименту, комп’ютерне моделювання та скінчено-елементний аналіз; обробка та порівняння отриманих результатів досліджень.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

вперше:

– експериментально вивчений вплив додаткового дисперсного армування на несучу здатність та деформативность аеродромних та дорожніх плит при двох схемах навантаження;

– отримано якісну і кількісну оцінку впливу додаткового дисперсного армування на тріщиностійкість аеродромних та дорожніх плит;

отримала подальший розвиток:

– методика розрахунку досліджуваних плит за нормальними та похилими перерізами на підставі існуючих нормативних документів і методик;

– методика комп'ютерного моделювання бетонних і фібробетонних аеродромних та дорожніх плит та їх розрахунок у двох провідних програмних комплексах.

Практичне значення отриманих результатів роботи. Результати експериментально-теоретичних досліджень дали можливість:

– розробити рекомендації щодо додаткового дисперсного армування бетонних і фібробетонних аеродромних та дорожніх плит;

– алгоритми розрахунку плит за нормальними та похилими перерізами на підставі існуючих нормативних документів і методик, які можуть бути використані в практиці будівництва.

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

Представлені в дисертаційній роботі результати досліджень отримані автором самостійно. Особистий вклад полягає в наступному:

- розробка методики експериментальних випробувань, виготовлення дослідних зразків у лабораторії та авторський догляд за виготовленням серійних зразків у заводських умовах, проведення експериментальних досліджень;

- моделювання роботи експериментальних зразків в програмних комплексах;

- пошук, аналіз і обробка результатів проведених наукових досліджень за темою дисертації.

Впровадження результатів роботи. Результати, отримані в дисертаційній роботі, в вигляді аналітичних, експериментальних та чисельних методів оцінки несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності аеродромних та дорожніх плит внаслідок їхнього додаткового дисперсного армування, впроваджені в конструкторську практику ТОВ «Экострой» м. Одеси, ПП "ПроектБудСтар", смт. Чернобай, Черкаська область.

Результати дисертаційної роботи також використовуються в навчальному процесі в Одеській державній академії будівництва та архітектури при читанні лекцій і проведенні практичних занять на кафедрі будівельної механіки для магістрів та аспірантів, що навчаються за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань «Архітектура та будівництво».

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися на: 78-й, 79-й науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу академії (м. Одеса, 2022–2023 р.р.); 13–ї Міжнародної науково-технічної конференції молодих науковців та студентів (Мінськ, Білорусь, 2020 р.), 8–ї та 9–ї Міжнародної науково-практичної конференції "Актуальні проблеми інженерної механіки" (Одеса, 2021–2022 р.р.); 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, 2021 р.), Міжнародної науково-технічної конференції «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій» (Одеса, 2021 р.), International itinerant exhibition research in building engineering «EXCO`2021» (Валенсія, 2021 р.); V Всеукраїнської науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти та молодих вчених «Фізичні основи сучасних технологій в будівельній індустрії» (Одеса, 2023 р.), Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми надзвичайних ситуацій» (Харків, 2023 р.).

Достовірність результатів досліджень підтверджується застосуванням нормативної бази України, Європи та США щодо методів розрахунку і експериментальних досліджень аеродромних та дорожніх плит; обґрунтованих передумов розрахунку та порівнянням отриманих теоретичних результатів з експериментальними та з результатами чисельного аналізу.

Публікації. Основний зміст дисертації викладено в 27 друкованих роботах, 5 з яких – в фахових збірниках наукових праць, 4 – закордоном, 1 індексується в науко метричній базі Scopus.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, чотирьох розділів, загальних висновків, чотирьох додатків, списку використаних джерел з 119 найменувань. Робота викладена на 183 сторінках, в тому числі містить 137 сторінок основного тексту, 15 таблиць, 63 рисунків, 4 додатки на 8 сторінках.

РОЗДІЛ 1
ОГЛЯД РОБІТ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

1.1. Нормативна база розрахунків дорожніх та аеродромних плит

1.1.1. Нормативні документи України

Дорожні плити — це плоскі залізобетонні вироби, які призначені для укладання тимчасових або постійних дорожніх шляхів. Завдяки цім конструкціям можливо створити рівну дорогу, яка здібна витримувати вагу автомобілів та іншої великогабаритної техніки [1].

На Україні дорожні плити виробляються в строгій відповідності до стандартів ДСТУ Б В.2.6-120:2010 [1], ДСТУ Б В.2.7-238:2010 та ДСТУ Б В.2.6-121:2010 [2, 3].

Стандарт ДСТУ Б В.2.6-120:2010 поширюється на залізобетонні попередньо напружені плити та плити з ненапружуваною арматурою, що виготовляються з важкого бетону та призначені для влаштування складальних покриттів постійних та тимчасових міських доріг під автомобільне навантаження Н-30 та Н-10. Плити застосовують для доріг у районах з розрахунковою температурою зовнішнього повітря (середньої найбільш холодної п'ятиденки району будівництва) до мінус 40 ° С включно. Допускається застосування цих плит для доріг у районах з розрахунковою температурою зовнішнього повітря нижче мінус 40 °С при дотриманні вимог, які пред'являються до конструкцій, призначених для експлуатації в цих умовах. Стандарт не поширюється на залізобетонні плити для внутрішніх автомобільних доріг промислових підприємств, внутрішньогосподарських автомобільних доріг, а також на плити багаторазового використання для тимчасових доріг на будівельних майданчиках.

Існує велика кількість різновидів дорожніх плит, всі вони відрізняються умовами експлуатації, а також, відповідно, маркуванням.

Для влаштування збірних аеродромних покриттів застосовують попередньо напружені залізобетонні плити типу ПАГ-14 і ПАГ-18 [4-6]. Плити мають розмір у плані 2,0х6,0 м і відповідно товщину 0,14 і 0,18 м. У

поздовжньому напрямку встановлюється попередньо напружена стрижнева арматура періодичного профілю, а в поперечному – ненапружена. Об'єднання плит у покритті здійснюється шляхом зварювання стикових скоб, установлених у тіло плити в процесі її виготовлення.

Номенклатура плит для збірних дорожніх покриттів значно ширше, ніж аеродромних: плити випускаються як з попередньо напруженою, так і з ненапруженою арматурою.

Однією з головних вимог при будівництві збірних дорожньо-аеродромних покриттів є забезпечення повного контакту плит з основою. Однак у силу технологічних особливостей влаштування таких покриттів виконати за цією вимогою практично неможливо. Тому площа контакту, установлена в нормативних документах [7-9], повинна становити не менш 95% від загальної площі плити.

Збірні покриття аеродромів мають ряд переваг перед монолітними: відносно проста технологія будівництва; виключення трудомісткої операції з укладання і догляду за бетоном; висока якість плит за рахунок їх виготовлення в умовах добре налагодженої заводської технології; можливість цілорічного будівництва і введення покриття в експлуатацію відразу після його зведення. До недоліків збірних покриттів слід віднести підвищену металоємність і дуже велика кількість швів, які погіршують рівність покриття [10].

Розрахунок бетонних та залізобетонних конструкцій, які використовують у транспортному будівництві при дії будь–яких видів навантажень та впливів, і які виготовляють з усіх видів арматури, відповідає стандарту ДБН В.2.6–98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [11]. При дисперсному армуванні бетону сталевою фіброю застосовується стандарт ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016 Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону [12].

Розрахунок бетонних, залізобетонних та фібробетонних конструкцій слід виконувати за граничними станами першої та другої груп:

а) І група – містить у собі граничні стани, настання яких призводить до повної непридатності конструкцій для експлуатації внаслідок:

– втрати несучої здатності у зв'язку з крихким, в'язким руйнуванням або руйнуванням від втоми та іншого характеру, включаючи руйнування при сумісній дії зовнішніх навантажень та несприятливому впливі навколишнього середовища (періодичному або постійному впливі агресивного середовища, змінного заморожування та відтавання, дії пожежі тощо);

– втрати стійкості форми або положення.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій за граничними станами першої групи містить у собі:

– розрахунок за вичерпанням несучої здатності в результаті можливих видів руйнування (за міцністю), включаючи руйнування при сумісній дії зовнішніх навантажень та несприятливому впливі навколишнього середовища;

– розрахунок за витривалістю як для руйнування, яке має характер втоми при багаторазовому або малоцикловому навантаженні.

Розрахунок за несучою здатністю та витривалістю бетонних і залізобетонних конструкцій слід виконувати за умови, що зусилля, напруження і деформації в конструкціях від зовнішніх навантажень та впливів навколишнього середовища не перевищують відповідних граничних значень зусиль, які можуть сприймати конструкції при руйнуванні будь–якого характеру.

Розрахунок за стійкістю форми слід виконувати, ґрунтуючись на аналізі роботи конструкції у деформованому стані.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій за вичерпанням несучої здатності необхідно виконувати на дію згинальних моментів,

поздовжніх і поперечних сил, крутних моментів, які виникають від зовнішніх навантажень і впливів, та місцеву дію навантаження.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю при дії згинального моменту і повздовжніх сил слід виконувати на основі розрахункової моделі нормального перерізу з використанням деформаційного методу. За критерій появи граничного стану, що розглядається, приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних значень відносних деформацій й з відповідних діаграм їх стану.

Розрахунок треба виконувати на основі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону і арматури.

Як умову рівноваги у розрахунках нормальних перерізів слід приймати рівняння рівноваги згинальних моментів і поздовжніх сил від зовнішніх і внутрішніх зусиль у бетоні та арматурі у нормальному перерізі, що розглядається. Лінійний розподіл поздовжніх деформацій бетону ДБН В.2.6–98:2009 і арматури по висоті перерізу є умовою деформування нормального перерізу [11]. Напруження в бетоні та арматурі слід визначати за відповідними діаграмами станів за сумарними деформаціями від усіх видів впливів, включаючи початкові (усадка, попереднє напруження тощо) та зовнішні.

ІІ група містить у собі граничні стани, настання яких ускладнює нормальну експлуатацію конструкцій або призводить до скорочення встановленого строку служби внаслідок:

– утворення або надмірного розкриття тріщин, якщо за умовами експлуатації вони недопустимі;

– надмірних переміщень (прогинів, кутів повороту, коливань).

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій повинен гарантувати необхідний ступінь надійності від досягнення граничних станів на стадіях виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій слід виконувати на базі розрахункових ситуацій, які характеризуються розрахунковою схемою (моделлю) конструкції та відповідними до ситуації сполученнями навантажень і впливів, включаючи вплив навколишнього середовища.

Розрахункова модель та основні передумови розрахунку конструкцій повинні відображати дійсні умови їх роботи (положення у складі системи будівель і споруд, фізичної та геометричної нелінійностей, характер тріщиноутворення тощо), які відповідають граничному стану, що розглядається.

Розрахункові значення навантажень та впливів слід приймати за відповідними нормативними документами залежно від граничного стану.

Як основний метод розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій слід використовувати метод перерізів (нормальних, похилих, просторових) з урахуванням властивостей матеріалів.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи виконується:

– за утворенням тріщин;

– за розкриттям тріщин;

– за деформаціями (прогинами, кутами повороту, переміщеннями, коливаннями).

Розрахунок за утворенням тріщин залізобетонних елементів виконують за умови, що зусилля від зовнішніх навантажень, впливів та їх розрахункових сполучень у перерізі, що розглядається, не перевищує граничного зусилля, яке може сприйняти залізобетонний елемент при утворенні тріщин.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за розкриттям тріщин слід виконувати, якщо ширина розкриття тріщин у конструкції від зовнішніх зусиль не перевищує гранично допустимих значень з урахуванням умов експлуатації, впливу навколишнього середовища і ДБН В.2.6–98:2009.

Згідно з [1] випробування дорожніх плит з міцності та тріщиностійкості слід проводити за схемою навантаження на рис. 1.1.

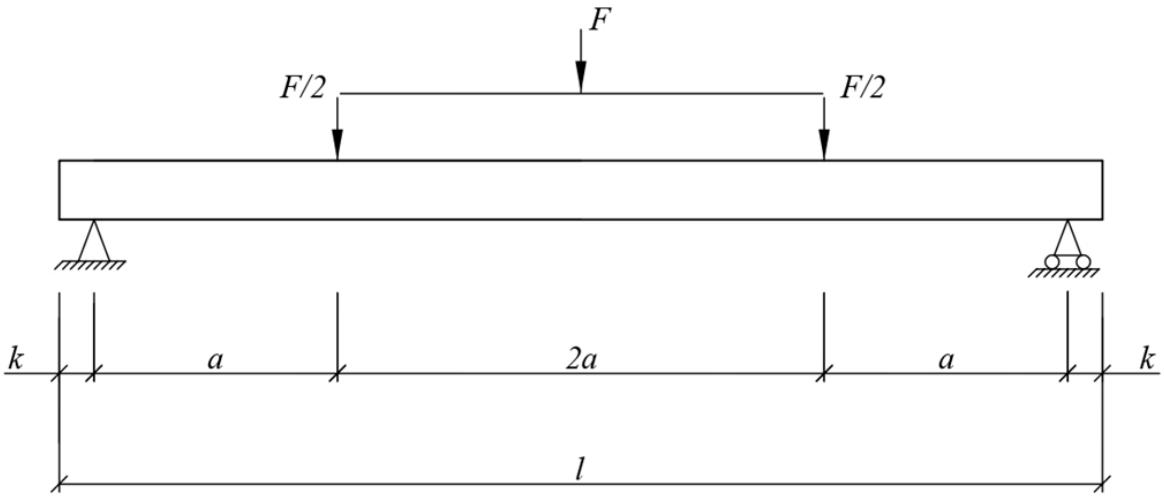


Рис. 1.1. Схема випробувань дорожніх плит з міцності та тріщиностійкості

А випробування аеродромних плит з міцності та тріщиностійкості ДСТУ [4] рекомендує проводити за двома схемами навантаження – у прольоті (рис. 1.2) та на консолі (рис. 1.3).

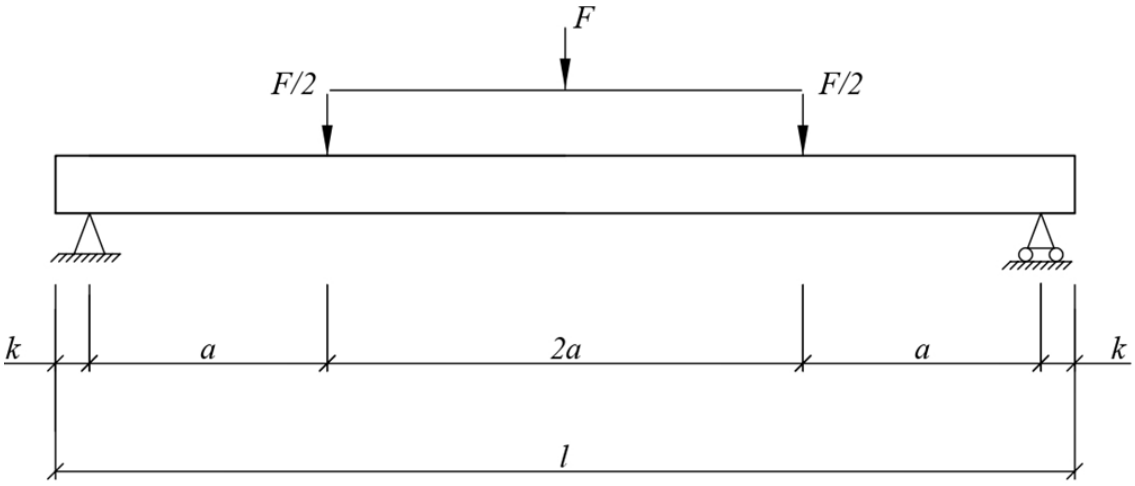


Рис. 1.2. Прольотна схема випробувань аеродромних плит

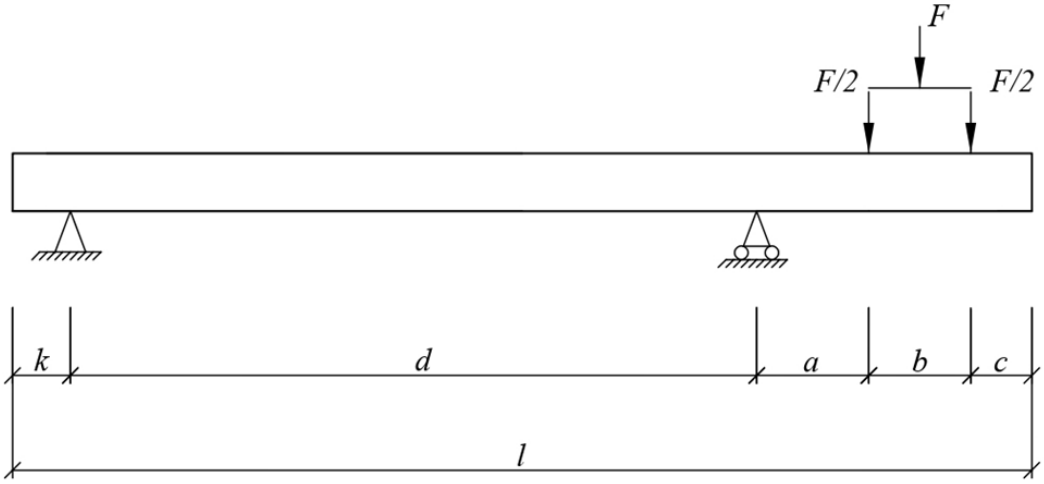


Рис. 1.3. Консольна схема випробувань аеродромних плит

1.1.2. Закордонні норми

Європейські норми

Єврокоди — це Європейські технічні стандарти для проектування будівель і споруд цивільного призначення. Вони розроблялися Європейською організацією зі стандартизації (European Committee for Standardisation) протягом останніх 30-ти років. Система Єврокодів складається з 58 частин, які охоплюють всі основні будівельні матеріали (бетон, сталь, дерево, камінь, цегла і алюміній), всі основні аспекти проектування будівель і споруд (основи проектування конструкцій, навантаження, пожежна безпека, геотехнічне проектування, сейсмостійкість і ін.), а також широкий спектр типів конструкцій і виробів (будівлі, мости, вежі і щогли, силоси та ін.)

Єврокоди в будівництві встановлюють загальні принципи і підходи до розробки, проектування та будівництва будівель і споруд цивільного призначення. Вони мають статус добровільного застосування. Однак стандарти не можуть застосовуватися безпосередньо. Кожна країна-учасниця Європейського співтовариства може застосовувати ці стандарти, якщо розробить національні додатки до Єврокодів. Ці додатки повинні містити технічні параметри, специфічні для даної країни.

Існує дві ситуації, коли можна відмовитися від розробки власних національних програм. Єврокоди містять рекомендовані технічні параметри. Якщо ці параметри прийнятні, то вони можуть бути прийняті в якості національних програм. Друга ситуація — якщо власна частина Єврокодів непридатна для країни (наприклад, частина з сейсмостійкості). В цьому випадку національні програми не розробляються, і сам Єврокод не застосовується на території країни.

Так само, як і в нормах України, ці документи рекомендують виконувати розрахунок бетонних, залізобетонних і фібробетонних конструкцій за граничними станами. Однак, істотна відмінність EN полягає в тому, що вони пропонують парціальні коефіцієнти надійності.

В EN 1990 Eurocode — Basis of structural design [13] (як і в його українському аналогу [14]) наведені Принципи та вимоги до надійності експлуатаційної придатності та довговічності споруд. Стандарт базується на концепції граничних станів, використовуваною спільно з методом парціальних коефіцієнтів надійності. Наведені в стандарті чисельні значення парціальних коефіцієнтів та інших параметрів надійності рекомендуються використовувати в якості їх нормативних значень, які забезпечують прийнятний рівень надійності. У Єврокодах наведені методики розрахунку на основі імовірнісних методів і оцінки надійності, а також аналізу ризиків.

Стандарт [13] описує основні положення з проектування несучих конструкцій, включаючи вказівки щодо вимог до надійності конструкції.

Даний документ, поряд зі стандартами EN 1991 - 1999, застосовується для розрахунку параметрів несучих конструкцій (в тому числі, бетонних, залізобетонних та фібробетонних плит різного призначення) всіх інженерних споруд, а також включає в себе геотехнічні аспекти, визначення параметрів, що необхідні для протипожежного захисту і захисту споруд від землетрусів, особливо несучих конструкцій з обмеженим терміном служби, спеціальних споруд, таких як ядерні установки, дамби тощо.

Єврокод EN 1991-1-7:2006 Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-7: General actions — Accidental actions (Єврокод 1. Вплив на конструкції. Частина 1-7. Загальні впливи. Особливі впливи) [15] включає до себе 10 стандартів.

EN 1991-1-1 надає вказівки і настанови для проектування будівель і будівельних робіт, включаючи наступні аспекти: питома вага матеріалів конструкції і матеріалів, що зберігаються; власна вага елементів конструкції і прикладені навантаження, що діють на споруди.

EN 1991-1-1 призначається для замовників, проектувальників, контракторів і для органів державної влади. EN 1991-1-1 призначений для використання з EN 1990, іншими частинами від EN 1991 і EN 1992 до EN 1999 включно для проектування конструкцій.

Розділ 4 та Додаток А містять номінальні значення питомої ваги характерних будівельних матеріалів, додаткових матеріалів, що застосовуються для будівництва мостів, і матеріали, що складуються. Крім того, для деяких матеріалів надано кут внутрішнього тертя.

Розділ 5 містить методи оцінки характеристичних значень власної ваги будівель і споруд.

Розділ 6 містить характеристичні значення тимчасових навантажень на перекриття і покриття згідно з категорією зони призначення будівлі (будівлі житлового, соціального, комерційного та адміністративного призначення; гаражі та зони пересування транспортних засобів; площі для зберігання продукції та виконання промислових робіт; дахи; вертолітні посадкові зони.

Навантаження на проїзні зони, зазначені в розділі 6, застосовуються для транспортних засобів, вагою до 160 кН. Для проектування проїзних частин для важких транспортних засобів вагою брутто більш ніж 160 кН додаткова інформація може бути отримана із EN 1991-2.

Єврокод 2 (EN 1992) «Проектування залізобетонних конструкцій» [16] складається з чотирьох стандартів. У EN 1992-1-1: 2004 наведено залежність «напруження - відносна деформація» для нелінійного статичного розрахунку конструкцій, в діаграмі присутня спадна гілка. При проектуванні перерізів може бути використана залежність між напруженням і відносною деформацією — параболічно-прямокутна діаграма для бетону при стисканні. Можуть застосовуватися також і інші спрощені залежності, що зв'язують напруження і відносну деформацію, якщо вони забезпечують досягнення такого ж або більш високого ступеня і безпеки конструктивного елементу.

Може прийматися рівномірний розподіл напружень по висоті ефективної стиснутої зони перерізу.

Для арматури межа плинності і межа міцності при розтягуванні визначаються відповідно як характеристичне значення навантаження, яке відповідає плинності, або характеристичне максимальне навантаження при прямому осьовому розтягу, поділені на номінальну площу перерізу.

Норми США

У законодавстві США будівельні норми і правила займають особливе положення. Федеральний уряд не займається прямим технічним регулюванням об'єктів будівництва (за винятком контролю умов праці та охорони здоров'я будівельників). Цим пояснюється відсутність в структурі уряду відомства з управління будівельною галуззю країни. Загальнонаціональних або місцевих норм, подібних українським, в будівництві немає, але стандартизація застосовується повсюдно і строго дотримується.

У США стандарти розробляють такі організації: Американський національний інститут стандартів (ANSI); Національний інститут стандартів, техніки і технології (NIST); Американське суспільство з випробувань та матеріалів (ASTM); Національна протипожежна асоціація (NFIPA); Американський інститут сталевих конструкцій (AISC); Американський інститут бетону (ACI); Американський інститут архітекторів (AIA); Американське товариство інженерів цивільного будівництва (ASCE); Американське товариство інженерів водопроводів і каналізації (ASPE); Національна асоціація житлового будівництва (NAHB).

Стандарт з будівництва являє норми і вимоги щодо розрахунку, виготовлення, монтажу та застосування будівельного елементу, системи або матеріалу, які забезпечують необхідний рівень якості при спорудженні та подальшої експлуатації будівель. Кодекси будівництва будівель (Building Codes) спільно з правилами зонування регулюють будівельну діяльність з метою захисту здоров'я і безпеки населення шляхом встановлення мінімальних стандартів якості будівництва.

ACI 318 «Вимоги до будівельних норм для конструкційного бетону і коментарі» [17] — це документ, в якому представлені вимоги норм для проектування і будівництва конструкційного бетону, які необхідні для забезпечення громадської безпеки. ACI 318 є обов'язковим стандартом для

всіх професіоналів, які займаються проектуванням, будівництвом і перевіркою бетону.

У США метод розрахунку по допустимим напруженням застосовувався до 1956 року, потім почався перехід до розрахунку конструкцій по руйнівних зусиллях і з сімдесятих років минулого століття прийнятий розрахунок за граничними станами.

Згідно ACI-318-19, міцність згинальних залізобетонних елементів (перша група граничних станів) визначають по стадії III напруженого стану, тобто стадії руйнування. Максимальна відносна деформація найбільш стиснутого волокна бетону на стадії руйнування приймається рівною 0,003. Опір бетону розтягуванню приймається рівним нулю у всіх розрахунках за першою групою граничних станів. Для арматурної сталі в розрахунках використовується ідеалізована дволінійна (пружнопластичних) діаграма залежності напруження від деформації. Дана діаграма застосовується як для розтягування, так і для стиснення.

При розрахунку на згин прийняті наступні деформовані стани:

- збалансований деформований стан, при якому деформації в найбільш розтягнутих стрижнях арматури відповідають деформацій текучості, а деформації в бетоні - максимальним деформацій стиснення;

- стисло-контрольований деформований стан, при якому руйнування залізобетонного елементу в процесі згину відбувається по стислій зоні;

- растягнуто-контрольований деформований стан, при якому руйнування залізобетонного елемента в процесі згину відбувається в розтягнутій зоні.

1.2. Огляд наукових статей стосовно дорожніх плит

Загальна концепція розрахунку дорожніх та аеродромних плит була запропонована вченими Б.Н. Жемочкіним та А.П. Синіциним [18]. При розрахунку плит на пружній основі загальний порядок вирішення залишається той же, що і при розрахунку балок. Плиту розбивають на

рівновеликі квадрати або прямокутники (що мало відрізняються від квадратів) і припускають, що в їх серединах розташовані опорні стрижні.

Серед теоретичних розрахунків особливу увагу треба звернути на наукову роботу , виконану вченими М. К. Пшембаевим, Я. М. Ковальовим та Л. І. Шевчук. Дослідниками було розглянуто напруження в цементно–бетонному покритті від термічного удару. Серед різних впливів на покриття автомобільних доріг слід виділити термічний удар. Метою досліджень авторів були розробка математичної моделі і визначення допустимих градієнтів термічного удару для цементно–бетонного дорожнього покриття. Для знаходження напружено–деформованого стану цементно–бетонних покриттів автомобільних доріг використовували скінчено–різницевий метод. Була складена комп'ютерна програма, що дозволяє виконувати розрахунок дорожнього покриття при різних законах розподілу температури по його глибині. Вченими було отримано закономірності поширення деформацій і напружень в цементно–бетонному покритті автомобільних доріг при термічному ударі та встановлено допустимий параметр розподілу температур по товщині покриття. При розрахунку використано критерій міцності, заснований на процесі утворювання і розвитку мікротріщин в бетоні [19].

У роботах Л. Стороженка та В. Тимошенка наведені відомості про розроблені системи залізобетонних конструкцій для прольотів мостів. Розкрито сутність пропонованих залізобетонних збірних конструкцій, способи їх зведення і будівництва [20, 21].

Хуаном Пабло Коваррубіасом був проведений розрахунок бетонного покриття з оптимізованої геометрією плити. Представлена нова технологія проектування бетонних покриттів, що дозволила зменшити товщину плит і оптимізувати їх розміри за рахунок геометрії осей вантажівок. Конструкція підтримувалася гравійною основою, обробленою бетоном або асфальтом. Між існуючим покриттям і бетонною плитою не було прилягання. Основний принцип цього методу проектування полягає в розробці такого розміру плити, щоб на ній залишалося не більше однієї колісної пари, що зводить до

мінімальних значень критичне розтягуюче напруження на поверхні. На основі цього факту був виконаний механіко-емпіричний проект програмного забезпечення OptiPave, який оптимізує геометричну конструкцію і товщину бетонних плит з урахуванням конкретних умов конкретного проекту, таких як погодні умови, інтенсивність руху, шар і матеріали. Критичні напруження розтягу були розраховані на основі методу скінчених елементів для різних умов механічних і теплових навантажень в різних положеннях. Розтріскування плит визначалося шляхом розрахунку втомного пошкодження бетону і моделей, що використовувалися в керівництві з проектування стандартом AASHTO [22]. Нова методика дозволяє проектувати бетонні плити для доріг з інтенсивним рухом, які в середньому на 7 см тонше, ніж у традиційного покриття, розробленого попереднім стандартом AASHTO. Даний метод проектування також дозволяє ефективно проектувати покриття для доріг з невеликою інтенсивністю руху [23].

Збірні плити вважаються вигідним методом ремонту та заміни для продовження терміну служби пошкодженого бетонного покриття. У статті [24] описується еволюція збірних залізобетонних покриттів в різних країнах і, зокрема, в США. Пояснюється як дизайн , так і конструювання конкретної системи збірних плит. Дослідниками був представлений огляд результатів прискорених навантажувальних випробувань за допомогою симулятора важкого транспортного засобу. Результати показують, що система збірних плит може бути безпечно відкрита для руху транспорту в необробленому стані та механізм руйнування нічим не відрізнявся від руйнування монолітних бетонних покриттів [25].

Дослідниками у [26] було проведено експеримент, метою якого був розгляд поведінки бетонних плит з одностороннім рухом при великих переміщеннях. У статті [27] розглянуто дію розтягуючих зусиль на односторонні залізобетонні плити, і два зразки з одним затиснутим краєм і одним вільним краєм, що були випробувані при великих переміщеннях. Результати випробувань показали, що несуча здатність двох плит значно

поліпшена через дії розтягуючих зусиль, ніж прогнозоване значення з використанням добре відомої теорії межі текучості. Поки максимальний вертикальний зсув не досягнув 1/15 довжини прольоту, плита не руйнувалася і стабільно витримувала навантаження.

У статті Роберта Бродзіка, присвяченої впливу термічних навантажень на сучасні дорожньо-бетонні покриття, представлені можливості розвитку дорожніх бетонних покриттів в Польщі. Проведений аналіз перспектив створення нового типу бетонного покриття на основі суцільного армування. Вченим було проаналізовано переваги та недоліки з точки зору функціональності, міцності і економічності. Оцінка напружень і переміщень в аналізованих бетонних плитах з використанням методу скінченних елементів була виконана на обраних розподілах температури, отриманих з теплових навантажень. На основі аналізу прийнятих рішень було запропоновано використання методу скінченних елементів для оцінки ефективності безперервно армованих дорожніх покриттів [28].

Автори статті [29] підкреслюють, що дорожні бетонні плити являють собою типові транспортні конструкції, схильні до динамічних впливів рухомих транспортних засобів. Методи чисельного моделювання потребують деталізації обчислювальної моделі транспортного засобу і обчислювальної моделі дорожньої бетонної плити. Моделі описуються математично, а рівняння руху вирішуються чисельно. Розрахунки плит проводилися у комп`ютерній програмі MATLAB. Було чисельно протестовано вплив деяких важливих факторів на динамічну дію на конструкцію.

Дослідниками С.В. Босаковим та С.І. Зіневичем був виконаний теоретичний розрахунок прямокутної плити на двошаровій основі. У даній роботі був виконаний статичний розрахунок прямокутної плити на двошаровій пружній основі. В якості основи приймалися однорідні грунти з верхнім і нижнім шарами у вигляді півпростору. Розглянуто варіант навантаження плити — симетрична щодо двох осей із зовнішнім навантаженням від колеса автомобіля. Обчислення виконані методом Б. Н.

Жемочкіна з використанням пакета символьної математики. Отримана статично невизначена система розраховувалася змішаним методом будівельної механіки, де за невідомі приймались зусилля у вертикальних зв'язках, а також лінійне і два кутових переміщення введеного защемлення по осі симетрії плити. В результаті розрахунку були отримані поверхневі вертикальні переміщення плити, реактивні напруження у контакті плити з пружною основою. Пропонований підхід може бути використаний для пошуку рішень за оптимальною (достатньої) міцністю основи для автомобіля, а також для розрахунків шарнірно з'єднаних збірних залізобетонних дорожніх плит [30].

У наукової праці щодо проектування під'їзної плити автодорожніх мостів, авторами якої є Каміль Лако та Віктор Борзовіч, розглядаються питання щодо проектування і оцінки під'їзних плит перехідних зон автомобільних мостів. Основною метою цієї статті є оцінка критеріїв проектування цього залізобетонного елементу з урахуванням вимог європейських стандартів. До теперішнього часу використовується процедура проектування під'їзних плит для будівництва моста в Словаччині. Для більш точного опису поведінки плити використовуються моделі з пружною опорою. Використовуючи ці моделі, плити заходу на посадку будуть проаналізовані на предмет граничного стану [31].

Стаття С.Д. Семенюка, Р.В. Кумашова присвячена дослідженню статичного розрахунку залізобетонних плит покриттів серії Б3.503.1–1 для постійних і тимчасових автомобільних доріг [32]. Плити розраховуються як площинні конструкції на пружної основі під впливом експлуатаційних навантажень від колісних і гусеничних машин. При цьому для плит тимчасових доріг розглядається 16 варіантів завантаження, для плит постійних доріг — 12 варіантів.

У дослідженні Барімаха А. О. та Сьеда Мохсіна С. М. [33] розглянута поведінка залізобетонних плит із додаванням сталевої фібри. У цієї статті досліджується потенційний вплив сталефібробетоних плит для дорожнього

та аеродромного покриттів. Випробування на 4-точковий вигин проводиться на шести плитах для вивчення структурної поведінки плит з урахуванням двох різних параметрів, а саме товщини плити та обсягу фракції сталевої фібри. Експериментальна робота складається з шести плит, в яких три плити спроектовані відповідно до Єврокодів 2 для відповідності характеристикам міцності на зрушення, тоді як інші три плити мають товщину на 17% менше, що має бути зруйновано при зсуві. Експериментальний результат свідчить про багатоочікуване поліпшення несучої здатності (до 32%) і пластичності (до 87%), а також затримки поширення тріщин для плит. Крім того, помічено, що додавання волокон компенсує зменшення товщини плити, а також змінює режим руйнування конструкції з крихкого на більш пластичний.

Професор Радовський Б.С. присвятив одну з своїх праць проектуванню цементобетонних покриттів у США. Дослідження стосувалось як збірних дорожніх покриттів, так і монолітного жорсткого одягу. У статті розглянута Вінклеровська теорія та пружний полупростір. Детально описана еволюція методів розрахунку бетонних дорожніх покриттів на міцність: формули Ольдера, Вестергаарда, Войновського-Кригера і ін. Розповідається про експериментальну перевірку цих формул при випробуваннях аеродромних покриттів під важкими бомбардувальниками у часи Другої світової війни і в післявоєнний період. Проаналізований вплив втоми на фібробетонні покриття. Також описується програмне забезпечення, що використовується в даний час для розрахунку жорстких дорожніх одягів, включаючи метод скінченних елементів [34].

С.Д. Семенюком, Р.В. Кумашовим та Кетнером Е.А. [35] приведені результати чисельних експериментальних досліджень несучої здатності залізобетонних плит покриття автомобільних доріг серії Б3.503.1–1, призначених для тимчасових і постійних автомобільних доріг, попередньо напружених плит серії Б3.503.1–91 і плит з пороговими нерівностями випробувального полігону. Автори запропонували методику розрахунку

залізобетонних плит покриття автомобільних доріг по міцності нормальних і просторових перетинів.

В.І. Чернякевичем та Ю.А. Ширніним [36] проведене дослідження напружень дорожніх плит поляризаційно–оптичним методом. У роботі описуються поглиблені експериментальні дослідження напруженого стану плит за допомогою полярізаціонно–оптичного методу (ПОМ) і світлочутливих моделей. Встановлено, що ПОМ відповідає передумовам і гіпотезам теорії пружності і широко застосовується при дослідженнях будівельних конструкцій із залізобетону у вітчизняній і зарубіжній практиці . Для вивчення напруженого стану плит лісовозних доріг цей метод раніше не використовувався. За допомогою моделей вивчені напруження в залізобетонних плитах лісовозних доріг. Дано порівняння результатів лабораторних експериментів і теоретичних розрахунків.

Університетом Південної Африки, зокрема вченими W.A. Elsaigh, E.P. Kearsley, J. M. Robberts, запропоновано наукову роботу про використання сталефібробетону для дорожнього покриття [37]. Найбільш істотний вплив включення сталевих волокон до бетону полягає в затримці і контролі розтріскування композитного матеріалу при розтягуванні. Це позитивно впливає на механічні властивості бетону. Результати дорожніх пробних ділянок, протестованих в умовах експлуатації, використовуються для перевірки використання матеріалу на дорогах. Продуктивність і поведінку випробувальної ділянки порівнюється зі звичайною бетонною ділянкою.

Босаковим С.В., Козуновою О.В. розглянута контактна задача для шарнірно–сполучених прямокутних плит на пружній основі [38]. Контактна задача для шарнірно–з'єднаних прямокутних плит на пружній основі повною мірою не вирішена до теперішнього часу.

Робота щодо статичного аналізу напружено-деформованого стану залізобетонної плити на пружній основі з урахуванням її фізичної і геометричної нелінійності виконана Семенюком С. Д., Кумашовим Р. В. [39].

При експлуатації доріг передача навантаження на плиту дорожнього покриття від коліс автомобіля завжди буде поза осі симетрії конструкції, а також не виключена ймовірність утворення вибоїн, воронок і інших дефектів під основою плити, тому в ній будуть проявлятися згинальні і крутний момент, а також поперечна сила.

Розподіл напружень у ґрунтовій основі збірного дорожнього покриття із залізобетонних плит досліджував Чернякевич В.І. Показано, що контактні напруження в сукупності з зовнішнім колісним навантаженням утворюють систему сил, що впливають на дорожню плиту, і в кінцевому підсумку визначають параметри самої плити (її армування, висоту та ін.). Контактні напруження, що розподіляються плитою, є навантаженням для підсилюючої ґрунтової основи і їх величина, а також і характер розподілу багато в чому визначають умови роботи останнього. Теоретичні розрахунки контактних напружень були виконані за методами М.І. Горбунова-Посадова і В.А. Флоріна. Розрахунок контактних напружень виконувався для вільно закріпленої плити без урахування стиків, що і спостерігається на практиці через недосконаліть існуючого стикового з'єднання плити. Розрахункове навантаження приймалося від заднього колеса автомобіля, розташованого у зоні стику від торця плити. Таке розташування навантаження, є критичним для напружень, що виникають в ґрунтової основі плит покриття. Висновки дослідження підтверджуються результатами виконаних експериментів [40].

Поведінка дорожніх бетонних плит в аеропортах під впливом зовнішніх навантажень розглянута в роботі [41]. Реакція плит дорожнього покриття вимірювалася з моменту укладання бетону на будівельному майданчику в міжнародному аеропорту Інчхон з використанням датчиків температури і тензодатчиків. Вплив різних факторів навколишнього середовища на реакцію плити було досліджено шляхом збору погодних даних. Завдяки лабораторним випробуванням визначені властивості матеріалу бетонної плити, такі як модуль пружності, коефіцієнт Пуассона і модуль розриву. Реальні деформації і деформації усадки розраховувалися в

залежності від положення і глибини розташування плити із використанням коефіцієнта теплового розширення бетону, тензодатчиків, і правочних коефіцієнтів тензодатчиків. Вплив коливання температури і вологості було проаналізовано щодо деформації бетонної плити протягом двох років після її установки. Результати, отримані в ході дослідження, можуть використовуватися для кількісної оцінки впливу навколишнього середовища на аеродромні плити.

1.3. Огляд наукових статей стосовно аеродромних плит

Детальне теоретичне дослідження аеродромних плит розглянуто у статті [42] Попова А.М., Волкова В.В., Хатунцева А.О., Шашкова І.Г., Кочеткова А. В. шляхом чисельного моделювання напружено–деформованого стану аеродромних покриттів в умовах фізичної нелінійності грунтової основи. Метою цієї наукової праці є надійність розрахунків товщини покриттів, яка залежить від правильності вибору розрахункової моделі основи. У загальному випадку грунт є нелінійно деформованим матеріалом, в якому залежність між навантаженням і осіданням майданчика, що передає навантаження, має криволінійний обрис. Напружено–деформований стан таких матеріалів описується в більш складних пружно–пластичних моделях.

Вченими А.А. Бородіним, А.Н. Поповим, А.Н. Масаликіним [43] було виконане чисельне моделювання напружено–деформованого стану багатошарового аеродромного покриття. У статті представлено модель деформування шаруватої конструкції аеродромного покриття під впливом нестаціонарного температурного поля. Наведено аналіз результатів чисельного моделювання для заданих умов, які можуть бути використані для проектування асфальтобетонних конструкцій посилення збірних аеродромних покриттів при реконструкції злітно–посадкових смуг. Моделювання здійснювалося поетапно. На першому етапі моделювали розподіл температурних полів в багатошаровому аеродромному покритті, на

другому етапі — напружено–деформований стан. В даний час при проектуванні конструкцій аеродромних покриттів застосовують детерміновані методи розрахунку плит на пружній основі.

У роботі А. Ю. Конопляника, Є.Д. Семенова, де детально розглядається розрахунок аеродромних плит під температурно-кліматичними навантаженнями, в повній мірі викладена методика розрахунку температурних полів по товщині аеродромних плит в залежності від максимальних позитивних, негативних і проміжних температур повітря [44].

Володько О.В. [45] розглянув проектування конструкцій та розробку методики розрахунку жорсткого аеродромного нагрівного покриття для запобігання ожеледиці та слизькості на його поверхні при експлуатації в зимовий період. Широко розвинене повторне використання аеродромних плит. Дійсно, високий ресурс таких залізобетонних виробів цілком дозволяє розібрати невикористану більш дорогу або майданчик і змонтувати з них новий об’єкт практично без втрати якості. Стосується це і списаних аеродромних плит: в авіації до них пред’являються високі вимоги, які обумовлюють ранню заміну. Ці вироби мають величезний потенціал для побутового використання. Такий режим експлуатації дозволяє істотно заощадити власнику або покупцеві використання авіаційних плит.

А.П. Степушіним, В.А. Сабуренковою [46] запропонована концепція системного підходу до забезпечення необхідної надійності цементобетонних покриттів. Процедура розрахунку жорсткого покриття зводиться до оцінки двох–трьох варіантів конструкцій, відповідних завдань нормативного навантаження на основну опору розрахункового повітряного судна (або категорії нормативного навантаження), з перевіркою умови $M_п \geq M_и$ ($M_п$ — гранично-допустимий для даного перерізу згинальний момент, $M_и$ — розрахунковий момент в перерізі плити при найбільш невигідному розташуванні коліс). Без оцінки надійності прийнятих рішень на стадії проектування порівняння не забезпечує вибору оптимальних рішень, так як

при цьому ігноруються наступні аспекти: ймовірнісне–статистичні закономірності розподілу експлуатаційних навантажень від коліс повітряних суден і температури, міцності і деформаційних характеристик матеріалів, а також геометричних характеристик конструктивних шарів жорсткого аеродромного покриття. При багаторазовій дії рухомих навантажень відбувається накопичення залишкових осідань грунту підстилаючого покриття. При цьому плити покриття в окремих місцях припиняють спиратися на грунт і починають працювати як консольні балки. Несуча здатність плит в цьому випадку знижується, а її прогини збільшуються.

Головною метою Артемової Л.Ю. у її експериментальному дослідженні [47] було довести, що наявність неповного контакту плити з основою впливає на напружено–деформований стан як самої плити, так і її основи і вимагає подальших досліджень цієї проблеми. Для кількісної оцінки напруженого стану плити, що має неповний контакт з основою, був виконаний тестовий приклад розрахунку такої плити. В якості розрахункової моделі була прийнята аеродромна плита марки ПАГ–14. Основу плити прийнято у вигляді моделі пружного півпростору. Навантаження прикладене у центрі плити в вигляді зосередженої сили.

Взаємодія аеродромних плит покриття і грунту є важливою проблемою при проектуванні бетонного покриття. Це довели Jing Cai, Louis Ngai Yuen Wong, Hua Wei Yan у своєму експериментальному дослідженні [48], яке присвячене аналізу динамічного прогину і реакції швидкості аеродромних плит на ударне навантаження. Взаємодія покриття і основи спрощується як лінійна в'язкопружна модель, в якій основа складається з двох шарів (базовий шар і шар грунту). За допомогою перетворення Фур'є і Лапласа виводиться рішення рівняння дорожньої системи, через те виходить рішення динамічного прогину. У цьому дослідженні, розглядається збільшення ударного навантаження при посадці літака, що є пропорційним прискоренню вертикальної посадки. Результати були отримані за допомогою комп’ютерної програми Matlab. Вони показали, що зміна коефіцієнта демпфірування

(штучного приглушення коливань) і модуля реакції субстрату надає лише невеликий вплив на прогин плити, в той час як амплітуда відгуку швидкості і частота відгуків все зменшуються зі збільшенням товщини плити. Якщо розмір плити покриття зменшується, прогин в центрі плити буде також зменшуватися.

Однією з відомих іноземних наукових праць щодо дослідження аеродромних покриттів є робота чеських дослідників М. Шрамека та Й. Новака про нелінійний аналіз збірного бетонного елементу для покриття аеропорту [49]. У роботі розглянуто конструктивний дизайн збірного бетонного елементу, який використовується для інноваційної системи збору бетонних аеродромних покриттів. Дана система розробляється в рамках поточного проекту на факультеті цивільного будівництва в Празі. Завдання конструкції полягає у створенні арматури для обраного елементу з урахуванням ширини тріщин, обмеження напруження при розтягуванні в арматурі та обмеження напруження при стисненні в бетоні. З метою вивчення поведінки елемента, що підлягає навантаженню з Airbus A380800F, була створена і проаналізована тривимірна модель за допомогою методу Ньютона–Рафсона.

Узагальнення нормативних методів розрахунку жорстких аеродромних покриттів наводить Е.В. Макаров [50] Зокрема, ці методи ґрунтуються на наступних положеннях:

– розрахунок здійснюється за граничними станами шляхом порівняння розрахункового згинального моменту в розрахунковому перерізі плити з граничним. Такий підхід дозволяє прогнозувати поведінку конструкції під впливом різних навантажень (механічних і температурних);

– розрахунок проводиться на дію статичного навантаження, динамічний вплив враховується введенням коефіцієнтів динамічності, що залежать від тиску в пневматиках і ділянки аеродромного покриття;

– в основу математичної моделі покриттів покладена плита Кіргофа–Лява, яка лежить на пружній основі, що відповідає гіпотезі

коефіцієнта ліжку (модель Вінклера). Плиту вважають нескінченною в плані і постійної товщини.

Розрахунок будується на розв’язку Коренєва Б.Г. для осесиметричного навантаження (розрахунок необмеженої плити при моделі Вінклера);

– урахування зміни міцності бетону в процесі експлуатації (набір міцності і накопичення втомних деформацій бетоном), міцності ґрунтових основ за сезонами року, температурних напружень, здійснюється введенням коефіцієнтів умов роботи.

У статті Р.В. Кумашова [51] наведені методика та результати статичного розрахунку плит на пружній основі дороги з граничними нерівностями випробувального полігону РУПП «Білоруський автомобільний завод», призначених для проведення випробувань великовантажних кар'єрних самоскидів вантажопідйомністю 500 т.

У роботі [52] були оцінені довготривалі характеристики сталевого фібробетону, поліпропіленового фибробетону і бетону із додаванням латексних волокон. Проведені випробування їх модуля пружності при вигині, антифрикційних і антифільтрувальних характеристик, а також ще деяких характеристик для того , щоб вивчити можливість використання нових типів бетону для покриття аеродромів, а саме втомлюваності і морозостійкості. Результати продемонстрували, що латексний бетон має низький модуль пружності і є корисним для зменшення внутрішніх напружень плити дорожнього покриття. Однак латексний бетон має погані характеристики морозостійкості і тому застосовується лише в незамерзаючих районах. Сталевий і поліпропіленовий фібробетон мають відмінні показники до опору втоми плит і морозостійкістні властивості. Через те вони можуть поліпшити термін служби покриття аеродрому.

Індійськими вченими представлений проект, який продемонстрував практичне використання бетону, армованого сталевим волокном, в дорожніх покриттях [53]. Запропонований метод був використаний для визначення зон, які мають вирішальне значення для характеристик покриття. Були обрані

три місця перекриття, які піддані повному завантаженню від колеса гігантського літака. Оскільки всі три плити повинні були піддаватися рівномірному руху, час від часу дослідники спостерігали за пошкодженнями плит, а також перевіряли і порівнювали їх характеристики, в результаті чого встановлювалися робочі характеристики покриття із сталевою фіброю в порівнянні зі звичайним бетонним покриттям. Також була зроблена спроба виміряти деформації бетону в різних критичних точках і зіставити їх з пошкодженнями.

В статті [54] авторами досліджені теоретичні аспекти щодо впливу зміни навколишнього середовища на ступінь напружень для аеродромної бетонної плити. Аналіз включає дані вимірювань з 34 метеостанцій, розташованих на території Польщі. До аналізу були додані карти типових значень з урахуванням денних, місячних і річних змін. Завдяки експериментальним даним зі станції Кельце було визначено вплив зовнішніх умов на величину реєстрованих напружень і деформацій фібробетонної аеродромної плити. За результатами випробувань підтверджено істотний вплив умов навколишнього середовища на зміну деформацій бетонної плити. Вченими запропоновано рекомендації, які спрямовані на обмеження негативного впливу умов навколишнього середовища на деформації бетонних плит для досліджуваної території.

A. Bazgir [55] виконав дослідження щодо поведінки залізобетонного матеріалу, армованого сталевим волокном, і його вплив на ударостійкість плит. Зазвичай бетонні конструкції піддаються як тривалим статичним, так і короткочасним динамічним навантаженням. Дослідження було спрямоване на детальне вивчення структурної поведінки сталевого фібробетону при різної кількості волокон. Для цього дослідження проводилася експериментальна робота з метою отримання результатів щодо поведінки сталевого фібробетону, яка була складена з випробувань фібробетону на стиск, розтяг та вигин.

Аналіз механізму руйнування шовного покриття герметика залізобетонних дорожніх покриттів представлений у роботі [56]. В цьому дослідженні пропонується застосувати до аналізу пошкодженого шовного герметика метод скінченних елементів. Впливаючими факторами є різні варіанти навантаження дорожньої плити — температура і термін служби. У статті наведено тривимірний аналіз методом скінченних елементів втомної міцності шовного герметика.

Joshua McMahon та Anna Birely [57] випробували повномасштабне мостове покриття із сталевого волокна (SFRC), щоб дослідити поведінку під двостороннім впливом. Настил був розроблений, щоб зменшити кількість традиційних арматурних стрижнів у конструкції, яка контролюється критеріями ліміту експлуатації. SFRC призначений для зменшення деформацій у сталі в робочих межах. Навантаження були застосовані для моделювання одинарних і подвійних навантажень у безперервних прольотах мостового полотна та одиничного подвійного навантаження в звисах. Супутня програма випробувань перевіряла смуги плити для встановлення односторонньої реакції на вигин з арматурними стержнями та без них. Односторонню міцність використовували в аналізі межі текучості для прогнозування експериментальної ємності зразків. Теоретичні показники міцності були значно нижчими, ніж експериментальна міцність для внутрішніх навантажень, де спостерігалися значні ефекти множинних тріщин від SFRC. У виступі, де дія мембрани та перерозподіл навантаження були неможливі, аналіз межі текучості передбачив експериментальну потужність..

О. Родченко проведено дослідження [58], метою якого була розробка формул, виразів і комп'ютерної програми для розрахунку бетонного покриття аеродрому при впливі всіх основних стійок шасі Airbus a380 з урахуванням розрахункового коефіцієнта напружень, що розтягують у верхній і нижній частинах бетонної плити. Розтріскування зверху вниз в бетонних плит не моделювалося безпосередньо в розрахункових моделях конструкцій, які використовуються для проектування одно- і двошарового бетонного

покриття аеродромів згідно з Українським стандартом. Отримано емпіричні формули для розрахунку верхнього напруження, що розтягує і доведення покриття до руйнування з використанням критерію верхнього напруження, що розтягує. Очікуваний термін служби бетонного покриття аеродрому, розрахований за допомогою комп'ютерної програми «Аеродром а380», складає близько 70% терміну служби покриття Faarfield.

Польські вчені у статті [59] розглянули процес реконструкції несучої здатності погіршених бетонних аеродромних покриттів за допомогою збірних аеродромних плит. Через те, що вік експлуатованих на даний момент бетонних аеродромних покриттів в Польщі у багато разів перевищує 30-річний термін експлуатації, такий довгий термін служби аеродромних покриттів змусив шукати ефективні та швидкі технології їх відновлення. У статті були детально описані технології швидкого відновлення аеродромних бетонних плит із використанням збірних плит. Пропонована вченими технологія гарантує реконструкцію і поліпшення стану несучої здатності аеродромних плит, що було підтверджено в ході лабораторних, польових випробувань і перевірено на реальних умовах експлуатації в міжнародному аеропорту Краків-Баліце.

У статті [60] розглядалася можливість поширення тріщин в бетонному покритті під навантаженням від літака з урахуванням початкової втомної тріщини в нижній частині бетонної плити або усадочної тріщини, викликаної на поверхні плити. Узагальнений метод скінченних елементів був використаний для оцінки коефіцієнтів інтенсивності напружень для чверті еліптичних тріщин, розташованих в критичних верхніх і нижніх точках розтягуючого напруження. Дорожнє покриття було навантажено однією зубчастою передачею і двома зубчастими передачами, складовими яких були усі нижні зубчасті колеса. Коли дорожнє покриття було навантажено двома конфігураціями зубчастих коліс, дослідження показали значно більші високі значення коефіцієнту інтенсивності напружень (режим зсуву) для тріщин, ініційованих поверхнею, ніж для тріщин, ініційованих на дні плити, які мали

аналогічні розміри. Бетонні плити з тріщинами на поверхні будуть демонструвати зростання тріщин зверху донизу, незважаючи на те, що вони призначені для втомного розтріскування від низу до верху при певних умовах навантаження. Завдяки теоретичній основі можна поліпшити оцінку схильності бетонних плит до руйнування під навантаженням літака, зокрема, можливість розтріскування зверху вниз в порівнянні з розтріскуванням від низу до верху.

Китайськими вченими [61] досліджувалася оптимізація параметрів аеродромних з`єднаних бетонних покриттів в умовах температурного градієнта і авіаційних навантажень. Постійна змінна температури викликає значні теплові навантаження на бетонне покриття. Отримане напруження розтягу може перевищувати межу міцності при вигині, коли бетонні плити піддаються великому перепаду температур і транспортним навантаженням, що призводить до пошкодження покриття. У цій статті максимальні напруження розтягу в бетонних плитах різного розміру досліджувалися методом скінченних елементів. Важливими параметрами при проектуванні бетонного покриття є межа міцності при вигині і межа витривалості. Шляхом аналізу результатів порівняння між максимальною розтягуючого напруження з межею витривалості були визначені оптимальний розмір плити і критична товщина. Результати говорять, що максимальне розтягуюче напруження вище для плити більшого розміру і меншої товщини.

У статті [62] досліджуються тріщини в покриттях аеропортів, вивчені в рамках випробувань, проведених Федеральним управлінням цивільної авіації на Національному випробувальному центрі покриття аеропортів. Вченими були випробувані покриття з трьома різними міцностями на вигин, а також з двома різними ґрунтовими покриттями: м'який бітумний шар і жорсткіший шар. На додаток до цього, було розглянуто розтріскування двох типів ізольованих перехідних стиків, армованого крайового стику і стовщеного крайового стику. Частини покриття були випробувані з використанням рухомого навантаження, що імітувало навантаження літака. Були зроблені

висновки, що ступінь розтріскування знижувалася в міру збільшення міцності дорожнього покриття на вигин. Менше тріщин утворювалося на основі з економічного бетону, ніж на бітумної основі. Перехідний стик з потовщеною кромкою був більш ефективним у запобіганні розтріскування по краях ніж із посиленим крайовим стиком.

Стаття [63] присвячена моделюванню жорстких аеродромних покриттів при складної конфігурації шасі і для широкого спектра цементобетонів, представлена методологія розрахунку напружень, заснована на програмному забезпеченні скінченних елементів і параметрах, які впливають на розрахунок конструкції. На додаток до діаграм з румунського стандарту, які відносяться тільки до зовнішнього навантаження чотириколісним візком, представлені діаграми з навантаженнями із шестиколісним візком. Показані відмінності між напруженням, розрахованим із використанням одиничних значень з фактичного румунського стандарту, і напруженням, розрахованим із використанням точних значень розглянутих параметрів, а саме динамічного модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. Дослідження засноване на питомому навантаженні сучасних літаків Airbus A380 та Boeing B777. У статті пропонується графічний порівняльний аналіз діаграм чинного румунського стандарту і діаграм, проведених в цьому дослідженні з використанням методу скінченних елементів. Крім того, в тематичному дослідженні проекту наводиться приклад методу, використовуваного для отримання товщини плити для жорсткої конструкції покриття в аеропорту з використанням зовнішнього навантаження від складного шасі з шиною з шістьма слідами.

Експериментальне і чисельне дослідження плит на ґрунті під зосередженим навантаженням розглянуті у статті [64], де була продемонстрована експериментальна програма, в якій плита на землі піддається зосередженому навантаженню у центрі, по краях і у самих кутах. Нелінійна поведінка плити фіксується шляхом проведення нелінійного аналізу методом скінченних елементів. Грунт моделюється як основа без

розтягу. У проведеному дослідженні, скінченно-елементна модель була використана для оцінки впливу жорсткості і усадки земляного полотна. Результати продемонстрували, що усадка при висиханні може викликати серйозні тріщини в плитах на ухилі. Аналізовані покриття представляли собою невеликі бетонні плити, з'єднані в стиках за допомогою пристроїв передачі навантаження. Плити мали квадратну форму. На відміну від відомого факту, що установка дюбелів і шпонок на звичайних бетонних покриттях шосе і аеродромів може ефективно знизити напруження в бетонних плитах, було виявлено, що напруження в невеликих бетонних плитах можуть фактично збільшуватися в залежності від положення навантаження, а прогини зменшуються зі збільшенням розміру плити.

1.4. Висновки за розділом

1. Аналіз нормативної бази України, провідних країн Європи і США щодо експериментальних досліджень дорожніх та аеродромних плит показав, що випробування дорожніх плит з міцності та тріщиностійкості слід проводити за прогоновою схемою навантаження, а випробування аеродромних плит — за прогоновою та консольною.

2. Розрахунки бетонних, залізобетонних та фібробетонних конструкцій слід виконувати за граничними станами першої та другої груп.

3. Загальна концепція аналітичного розрахунку дорожніх та аеродромних плит була запропонована ще у середині минулого сторіччя, і вона значно відрізняється від тих підходів, що рекомендуються при проведенні експериментальних досліджень.

4. В аналітичних розрахунках аеродромна плита розглядається, як плита на пружній основі з одним або двома коефіцієнтами постелі, а різні автори додатково враховують безліч інших факторів — нерівномірність основи, температури, вологості, випадкових включень та ін.

5. За наявністю великої кількості сучасних комп’ютерних програм, багато робот побудовано на комп’ютерному моделюванні та чисельному

аналізі напружено–деформованого стану, несучої здатності та деформативності аеродромних та дорожніх покрить.

6. Слід відзначити дуже малий обсяг досліджень дисперсно армованих аеродромних та дорожніх плит у нашій країні, і величезний інтерес до цієї проблеми у всіх провідних країнах.

РОЗДІЛ 2
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДОРОЖНІХ ТА АЕРОДРОМНИХ ПЛИТ

2.1. Експериментальний стенд та методика досліджень

Відповідно до програми досліджень міцності та тріщиностійкості дорожніх та аеродромних плит на замовлення кафедри будівельної механіки на підприємстві ТОВ «Великодолинський завод ЗБК» було виготовлено дві дорожні та дві аеродромні плити. У кожній з цих груп одна плита виготовлена із залізобетону за традиційною заводською технологією серійного виробництва, а в другу додавалася сталева фібра в кількості 1 % за обсягом.

Використана фібра випускається виробничим об'єднанням "Стальканат-Сілур" (Україна) відповідно до Європейського стандарту EN14889-1: 2006 (рис. 2.1) [67]. Це найбільш поширений вид фібри, зручний в обробці, не схильний до утворення «їжаків» та добре тримається в бетоні.

Рис. 2.1. Сталева фібра із загнутими кінцями

Основні характеристики цієї фібри відображені у табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Основні характеристики фібри

Тип	Опис	Довжина, мм	Діаметр, мм	$\sigma_{вр}$, МПа	E, МПа	μ
HE50	Фібра рублена із дроту	50	1,0	1335	200000	0,3

Згодом ці плити пройшли випробування у лабораторії кафедри будівельної механіки. Цим випробуванням серійних плит передували випробування модельних зразків, що і стало одним із завдань даної роботи.

Проведені експериментальні дослідження на модельних зразках плит включали в себе три етапи.

2.1.1. Виготовлення, підготовка та випробування зразків матеріалів

Метою першого етапу було визначення оптимальних характеристик сталефібробетонної суміші. Для цього визначалася кубикова міцність сталефібробетону на зразках 100х100х100 мм. При цьому варіювався відсоток дисперсного армування, який становив 0,5 %, 1,0 % и 1,5 %, а також розмір фракції крупного заповнювача (щебінь) — з розміром фракції ≤ 10 мм в одній серії випробувань та ≤ 20 мм — в другій. Одночасно визначалася кубикова міцність звичайного бетону при тих же розмірах крупного заповнювача. Всього було проведено 8 серій випробувань по 9 зразків в кожній, загальна характеристика яких наведена в табл. 2.2.

Таблиця 2.2

Зведена таблиця І-го етапу випробувань

№ серії	Матеріал	Розмір щебеню, мм	Відсоток фібрового армування
1	Бетон	≤ 10	–
2	Бетон	≤ 20	–
3	Фібробетон	≤ 10	0,5
4	Фібробетон	≤ 10	1,0
5	Фібробетон	≤ 10	1,5
6	Фібробетон	≤ 20	0,5
7	Фібробетон	≤ 20	1,0
8	Фібробетон	≤ 20	1,5

Температура повітря в приміщенні, де були виготовлені зразки і надалі набирали міцність, відповідала вимогам і становила 15 ... 20 ° С.

Перед приготуванням суміші були підібрані потрібні компоненти і підготовлені форми. Для виготовлення зразків застосовували металеві роз'ємні форми (рис. 2.2). Вони повинні бути досить жорсткими і не деформуватися при формуванні зразків. З'єднання елементів форм повинні бути щільними, що виключають втрату цементного молока або води при формуванні. Перед укладанням бетонної суміші в форми їх внутрішні поверхні змащували тонким шаром масла.

Рис. 2.2. Форми для виготовлення зразків

Спочатку пропорційно визначали потрібну кількість кожного з компонентів, а потім приступали до приготування бетонної суміші. Для перших двох серій дослідів приготували звичайну бетонну суміш і залили форми. Потім зробили ще одну таку ж суміш, і в неї поступово «порціями» вводили фібру, продовжуючи перемішування в бетономішалці до рівномірного розподілу фібри в суміші.

Після формування зразків зі звичайного бетону і фібробетону їх залишили тверднути в нормальних умовах. Через 5 діб зразки вийняли з форм, промаркірували їх і зберігали до закінчення 28 діб з часу формування в нормальних умовах.

Після закінчення терміну зберігання готові зразки оглядали (вони повинні мати правильну геометричну форму і паралельні грані), вимірювали і готували для випробувань.

Обробка результатів першого етапу випробувань показала, що оптимальними характеристиками фібробетонної суміші є матриця з крупним

заповнювачем ≤10 мм (при цьому кубикова міцність була значно вища, ніж при розмірі щебню ≤10 мм, у всіх серіях дослідів) при 1,0% фібрового армування, оскільки при вищому відсотку фібрового армування збільшення кубикової міцності виявилося неістотним. Такий склад суміші і був прийнятий для проведення другого етапу випробувань.

В усіх проведених дослідах використовувався цемент марки 400 і промитий річковий пісок. Водоцементне відношення — 0,449.

Завданнями експериментальних досліджень на цьому етапі були:

- визначення кубикової (f_{cube}) та призмової (f_{pr}) міцності;
- визначення модуля пружності і модуля деформацій.

Для вирішення вказаних завдань було випробувано 54 зразка із фібро бетону (27 кубиків 100х100х100 мм і 27 призм 100х100х400 мм). Одночасно випробувана партія зразків з бетону, аналогічна за кількісним складом.

Кубики з бетону і фібробетону піддавалися руйнуванню шляхом стиснення в випробувальній установці зі швидкістю навантаження, що забезпечує підвищення розрахункового напруження в зразку до його повного руйнування. В якості випробувальної установки застосовувався прес УВМ-50 (рис. 2.3). Кубики встановлювали строго по центру плити преса. Включали обладнання і поступово завантажували зразки до їх руйнування.

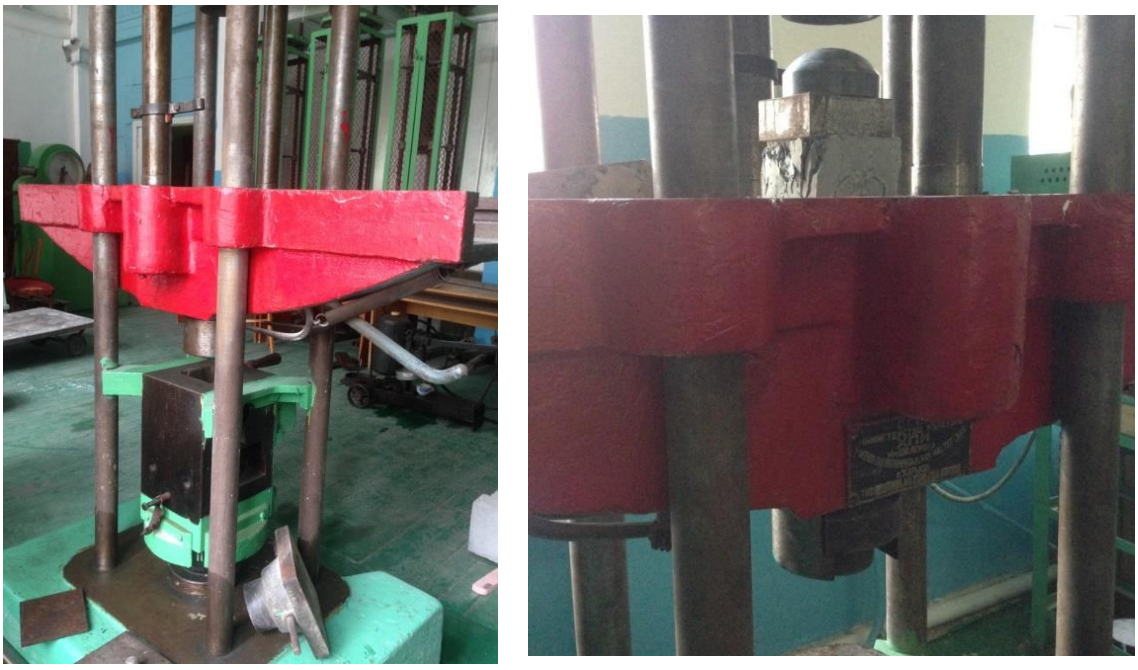


Рис. 2.3. Прес УВМ-50 і випробування одного із зразків

На момент набору марочної міцності бетону (28 діб) міцність фібробетону на 4,7% перевищувала міцність звичайного бетону.

Слід також відзначити принципову відмінність в характері руйнування випробовуваних кубів. Якщо бетонні зразки руйнуються за класичним сценарієм, то куби із фібробетону навіть після втрати несучої здатності (руйнування) не змінюють своєї геометричної форми. Єдина помітна відмінність «до і після» — наявність тріщин і збільшення поперечних розмірів в напрямку, перпендикулярному площині дії навантаження (з 10,0 до 10,4 см).

Призми розмірами 100 × 100 × 400 мм (як і куби) бетонували в металевих касетних опалубках. Бетонну суміш виготовляли в бетономішалці вільного падіння. Перед укладанням в опалубку суміш для більшої однорідності додатково перемішували вручну. Ущільнення бетону в опалубках проводили на лабораторному вібростолі.

До початку експериментальних досліджень зразки зберігали при температурі 18-24°. Перед випробуванням на бічні грані призм наклеювали кріплення для установки індикаторів годинникового типу.

Методику випробувань зразків складали з урахуванням рекомендацій нормативних документів по випробуванню бетону та фібробетону [65-71].

Визначенню модуля пружності і призмової міцності передувало центрування зразків по фізичному центру шляхом застосування пробних навантажень, що викликають напруження величиною до 0,2 від призмової міцності. Центровка була застосована для того, щоб деформації по 4 гранях зразка були приблизно однаковими і майже повністю оборотними. Завантаженість здійснювали ступенями по 0,1 від призмової міцності. На кожному ступені навантаження вимірювали деформації. Максимальне зусилля, що сприймається зразком перед руйнуванням, брали за величину руйнуючого навантаження.

В результаті проведення випробувань встановлено, що призмова міцність звичайного бетону — 23,5 МПа, а фібробетону — 25,2 МПа.

Проведені дослідження показали, що, в порівнянні зі звичайним бетоном, структура фібробетону характеризується меншою кількістю великих пор і більш високою однорідністю. Як відомо, в звичайному бетоні утворюються контактні зони міжфазного шару з поліпшеними механічними властивостями. В фібробетоні ці зони опинилися в 5 - 6 раз більше, а їх загальна кількість збільшилась. Очевидно, це призводить до підвищення фізико-механічних характеристик матеріалу в цілому. Крім того, довільно орієнтована в зразку сталева фібра перерозподіляє градієнти напружень, що виникають під навантаженням, в результаті чого знижується концентрація напружень.

Випробування призм проводили за стандартною методикою відповідно до діючих рекомендацій. Перед установкою призми в універсальну випробувальну машину (прес) або стенд (в залежності від виду випробування) на її межі закріплювали по одному індикатору годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм і базою 250 мм. Навантаження призм здійснювали рівнями: перші 3 рівні навантаження прикладали по $0{,}1F_{max}$, наступні — по $0{,}2F_{max}$ з витримкою на кожному рівні 5 - 8 хвилин при загальній тривалості випробувань не менше 45 хвилин. За допомогою трубки Брюнеля на поверхнях призм спостерігався процес утворення тріщин в інтервалах між рівнями навантажування.

При навантаженні $0{,}85F_{max}$, вимірювальні прилади демонтували і призми доводили до руйнування. Таким чином, в результаті випробувань були отримані дані, що описують тільки висхідну гілку діаграми "деформація - навантаження". Якісний вид діаграми "деформація - навантаження" показаний на рис. 2.4.

Руйнуванню зразків передувало утворення тріщин по осі дії стискаючого навантаження. При цьому руйнування зразків з 0,5% фібрового армування так само, як і звичайного бетону носило яскраво виражений крихкий характер і супроводжувалося повним їх поділом на окремі блоки. При 1,0% і 1, 5% фібрового армування крихкого руйнування і розділення зразків не спостерігалося.

За результатами випробувань побудовані повні діаграми поздовжніх деформацій $\sigma - \varepsilon$ для 0, 5 % , 1,0 % и 1, 5 % фібрового армування при двох варіантах матриці.

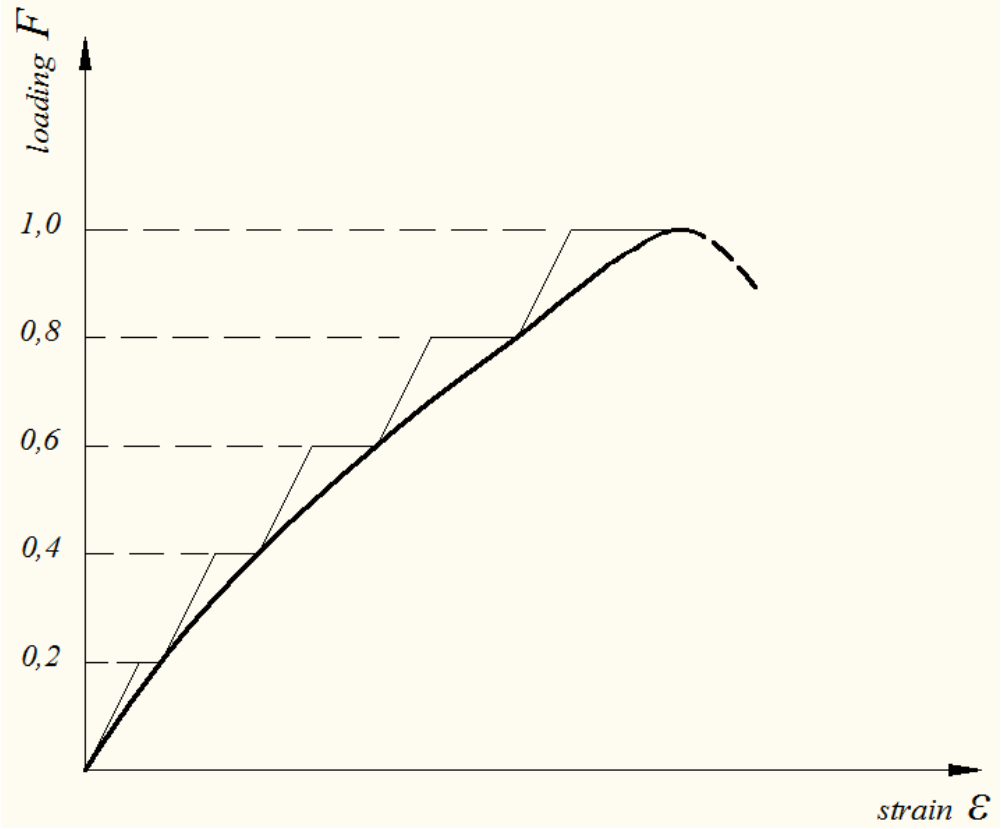


Рис. 2.4. Діаграма "деформація - навантаження"

Результати першого етапу випробувань показали, що оптимальними характеристиками фібробетонної суміші є матриця з крупним заповнювачем фракції $\leq 10\,мм$ при 1,0 % фібрового армування.

2.1.2. Стенд для випробувань та підготовка зразків плит

Для випробувань моделей дорожніх та аеродромних плит був розроблений універсальний стенд, який складався з чотирьох опорних стійок, пов'язаних попарно між собою балками. На балки спиралася дорожня плита. Навантаження прикладалося за шириною плити ступенями – по 0,05 від руйнівного зосередженими вертикальними смугами. Кожна ступінь навантаження закінчувалася п'ятихвилинною витримкою, на початку і наприкінці якої знімалися показання на вимірювальних приладах. Усі випробування проводилися із використанням домкрата потужністю 100 кН та

п’ятитонного динамометра. Принцип роботи домкрата полягав в тому, що нижня площина домкрата тиснула на дворівневу перехресно–балкову систему, а через неї навантаження розподілялося на плиту (рис. 2.5).

Рис. 2.5. Експериментальний стенд

З метою виготовлення уніфікованої опалубки та наявних повнорозмірних плит були виготовлені моделі дорожніх та аеродромних плит однакових розмірів у плані. Усього було виготовлено 12 зразків, шість із яких мали додаткове дисперсне армування у кількості 1 % за обсягом.

Розміри випробовуваних моделей плит становили 1375х825х65 мм. Зразки були армовані просторовими каркасами, кожен з яких складався з двох сіток (рис. 2.6). Для залізобетонних та сталефібробетонних плит була використана арматура типу Вр–1 [72, 73] діаметром 5 мм (рис. 2.7).

Лабораторні дослідження проводили відповідно до чинних норм, які рекомендують проводити випробування дорожніх плит лише за прогоновою схемою навантаження, а випробування аеродромних плит — за двома схемами навантаження, прогоновою та консольною [3 – 6, 74, 75].

Особливо підкреслимо, що основна мета випробувань полягала у якісній та кількісній оцінці зміни напружено-деформованого стану плит внаслідок їхнього додаткового дисперсного армування за інших рівних умов.

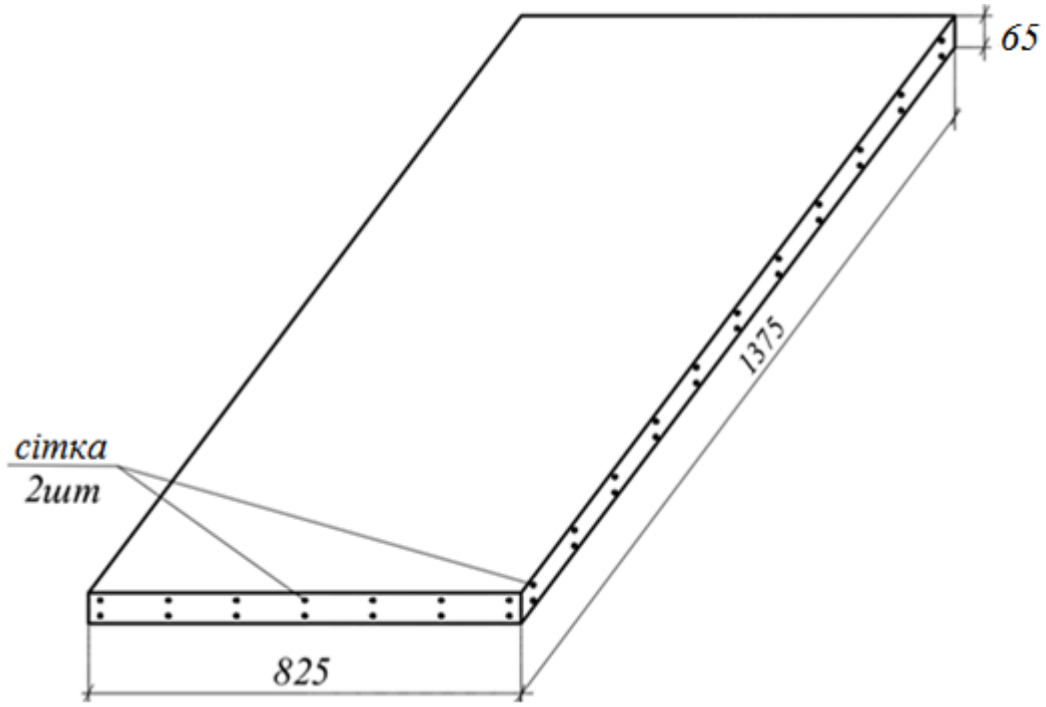


Рис. 2.6. Зразок плити із розташуванням просторового каркасу

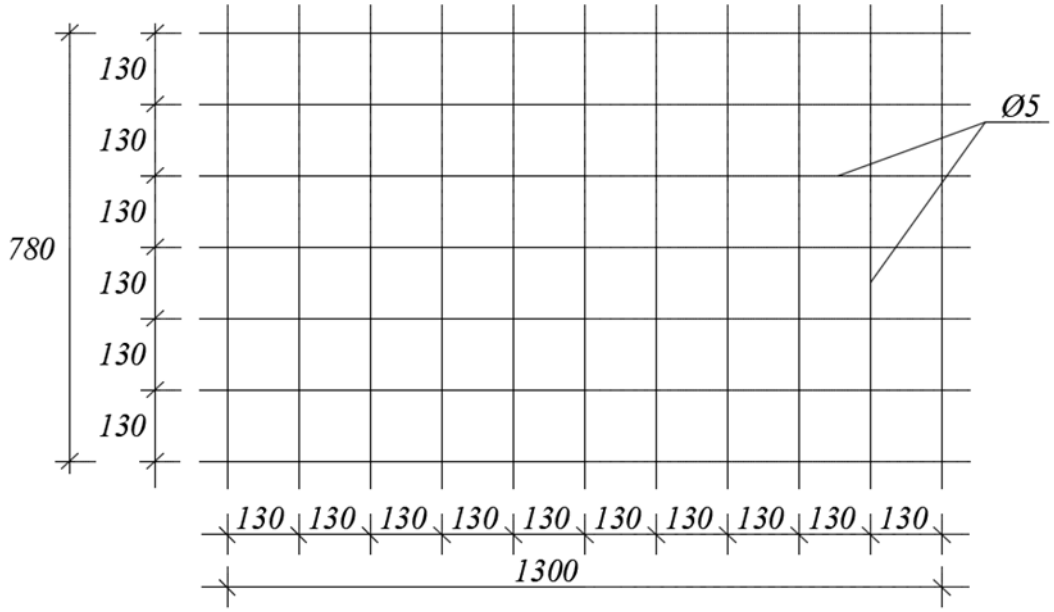


Рис. 2.7. Армування плити стрижневою арматурою

2.2. Експериментальні дослідження при прольотній схемі навантаження плити

Схему навантаження плити в прольоті наведено на рис. 2.8.

На верхню та нижню поверхні кожної досліджуваної плити були змонтовані індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм та базою 24 см – у консольній частині плити, 36 см – у прольотній.. Перші чотири (1-4) – у стиснутій зоні, а ще два (5, 6) – у розтягнутій (рис. 2.9). Були також закріплені тензодатчики – по осі симетрії під індикаторами 2 і 4.

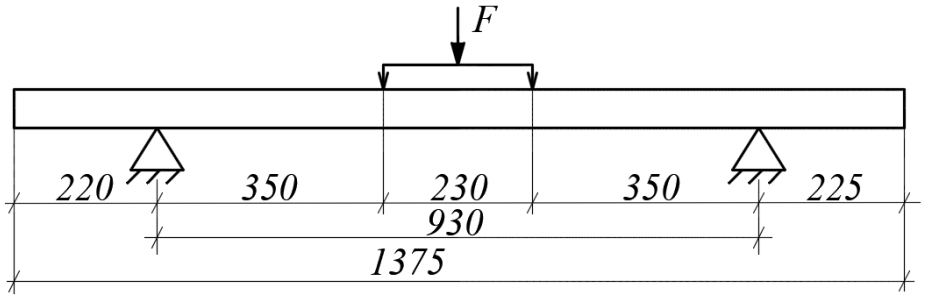
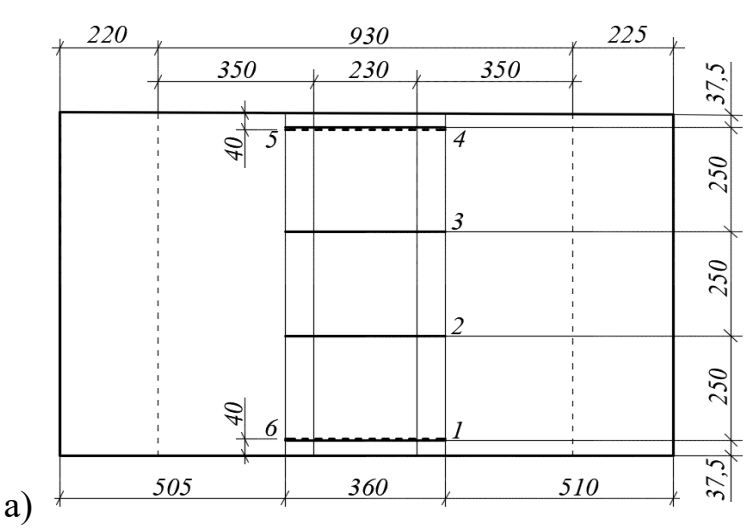


Рис. 2.8. Схема навантаження плити в прольоті

У процесі випробування зразків плит фіксували навантаження, що прикладалося до самої плити, а також прогини і деформації. Деформації на тих же рівнях вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу.

Процес тріщиноутворення на поверхнях плит спостерігався за допомогою трубки Брюнеля у місцях найбільшого розкриття тріщин. Ціна поділки трубки Брюнеля становила 1 діл.= 0.1 мм.



а)

б)

Рис. 2.9. Схема розташування індикаторів

а – схема, б – кріплення індикатора

Навантаження подавалося ступенями, на кожній ступені фіксували поздовжні деформації за показаннями індикаторів і тензодатчиків, а також прогини по встановлених з двох сторін у середині прольоту плити прогиномірів Максимова. Показники всіх використаних приладів на трьох різних моделях плит одного типу відрізнялися в межах статистичної помилки.

2.2.1. Залізобетонна плита

За отриманими даними побудовано графіки залежності відносної деформації від навантаження, якими можна простежити весь процес деформування моделей плит (рис. 2.10).

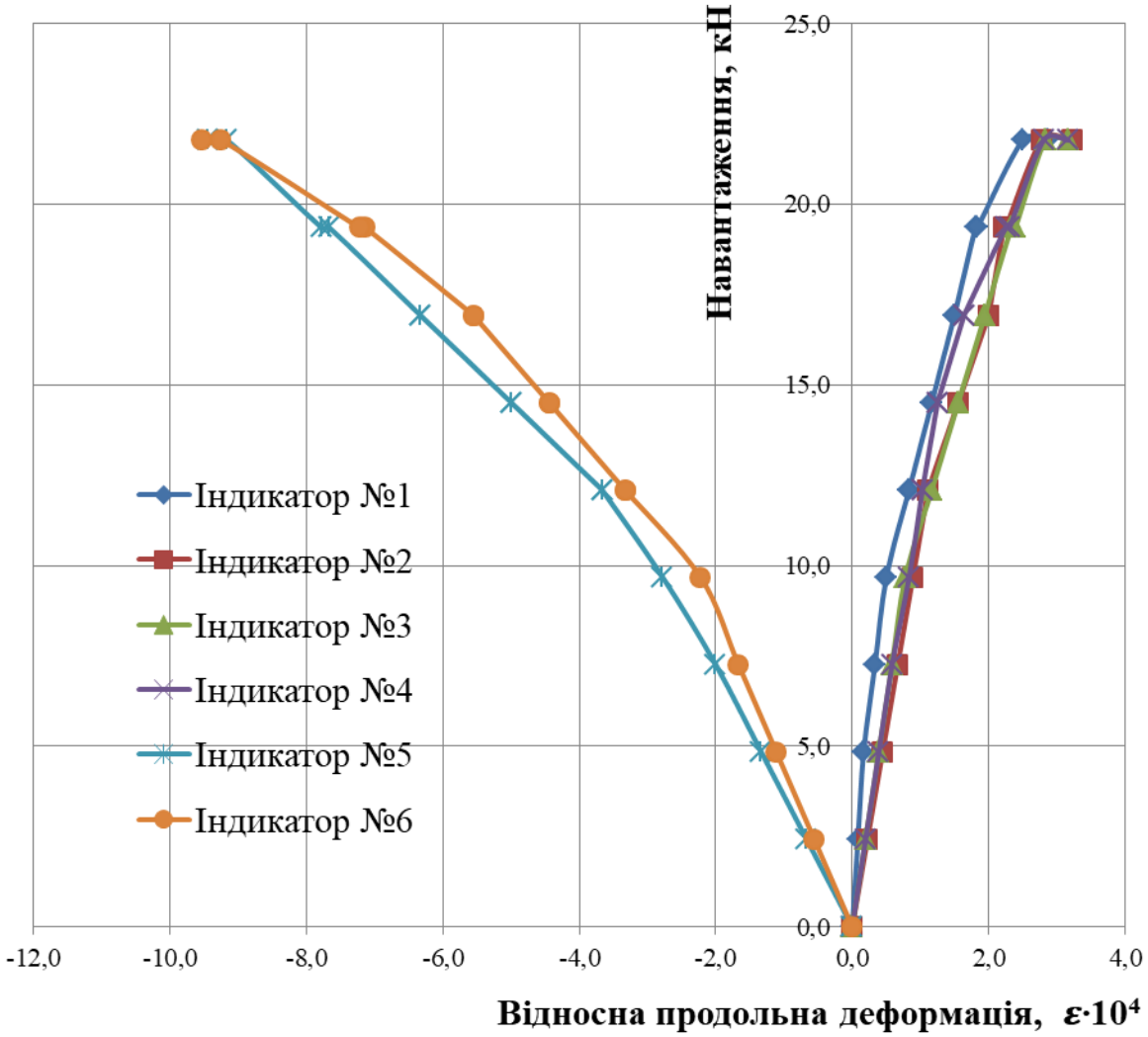


Рис. 2.10. Відносна деформація за показниками індикаторів №1–6 для залізобетонної дорожньої плити у прольотній частині

Характер зміни прогинів плити візуально і графічно показаний на рис. 2.11, 2.12.

Рис. 2.11. Прогини у прольоті

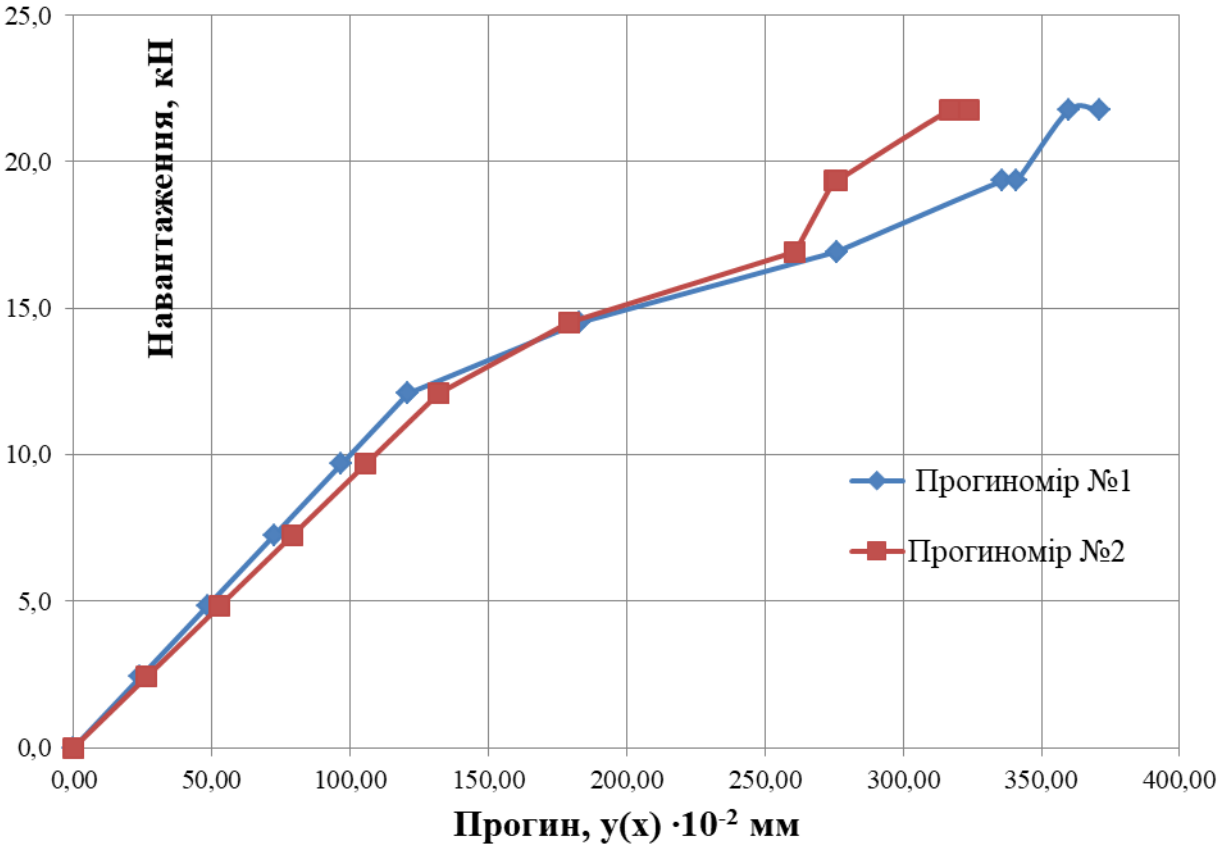


Рис. 2.12. Прогини для залізобетонної дорожньої плити при завантаженні у прольотній частині

2.2.2. Фібробетонна плита

Показання прогиномірів, встановлених у середині прольоту фібробетонної плити із двох сторін за тою ж схемою, що й при випробуваннях залізобетонних плит (рис. 2.9), на кожної ступені навантаження мало відрізнялися між собою, що свідчить про коректність прикладення навантаження, тобто про дотримання симетрії. До появи першої тріщини значення прогинів змінювалися незначно, але, починаючи з навантаження 14,80 кН, прогини почали поступово збільшуватися, і, починаючи з навантаження 21,38 кН, ці збільшення стали істотними, що відбите на графіках.

У момент втрати несучої здатності висота стислої зони склала 1 см, що становить третю частину її первісного розміру.

Відносні деформації до появи першої тріщини склали 0,1175×10-4 і 0,235×10-4 у стислої й розтягнутої зонах відповідно, а аналогічні граничні відносні деформації досягли величин 3,715×10 $^{-4}$ і 9,235×10 $^{-4}$ (рис. 2.13, 2.14).

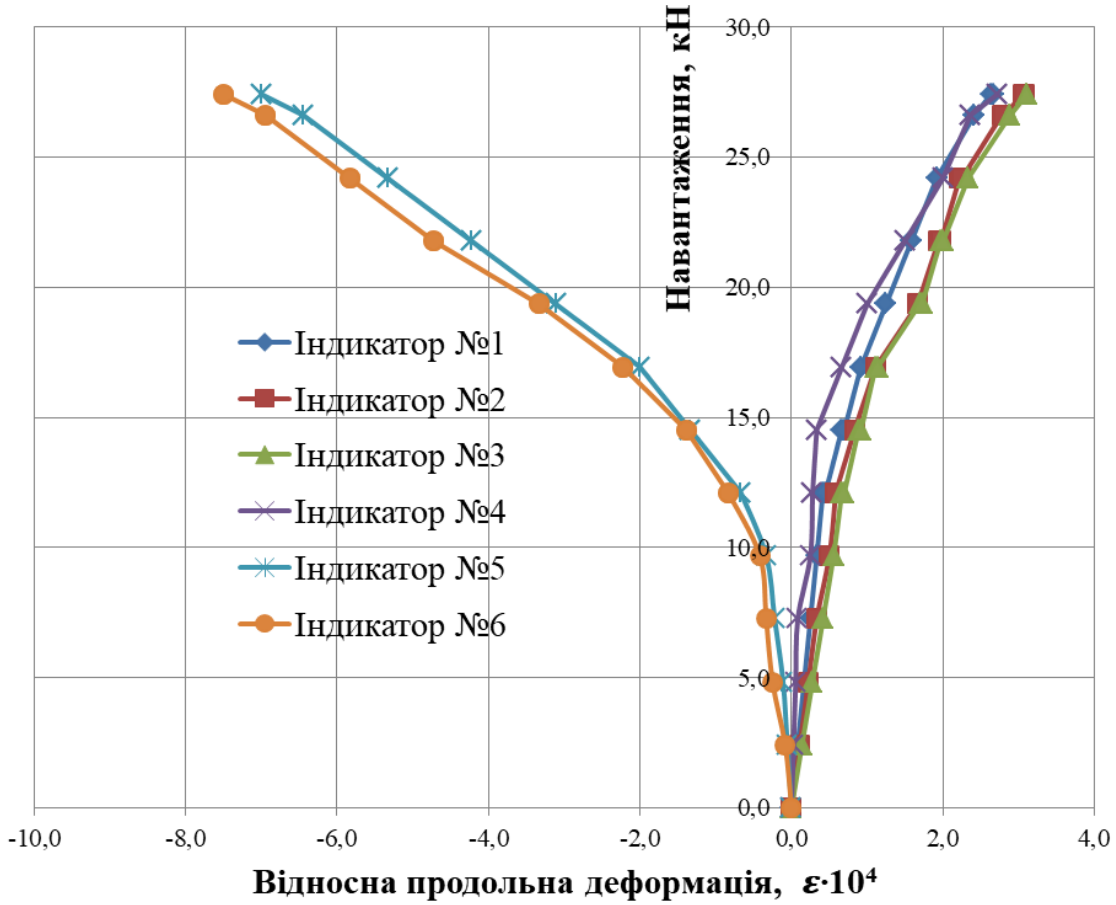


Рис. 2.13. Відносна деформація за показниками індикаторів №1–6 для сталефібробетонної дорожньої плити у прольотній частині

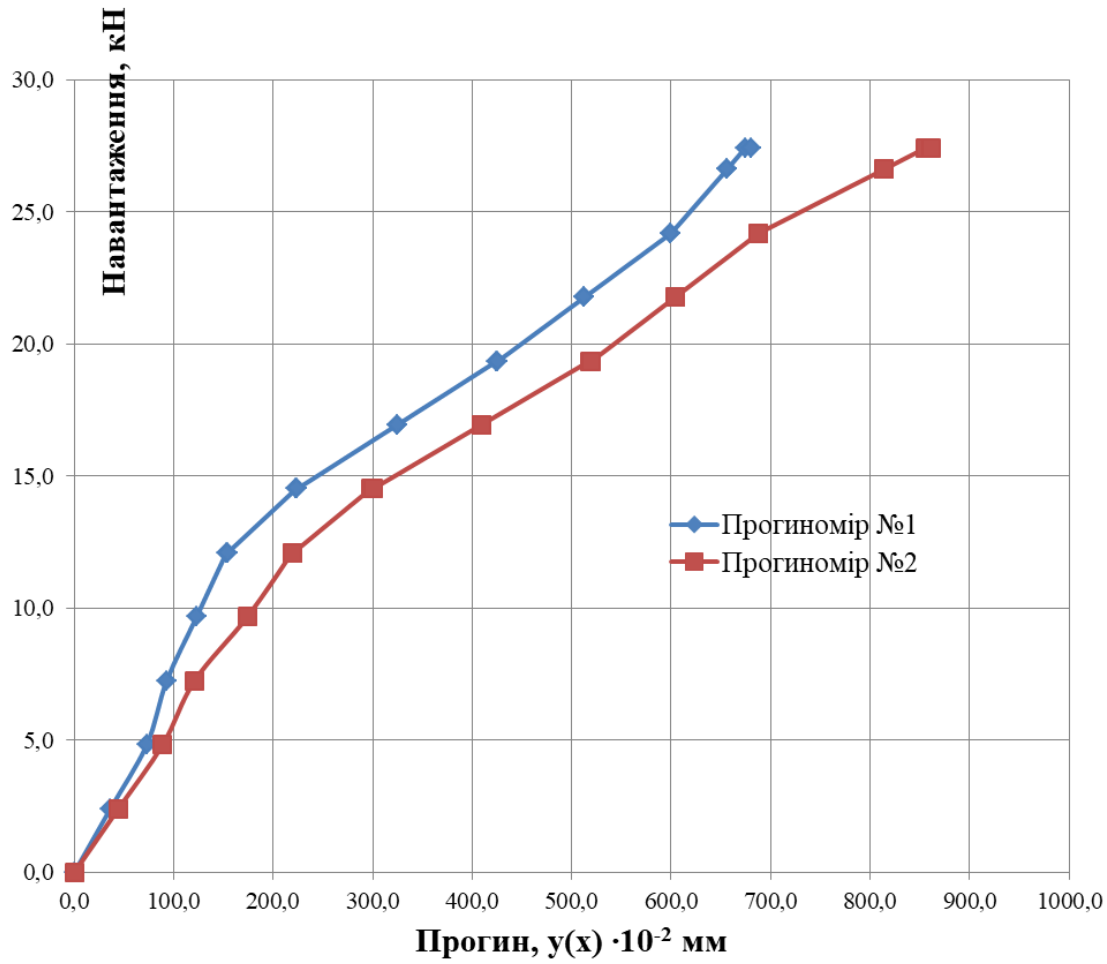


Рис. 2.14. Прогини для сталефібробетонної дорожньої плити при завантаженні у прольотній частині

Остаточний прогин у середині прольоту моделі плити склав 10,4 мм, що в 5,5 разів більше прогину до початку тріщиноутворення (1,9 мм).

Проведені дослідження зафіксували несучу здатність моделей дорожніх плит, випробуваних за польотною схемою навантаження, 27,96 кН, що в 2 рази більше навантаження, відповідного до початку тріщиноутворення (14,8 кН).

2.3. Дослідження при консольній схемі навантаження

2.3.1. Залізобетонна плита

Моделі плит випробовувалися на стенді, що складався із чотирьох опорних стойок, зв'язаних попарно між собою балками. На балки опиралася дорожня плита. Навантаження прикладалося по ширині плити ступенями — по 0,05 від руйнуючого, по двом зосередженим вертикальним смугам. Кожна

ступінь навантаження закінчувалася п'ятихвилинною витримкою, на початку й кінці якої знімалися показання на вимірювальних приладах. Усі випробування проводилися з використанням домкрата потужністю 100 кН і 5-т динамометра № 917. Принцип роботи домкрата полягає в тому, що його нижня площина давить на дворівневу перехресно-балкову систему, а через неї навантаження розподіляється на плиту (рис. 2.15).

Рис. 2.15. Вибробувальний стенд

Розрахункова схема навантаження плити у консольній частині наведена на рис. 2.16.

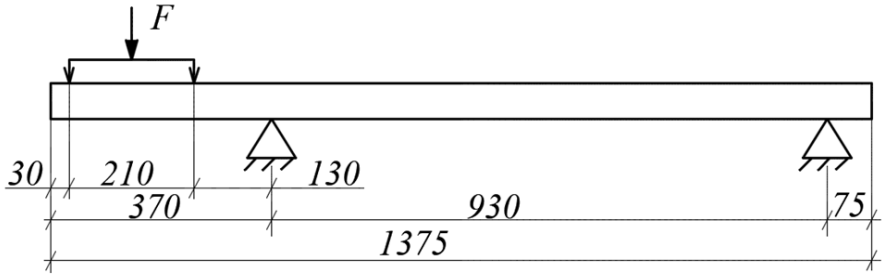


Рис. 2.16. Розрахункова схема навантаження плити у консольній частині

У процесі випробування зразків плит фіксували навантаження, прикладене до самої плити, а також прогини і деформації. Деформації на тих же рівнях вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу із ціною розподілу 0,01 мм і базою 24 см у консольній частині плити, 36 см — у

пролітній. Процес тріщиноутворення на поверхнях плит спостерігався за допомогою трубки Брюнеля в місцях найбільшого розкриття тріщин. Ціна розподілу трубки Брюнеля становила 0,1 мм.

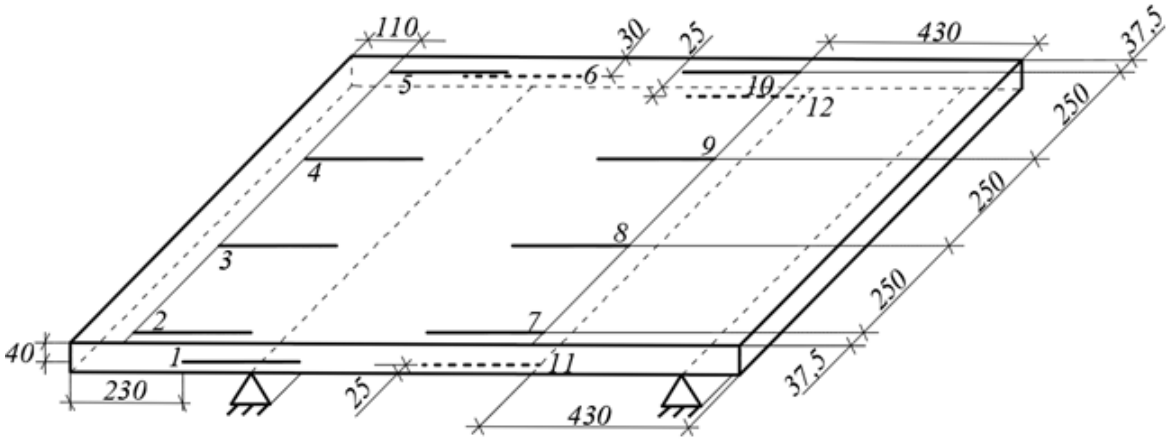


Рис. 2.17. Розташування індикаторів

На основі показань індикаторів побудовано графіки залежності відносної деформації від навантаження у розтягнутій зоні консольної частини та графіки прогинів залізобетонної плити (рис. 2.18, 2.19).

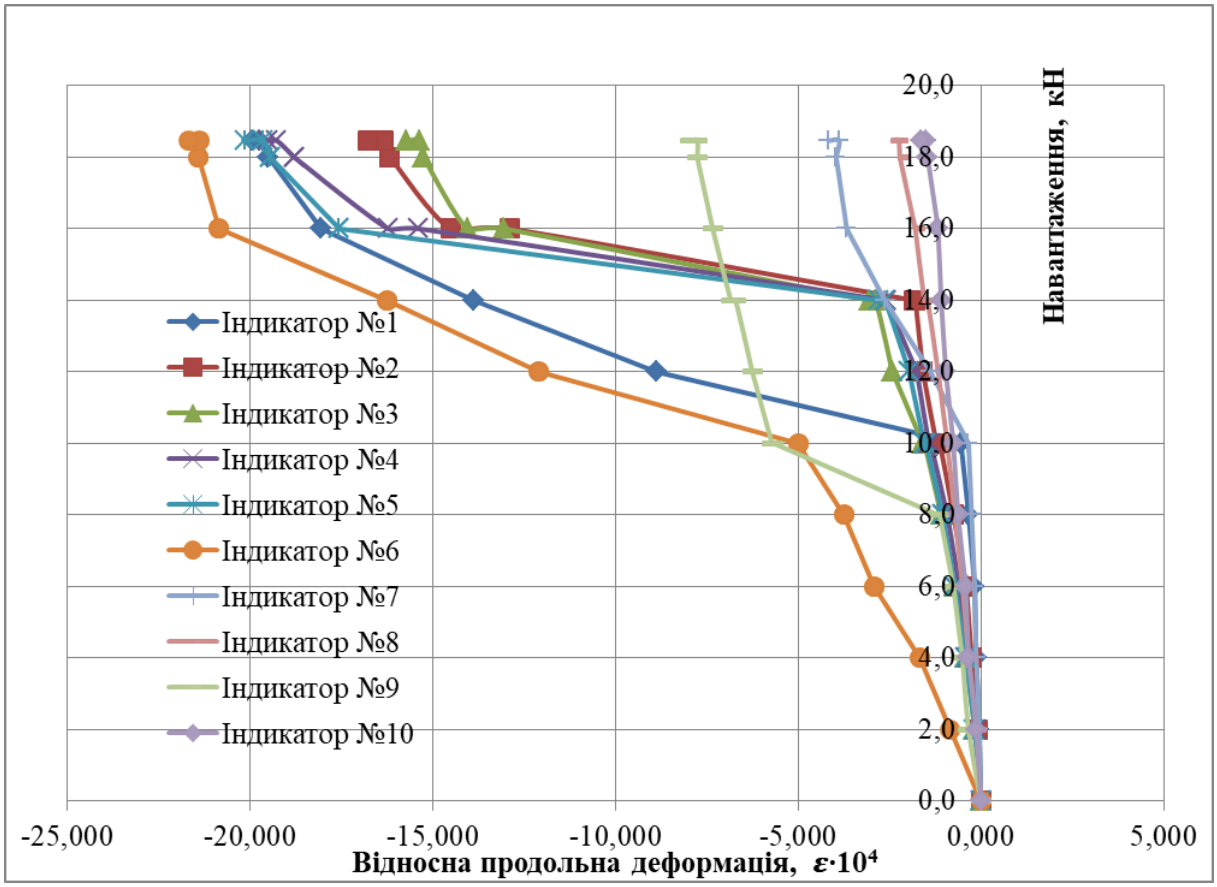


Рис. 2.18. Відносна деформація за показниками індикаторів №1–10 для залізобетонної дорожньої плити у консольній частині

Відповідно до прийнятої схеми навантаження, на верхню поверхню плити встановили два ряди індикаторів (рис. 2.17). Перша група із чотирьох індикаторів (2, 3, 4 і 5) установлена на консольній ділянці моделі, що завантажується, а друга група (7, 8, 9 і 10) — у верхній пролітній частині плити. Індикатори 1, 6 змонтовані на бічних гранях у зоні опори консольної ділянки. Індикатори 11, 12 фіксували деформації стислої зони в пролітній частині плити.

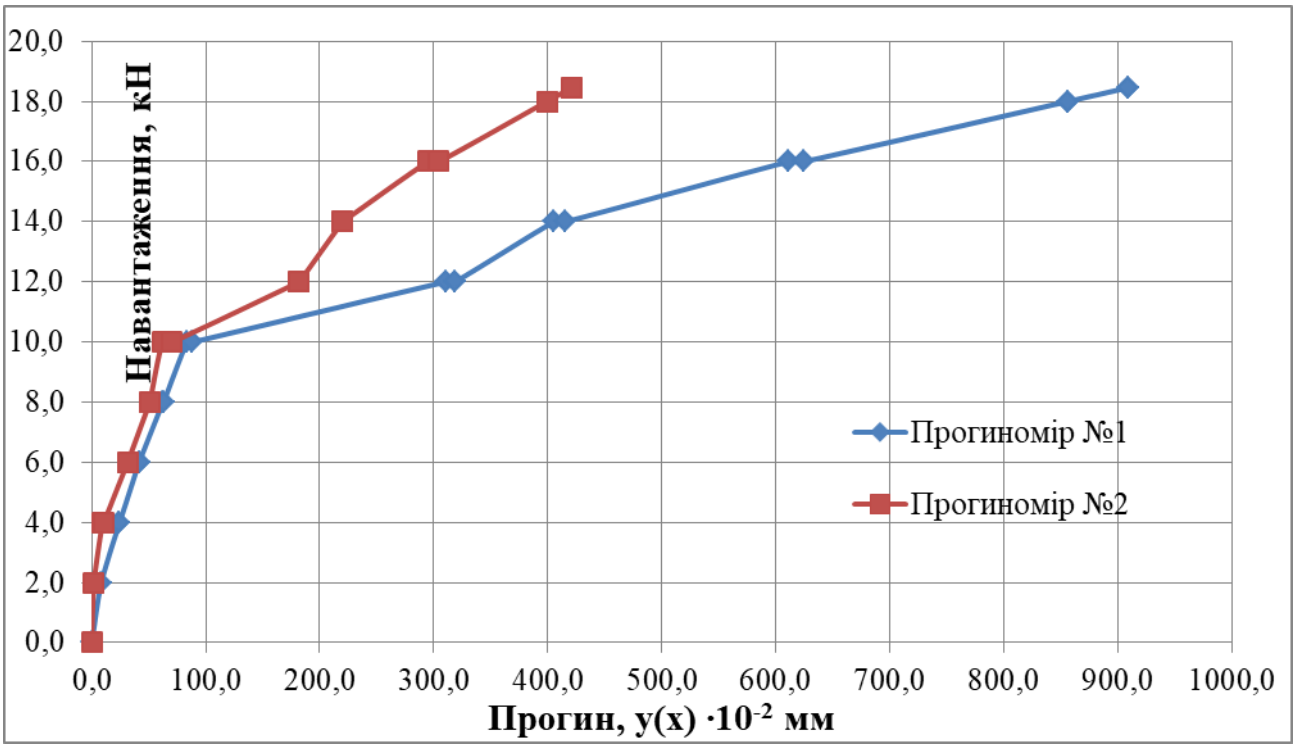


Рис. 2.19. Прогини для залізобетонної дорожньої плити при завантаженні у консольній частині

2.3.2. Фібробетонна плита

Умови проведення випробувань фібробетонної плити, розміщення тензодатчиків та індикаторів ніяк не відрізнялися від докладно описаних вище для залізобетонної плити.

Характер зміни деформацій плити можна розділити на два чітко виражені етапи. На першому, початковому етапі, усі без винятку індикатори працюють лінійно. Величини відносних деформацій у стислої й розтягнутої зонах, на завантаженої консольної і на незавантаженої пролітної ділянках плити різняться досить незначно. Така єдність триває до навантаження 14,27 кН, відповідного до моменту тріщиноутворення. Після утвору тріщин (на другому

етапі) усі індикатори чітко розділилися на дві групи. Одну групу склали індикатори 7-12, розташовані в пролітній частині плити. Вони практично не відреагували на процес тріщиноутворення, продовжуючи лінійно працювати аж до руйнівного навантаження 24,78 кН. Відносні деформації цієї групи індикаторів на даному етапі виросли в 2,1 рази, з $1{,}2\times10^{-4}$ до $2{,}6\times10^{-4}$.

У другу групу ввійшли індикатори, розташовані на консольній завантаженій ділянці плити. З початком тріщиноутворення різко змінилася швидкість росту деформацій (картина деформування), і криві на графіку суттєво відхилилися від лінійного закону зміни. Відносні деформації консольної ділянки на другому етапі виросли в 12 разів, з $2{,}1\times10^{-4}$ до 25×10^{-4}.

На рис. 2.20 для порівняння представлені відносні деформації, отримані за допомогою індикаторів та за допомогою тензометричних датчиків. Наведені результати свідчать про те, що деформації, обмірювані механічними і електричними приладами ідентичні.

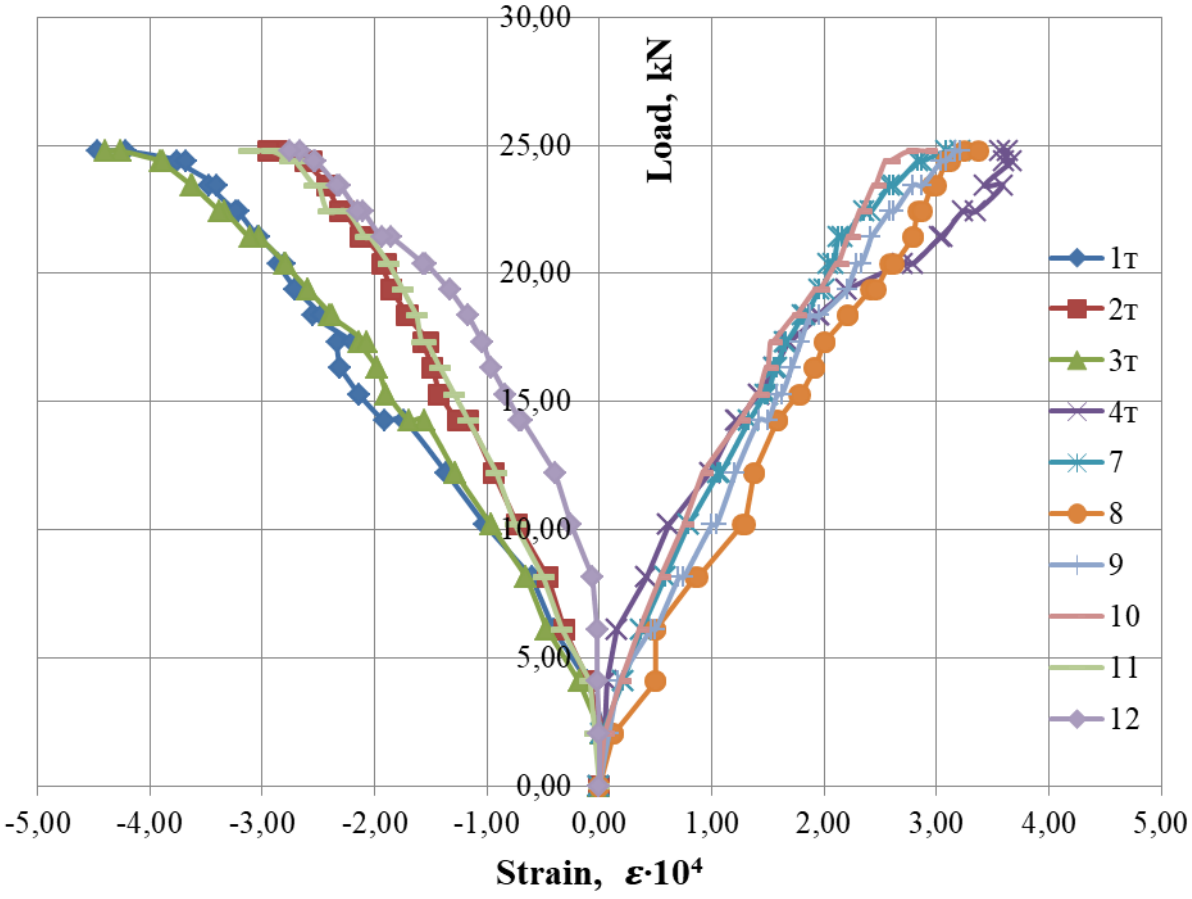


Рис. 2.20. Відносна деформація за показаннями індикаторів 7-12 та тензодатчиків 1т-4т

На основі показань індикаторів побудовано графіки залежності відносної деформації від навантаження у розтягнутій зоні консольної частини та графіки прогинів залізобетонної плити (рис. 2.21, 2.22).

Основні результати випробувань при навантаженні плити у консольній частині наведені в табл. 2.3.

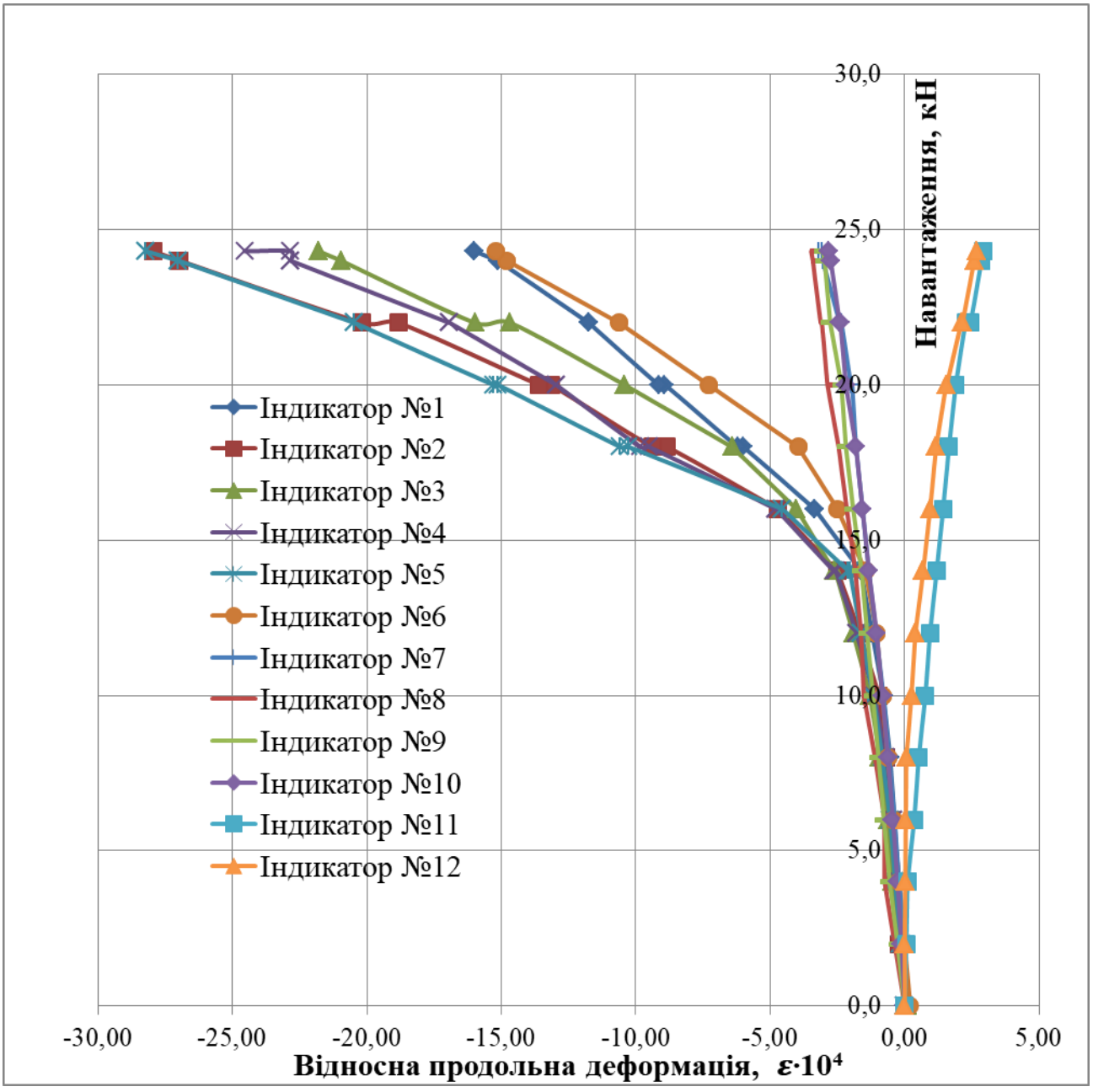


Рис. 2.21. Відносна деформація за показниками індикаторів №1–12 для сталефібробетонної дорожньої плити у консольній частині

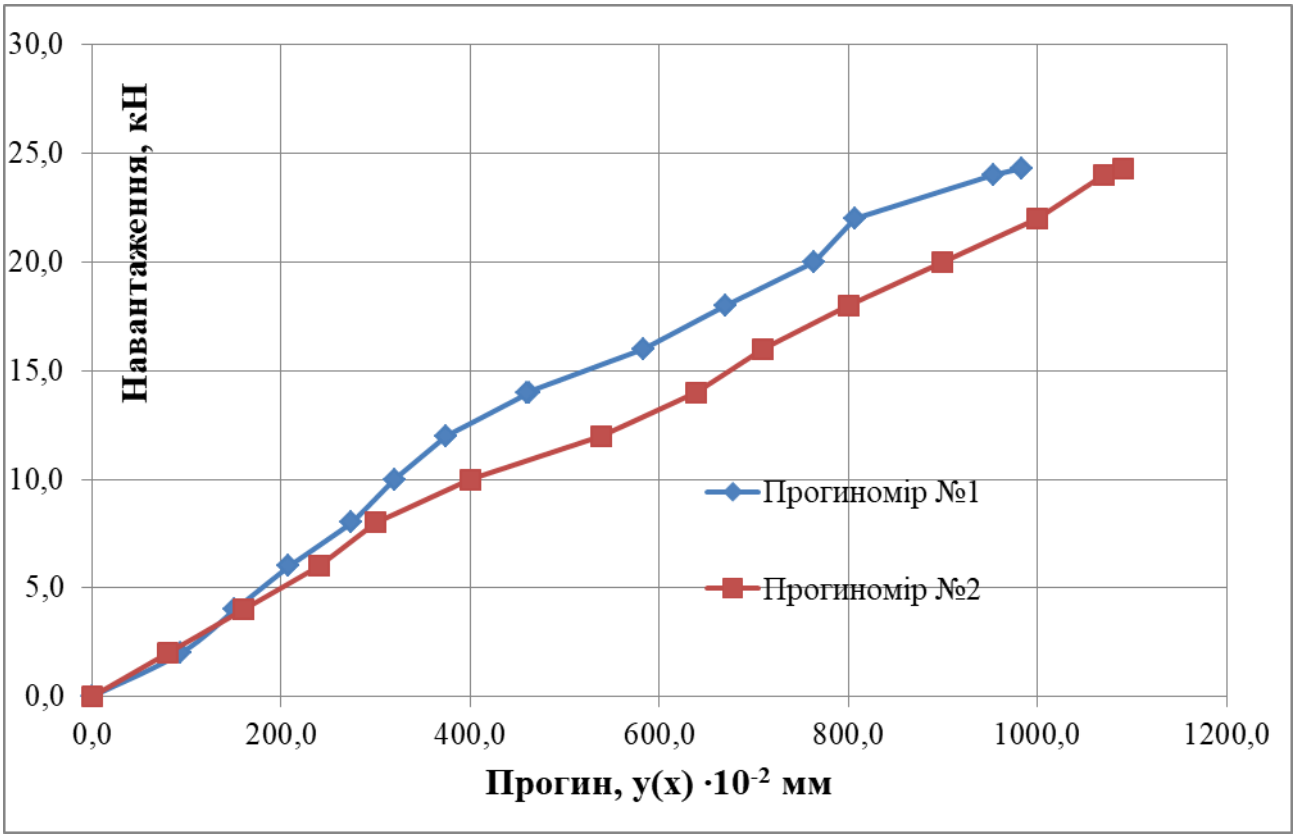


Рис. 2.22. Прогини для сталефібробетонної плити у консольній частині

Таблиця 2.3

Результати випробувань

Модель плити	Початок тріщиноутворення		Несуча здатність, кН	Граничний момент при руйнуванні, кНм
	Навантаження, кН	Момент, кНм		
Залізобетон	10,84	2,55	18,46	4,34
Фібробетон	14,00	3,29	24,30	5,71

2.4. Тріщиноутворення та тріщиностійкість

У процесі випробувань фіксувалася поява тріщин та характер їхнього розкриття. Вимірювання ширини розкриття тріщин в плитах проводилися за допомогою трубки Брюнеля в 2 етапи :

1) фіксування початкової ширини розкриття тріщин;

2) фіксування ширини розкриття тріщин після витримки.

Ціна поділки трубки Брюнеля становить 1 діл.= 0.1 мм.

Дорожні плити із залізобетону:

а) розташування бічних тріщин при навантаженні у прольотній частині плити відображено на рис. 2.23:

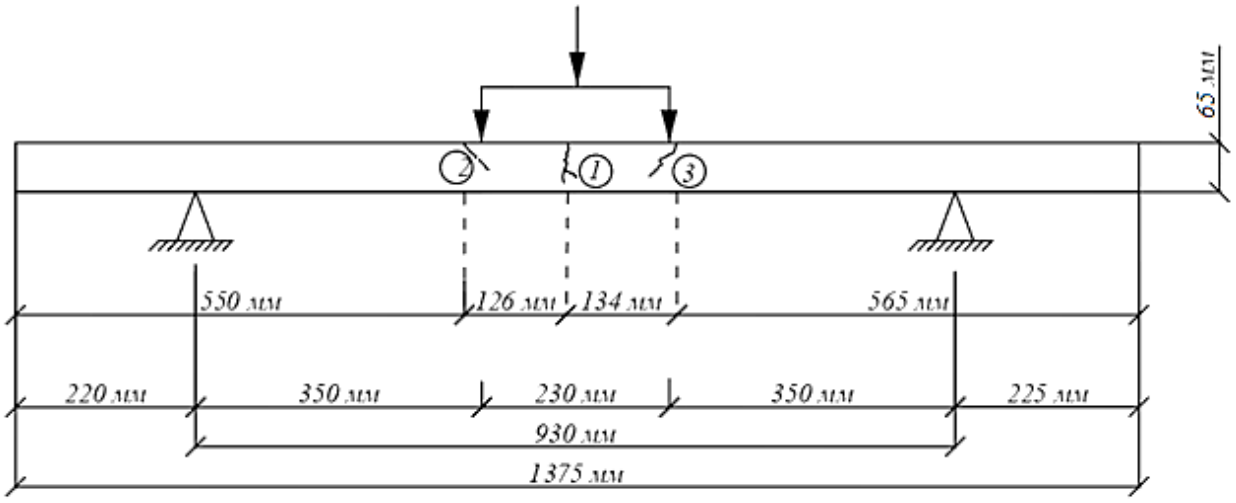


Рис. 2.23. Бічні тріщини при навантаженні у прольотній частині плити

Поперечні тріщини на нижній грані плити представлені на рис. 2.24:

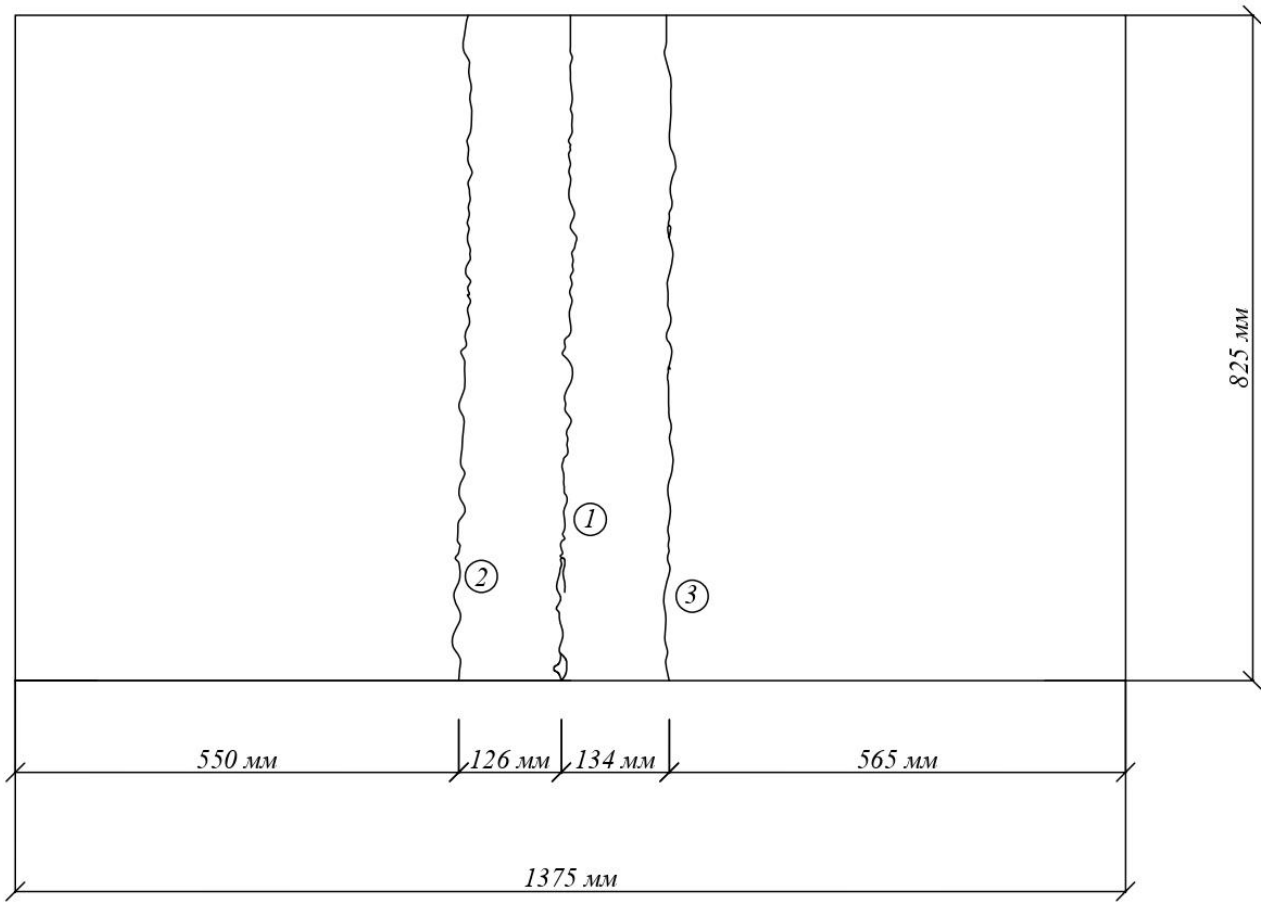


Рис. 2.24. Розташування поперечних тріщин на нижній грані плити

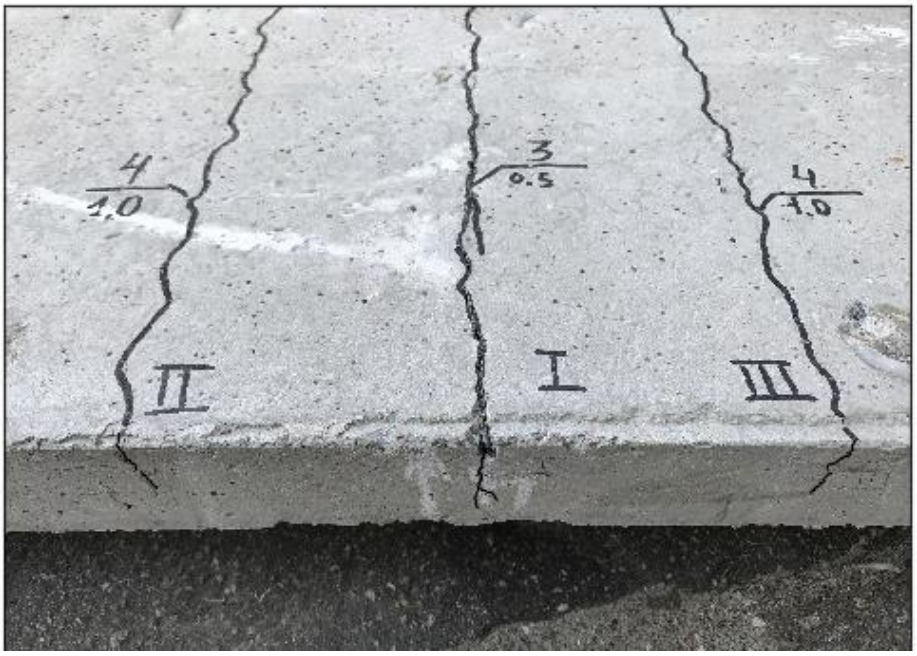


Рис. 2.25. Нумерація та ширина розкриття тріщин у залізобетонній плиті

Ширину розкриття тріщин у залізобетонній плиті при прольотній схемі навантаження наведено у табл. 2.4 (рис. 2.25).

Таблиця 2.4

Ширина розкриття тріщин у залізобетонній плиті (прольотна схема)

Ширина, мм	Тріщина №1	Тріщина №2	Тріщина №3
a_t	0,05	0,1	0,1

б) розташування тріщин при навантаженні у консольній частині плити відображено на рис. 2.26:

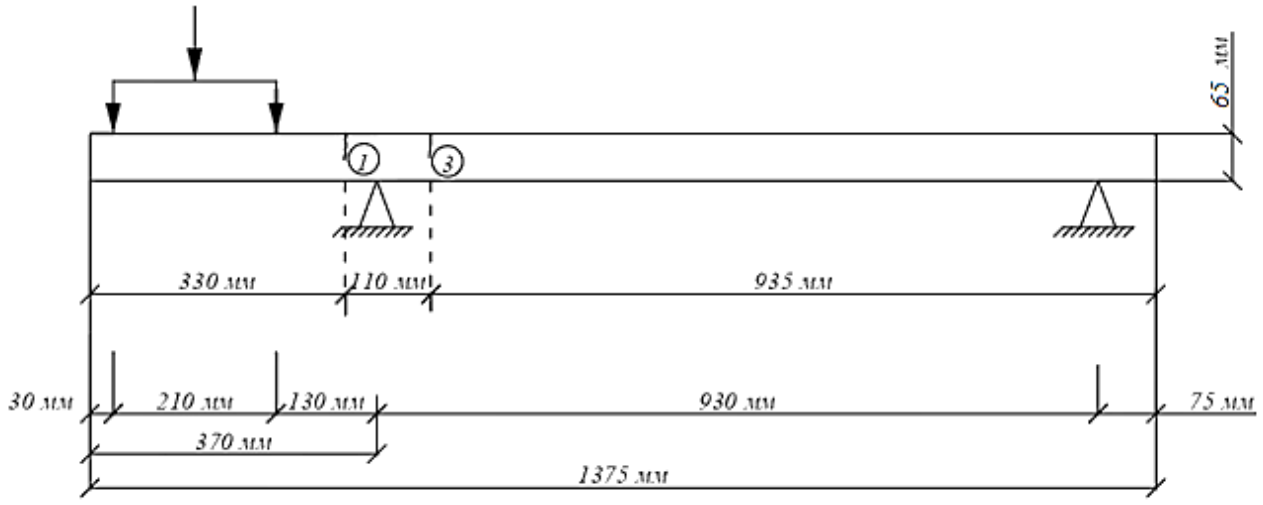


Рис. 2.26. Розташування тріщин при навантаженні у консольній частині

Схематичне розташування поперечних тріщин на верхній грані плити представлено на рис. 2.27:

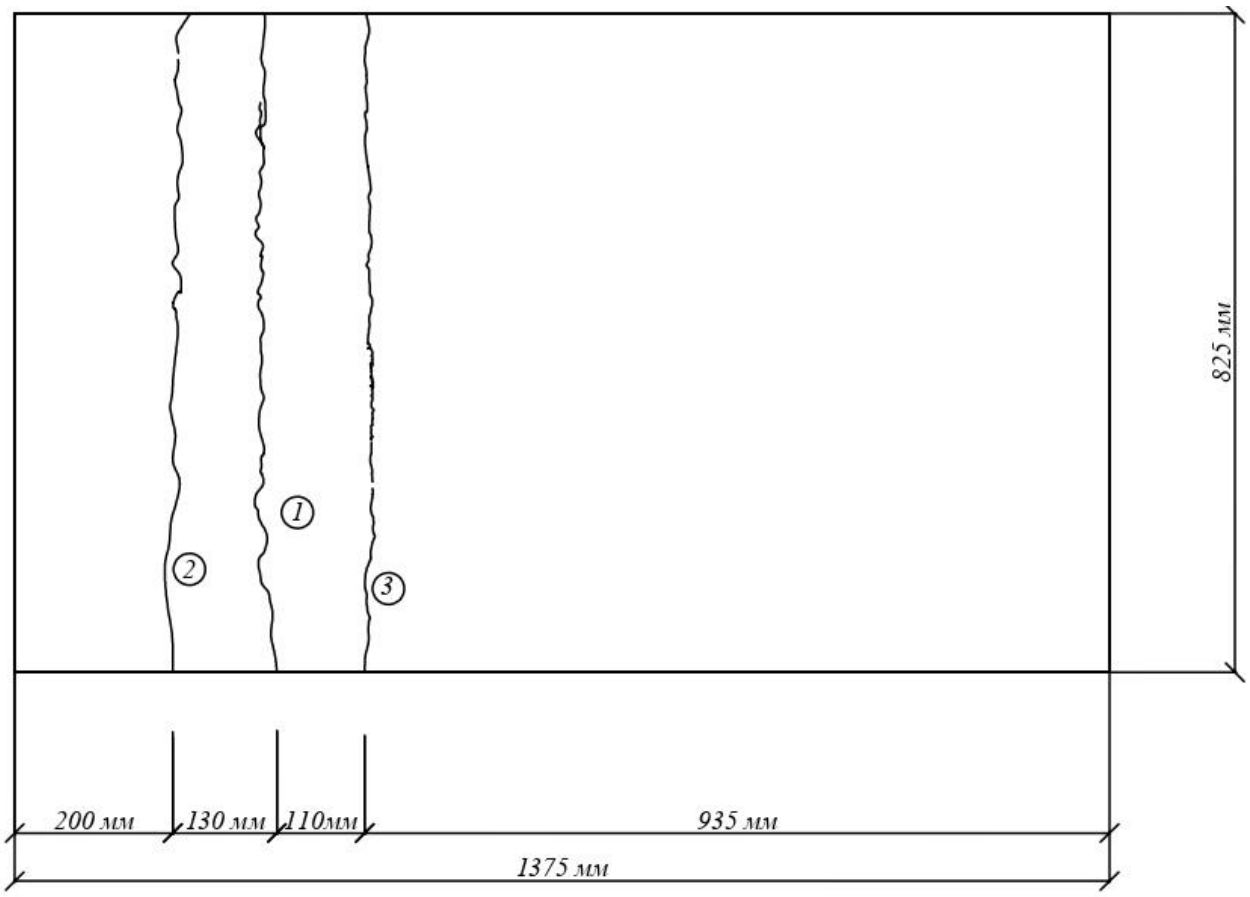


Рис. 2.27. Схематичне розташування поперечних тріщин на верхній грані

Розташування поперечних тріщин на верхній грані залізобетонної дорожньої плити відображено на рис. 2.28:

Рис. 2.28. Поперечні тріщини на верхній грані плити на консольній частині

Рис. 2.29. Ширина розкриття тріщин у залізобетонній плиті на консолі

Ширину розкриття тріщин у залізобетонній плиті при консольній схемі навантаження наведено у табл. 2.5 (рис. 2.29).

Таблиця 2.5

Ширина розкриття тріщин у залізобетонній плиті (консольна схема)

Ширина, мм	Тріщина №1	Тріщина №2	Тріщина №3
a_t	0,2	0,25	0,5

Дорожні плити зі сталефібробетону:

а) розташування бічних тріщин при навантаженні у прольотній частині плити відображено на рис. 2.30:

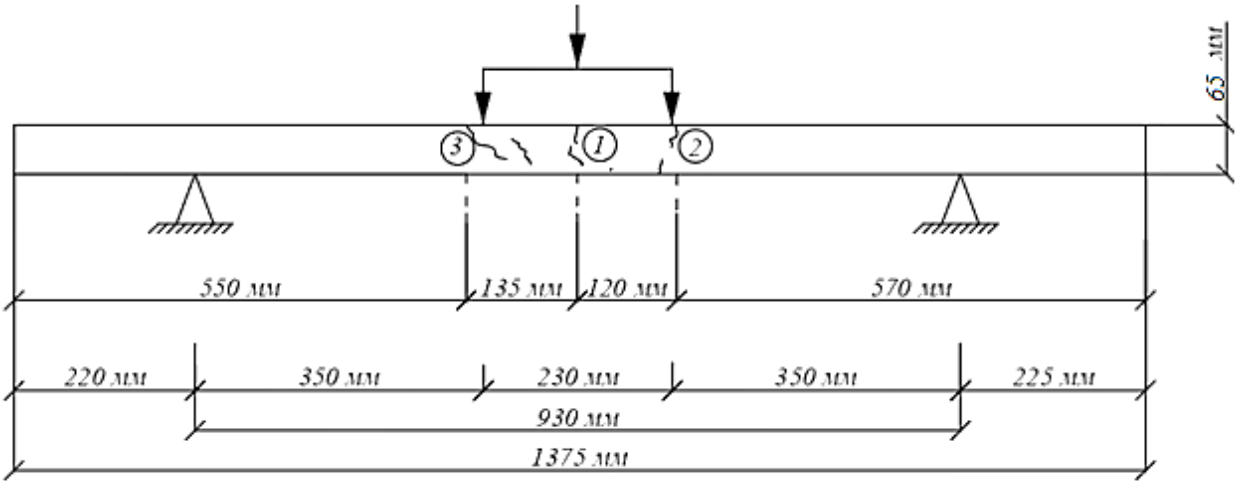


Рис.2.30. Розташування бічних тріщин сталефібробетонної плити у прольоті

Схематичне розташування поперечних тріщин на нижній грані плити представлено на рис. 2.31:

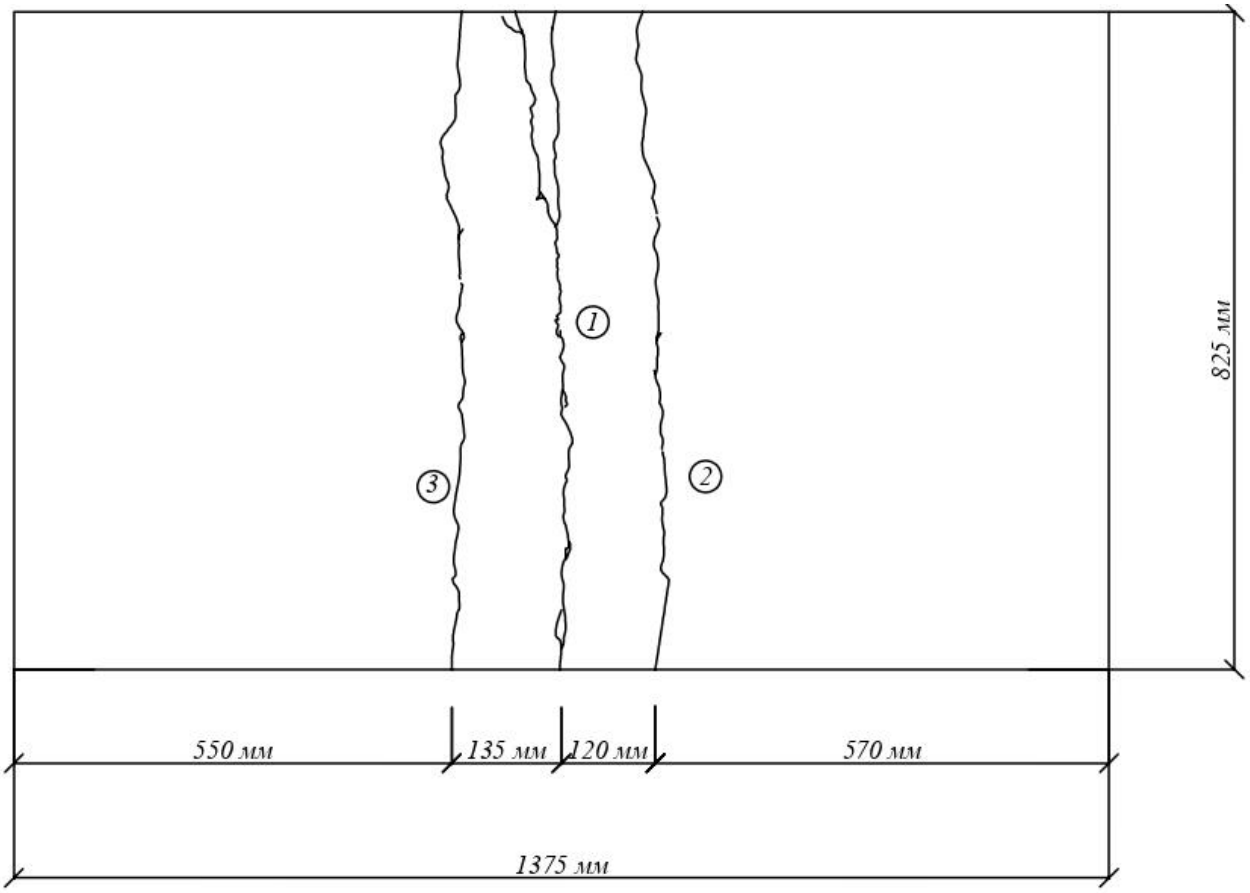


Рис.2.31. Схематичне розташування поперечних тріщин на нижній грані

Розташування поперечних тріщин на нижній грані сталефібробетонної плити представлено на рис. 2.32:

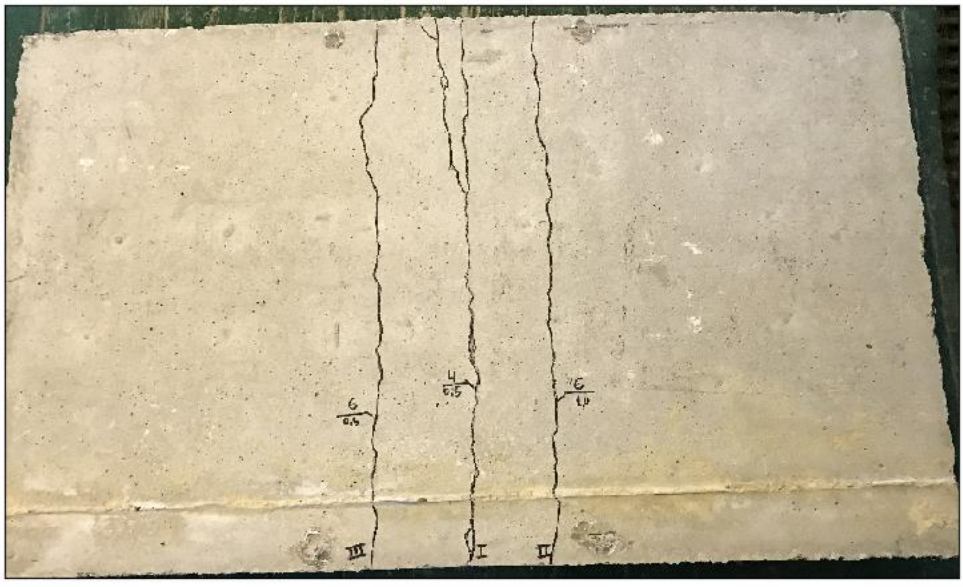


Рис. 2.32. Розташування поперечних тріщин на нижній грані плити

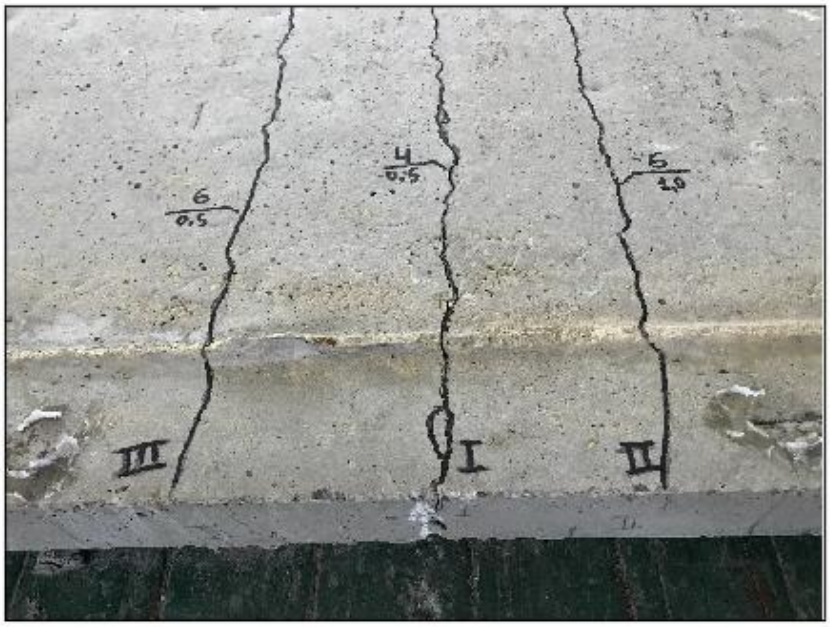


Рис. 2.33. Ширина розкриття тріщин у сталефібробетонній плиті у прольоті

Ширину розкриття тріщин у фібробетонній плиті при прольотній схемі навантаження наведено у табл. 2.6 (рис. 2.33).

Таблиця 2.6

Ширина розкриття тріщин у фібробетонній плиті (прольотна схема)

Ширина, мм	Тріщина №1	Тріщина №2	Тріщина №3
a_t	0,3	0,15	0,1

б) Бічні тріщини при навантаженні у консольній частині плити наведені на рис. 2.34:

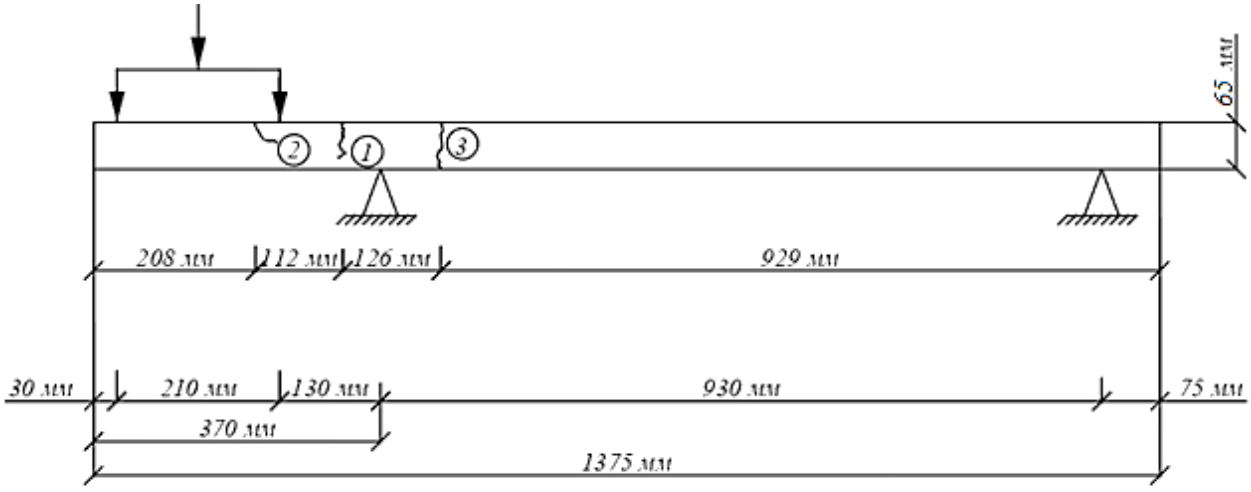


Рис. 2.34. Розташування бічних тріщин при навантаженні у прольоті

Схематичне зображення поперечні тріщин на верхній грані плити наведено на рис. 2.35:

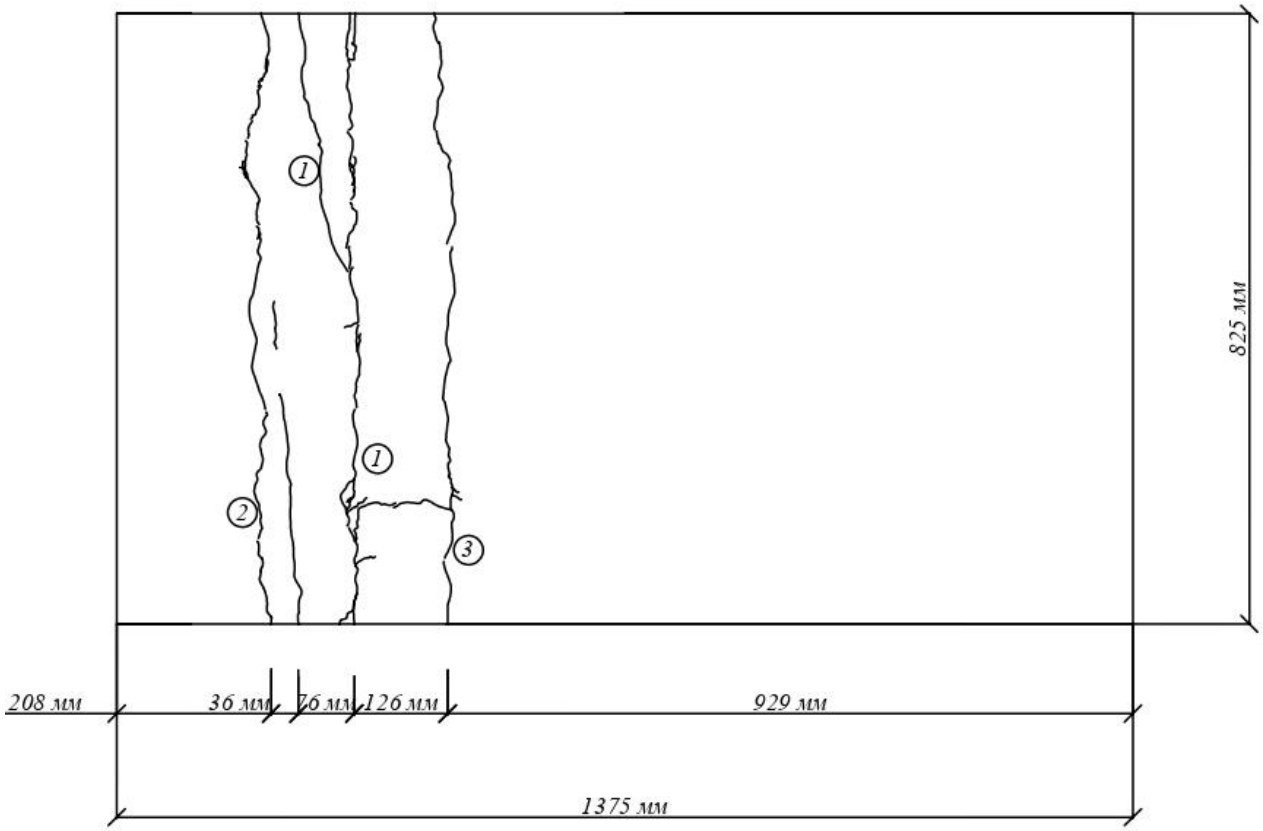


Рис. 2.35. Схематичне розташування поперечних тріщин на верхній грані

Розташування поперечних тріщин на верхній грані сталефібробетонної плити при консольному навантаженні представлено на рис. 2.36:

Рис. 2.36. Розташування поперечних тріщин на верхній грані плити

Рис. 2.37. Ширина розкриття тріщин у фібробетонній плиті на консолі

Ширину розкриття тріщин у фібробетонній плиті при консольній схемі навантаження наведено у табл. 2.7 (рис. 2.37).

Таблиця 2.7

Ширина розкриття тріщин у фібробетонній плиті (консольна схема)

Ширина, мм	Тріщина №1	Тріщина №2	Тріщина №3
a_t	0,05	0,05	0,05

Зупинимося більш докладно на процесі тріщиноутворення при пролітній схемі навантаження, оскільки такий характер навантаження діючі в Україні норми рекомендують для випробувань як дорожніх плит, так і аеродромних.

Перша тріщина у фібробетонній плиті утворювалася посередині прольоту плити при значенні навантаження 14,80 кН. У момент появи її ширина розкриття дорівнювала 0,05 мм. При навантаженні 18,09 кН була зафіксована друга тріщина із шириною розкриття 0,1 мм. Під час витримки на цій же ступені навантаження утворювалася третя тріщина із шириною розкриття 0,05 мм. Спочатку виміри ширини розкриття тріщин проводилися на бічних гранях, а потім — на нижній поверхні моделей плит. Усі тріщини утворювалися в зоні дії максимального згинального моменту. При максимальному навантаженні

27,96 кН зафіксована ширина розкриття центральної тріщини 0,3 мм. Максимальна ширина розкриття тріщин (0,3 мм) виявилася суттєво менше, чим при таких же випробуваннях плит без дисперсного армування, що пояснюється більш в'язкими властивостями сталефібробетону, що перешкоджають розкриттю тріщин.

У табл. 2.8 наведена послідовність утворення тріщин у залізобетонній і фібробетонній плитах при збільшенні навантаження, а в табл. 2.9 — ширина розкриття тріщин.

Таблиця 2.8

Послідовність утворення тріщин у плитах при збільшенні навантаження

№ ступені навантаження		Навантаження, кН		№ тріщини		Мінімальна висота стислої зони, см	
ЗБ плита	СФБ плита	ЗБ плита	СФБ плита	ЗБ плита	СФБ плита	ЗБ плита	СФБ плита
0	0	0,00	0,00				
1	1	4,03	4,84				
2	2	8,06	7,26				
3	3	12,10	12,10	1		18	
4	4	14,52	14,52	2, 3	1	10	22
5	5	16,94	16,13				
6	6	19,35	17,74		2, 3		15
7	7	21,77	19,35				
	8	13,00	20,97				
	9	14,00	22,58				
	10	15,00	24,19				
	11	16,00	25,81				
	12	17,99	27,42				

До появи першої тріщини прогин залізобетонної плити становить 19,6 % для залізобетонної плити і 11,0 % для фібробетонній плити від зафіксованих наприкінці випробувань.

Таблиця 2.9

Ширина розкриття тріщин при збільшенні навантаження

№ тріщини		Згинаючий момент, кНм		Початкова ширина розкриття, мм		Кінцева ширина розкриття, мм	
ЗБ плита	СФБ плита	ЗБ плита	СФБ плита	ЗБ плита	СФБ плита	ЗБ плита	СФБ плита
1	1	2,12	2,54	0,05	0,05	0,7	0,3
2	2	2,54	3,10	0,1	0,1	0,2	0,15
3	3	2,54	3,10	0,1	0,05	0,3	0,1

2.5. Комп’ютерне моделювання

З метою верифікації результатів експериментальних досліджень було виконано комп'ютерне моделювання та скінчено-елементний аналіз [76-78] досліджуваних плит у двох програмах — ПК ЛІРА-САПР [79-82] та SOFiSTiK [83-85].

2.5.1. Моделювання та розрахунок моделей дорожніх плит у ПК ЛІРА–САПР

Для розрахунку моделей дорожніх плит у ПК ЛІРА–САПР 2016 була прийнята розрахункова схема за трьома ступнями свободи — Z, UX, UY. Як основні невідомі прийняті наступні переміщення вузлів: Z — лінійне за віссю Z, UX — кутове навколо осі X, UY — кутове навколо осі Y.

1. Залізобетонна дорожня плита із прикладанням розподіленого навантаження у прольотній частині

Розрахунок прямокутної плити був проведений у програмному комплексі ЛІРА–САПР 2016 методом скінчених елементів. Проектування прямокутної

моделі дорожньої плити із залізобетону виконано на основі вимог ДСТУ Б.В.2.6–156:2010«Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [86]. Даний стандарт використовувався також у розрахунку залізобетонної дорожньої плити при консольному навантаженні.

Прямокутна плита була поділена на скінчено–елементну сітку уздовж першої осі (по довжині плити) — 24 ділянки, довжина кроку сітки на консолі становить 0,055 м, у прольотній частині — 0,058 м та другої осі (по ширині плити) — 15 ділянок довжиною 0,055 м. Для моделювання плити використовувався КЕ № 19 — чотирикутний скінчений елемент плити (пластина). Розрахункова схема моделі дорожньої плити із залізобетону представлена на рис. 2.38, а дискретна модель — на рис. 2.39.

Деякі результати, отримані в результаті розрахунку (прогини, згинальні моменти, напруження), наведені на рис. 2.40-2.45.

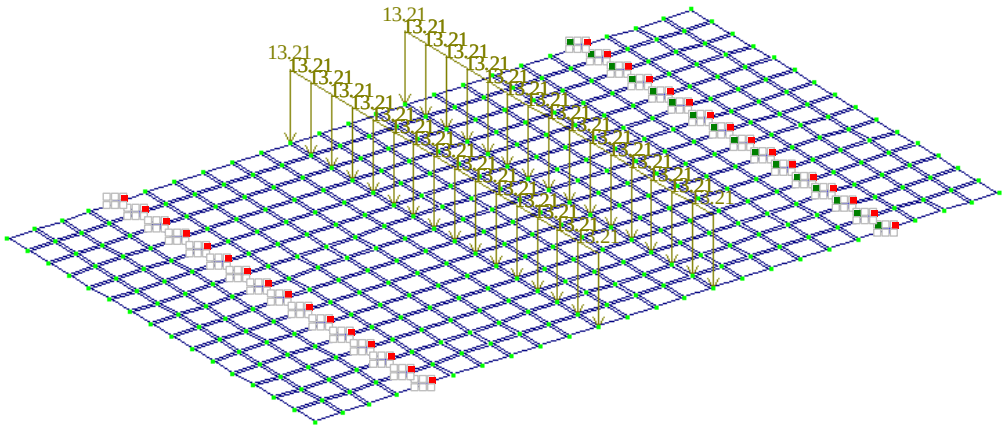


Рис. 2.38. Розрахункова схема моделі дорожньої плити із залізобетону із прикладанням навантаження у прольотній частині

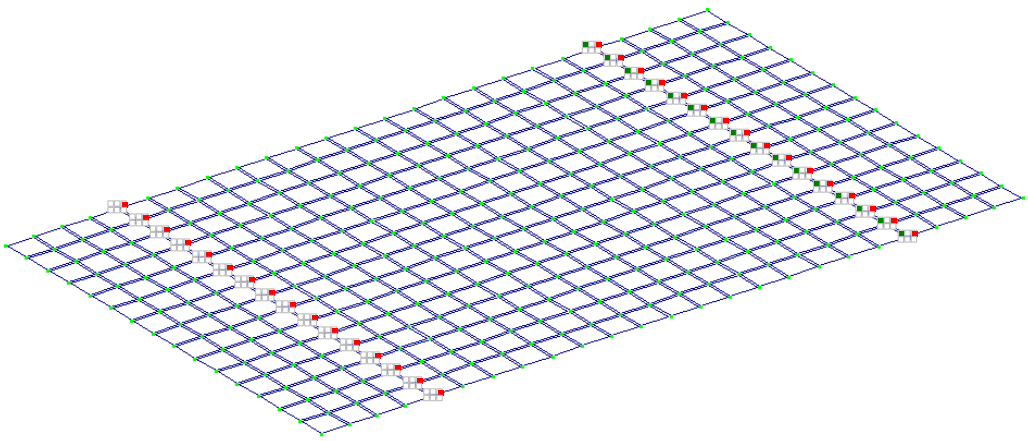


Рис. 2.39. Дискретна модель дорожньої плити із залізобетону

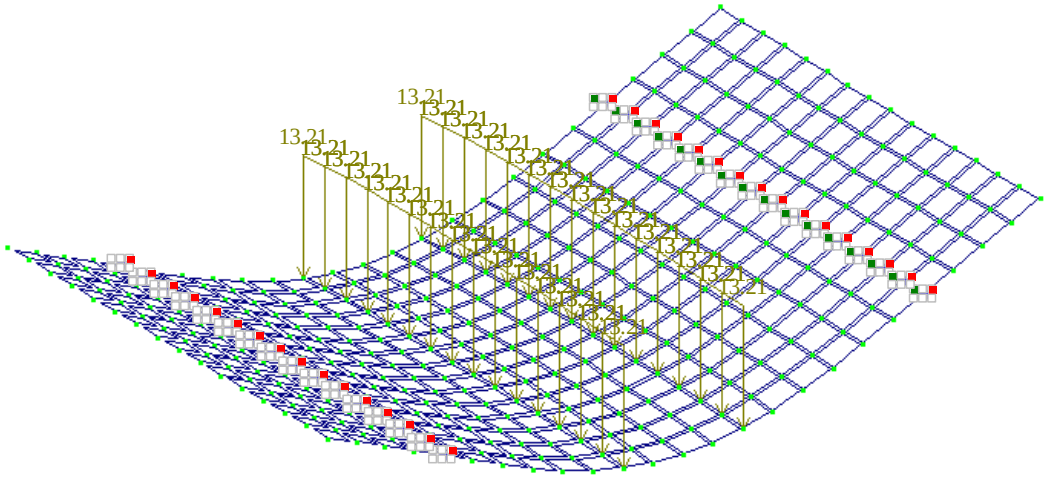


Рис. 2.40. Деформована схема моделі дорожньої плити із залізобетону при прольотному навантаженні

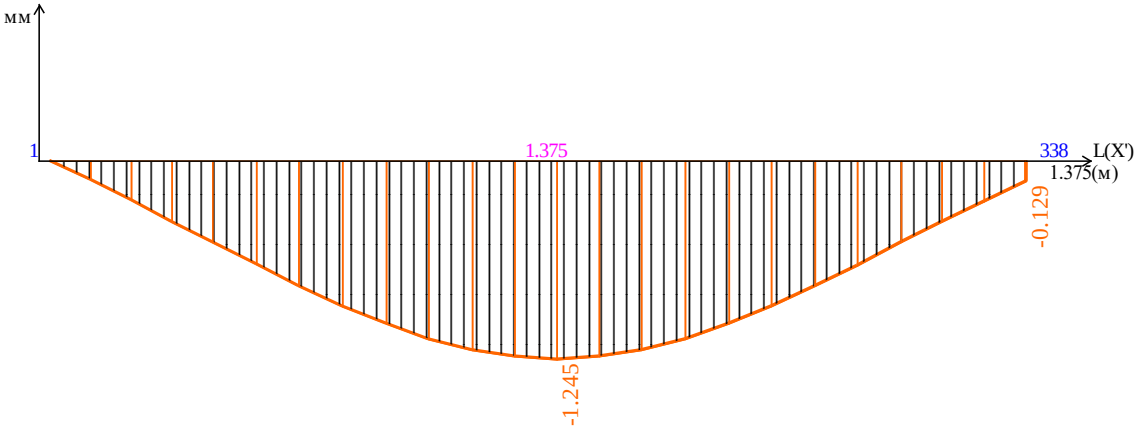


Рис. 2.41. Епюра прогинів за віссю Z моделі дорожньої плити із залізобетону із прикладанням навантаження у прольотній частині, мм

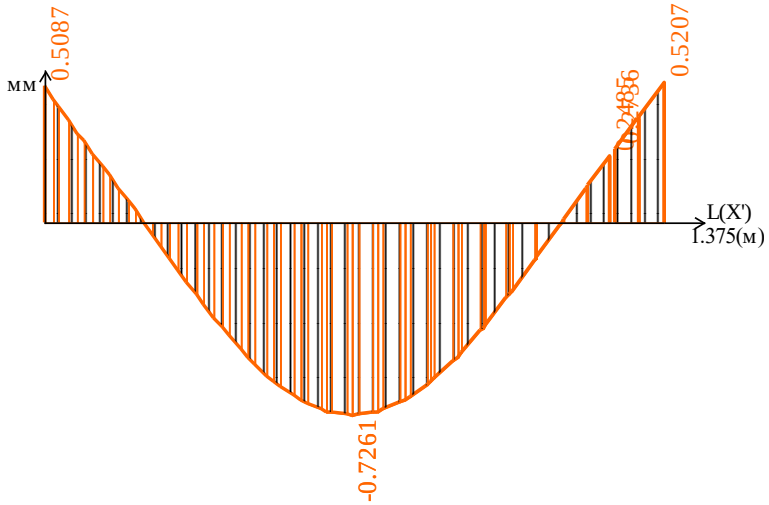


Рис. 2.42. Епюра переміщень за віссю Z моделі дорожньої плити із залізобетону із прикладанням навантаження у прольотній частині, мм

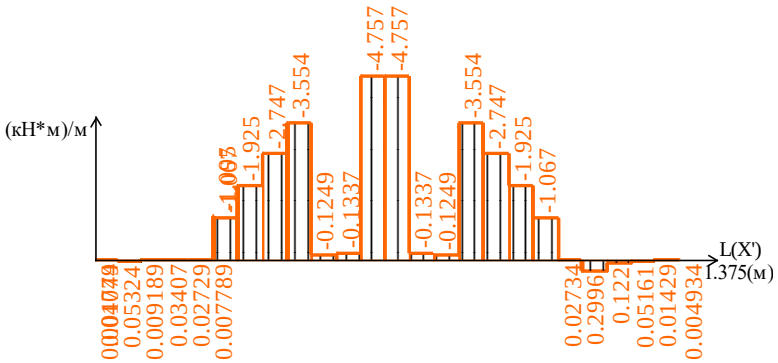


Рис. 2.43. Епюра згинальних моментів M_x дорожньої плити із залізобетону із прикладанням розподіленого навантаження у прольотній частині, кНм

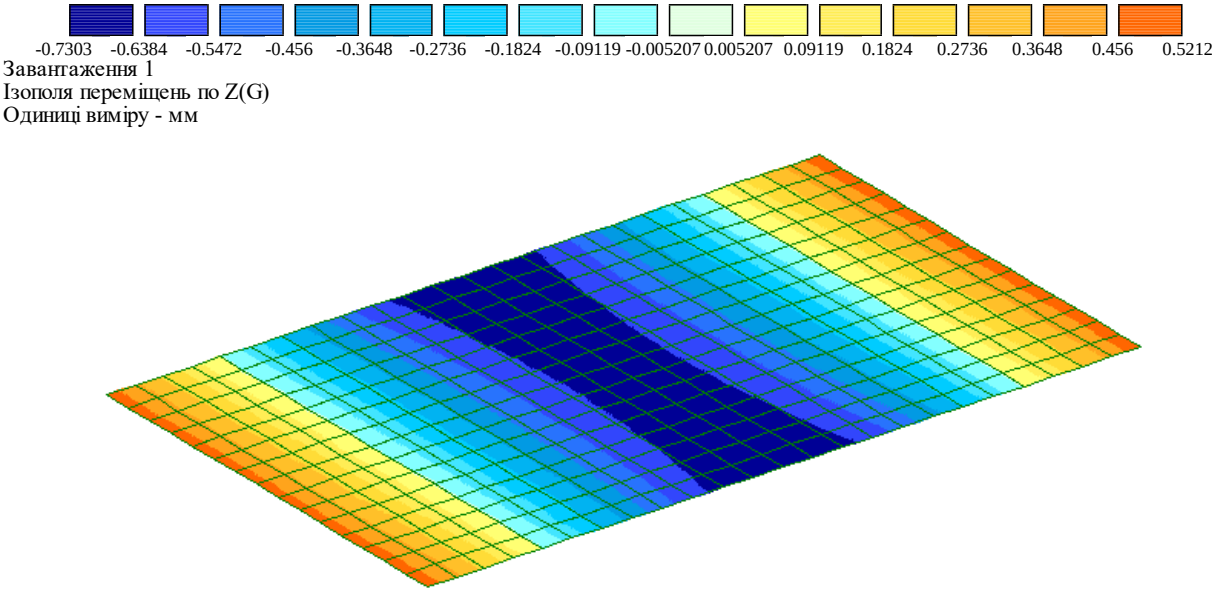


Рис. 2.44. Ізополя переміщень за віссю Z моделі дорожньої плити із залізобетону із прикладанням навантаження у прольотній частині, мм

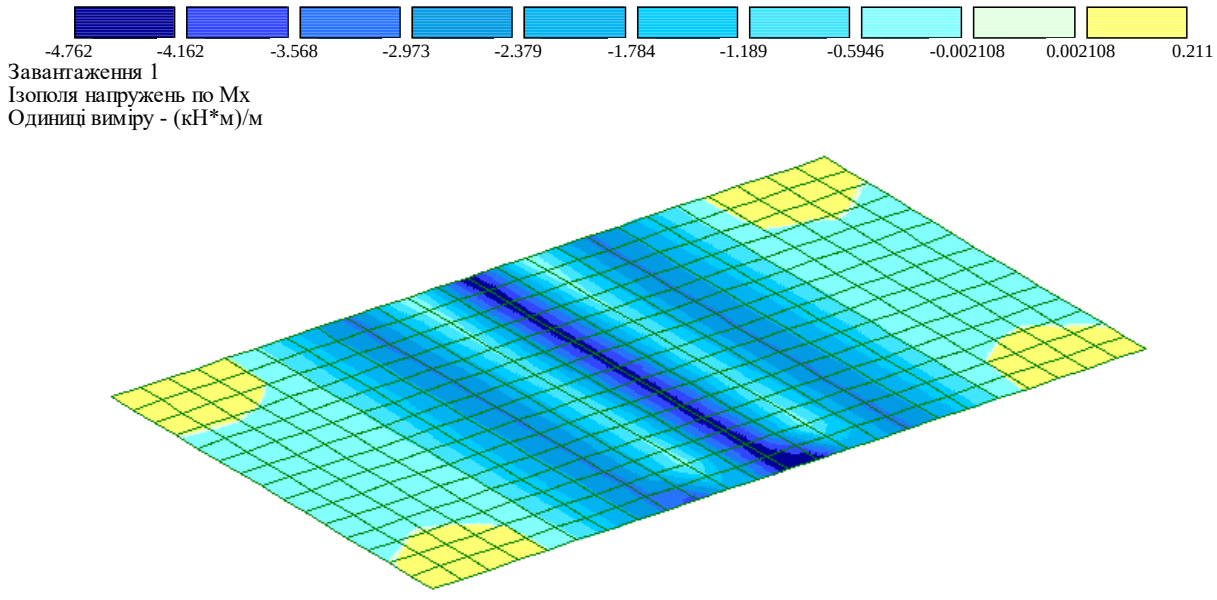


Рис. 2.45. Ізополя напружень дорожньої плити із залізобетону із прикладанням розподіленого навантаження у прольотній частині, кНм

2. Залізобетонна дорожня плита із прикладанням розподіленого навантаження у консольній частині

Прямокутна плита була поділена на скінчено–елементну сітку уздовж першої осі (по довжині плити) — 46 ділянок, довжина кроку сітки становить 0,03 м та другої осі (по ширині плити) — 28 ділянок довжиною 0,029 м. Для моделювання плити використовувався КЕ № 19 — чотирикутний скінчений елемент плити (пластина). Розрахункова схема моделі дорожньої плити із залізобетону представлена на рис. 2.46, а дискретна модель — на рис. 2.47.

Деякі результати, отримані в результаті розрахунку (прогини, згинальні моменти, напруження), наведені на рис. 2.48-2.52.

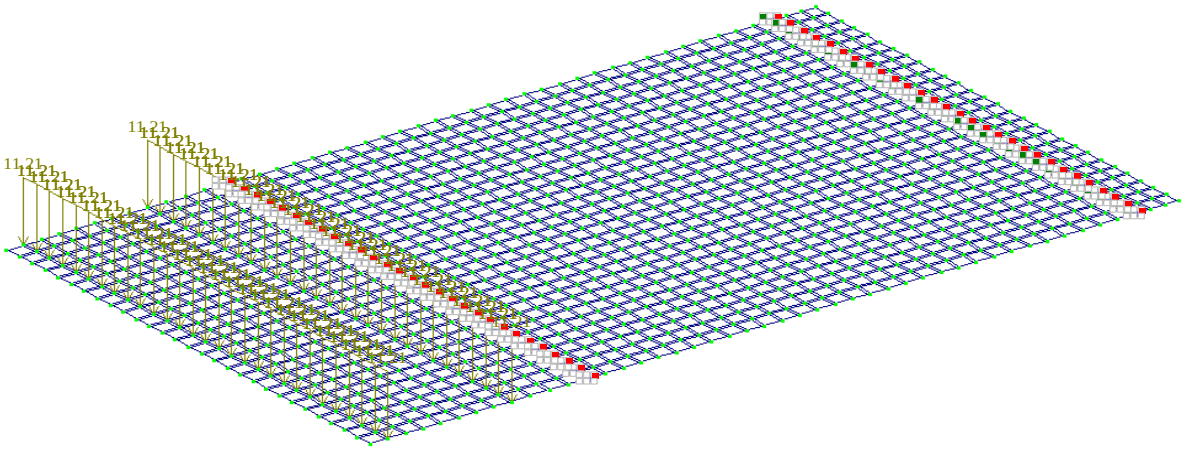


Рис. 2.46. Розрахункова схема моделі дорожньої плити із залізобетону із прикладанням навантаження у консольній частині

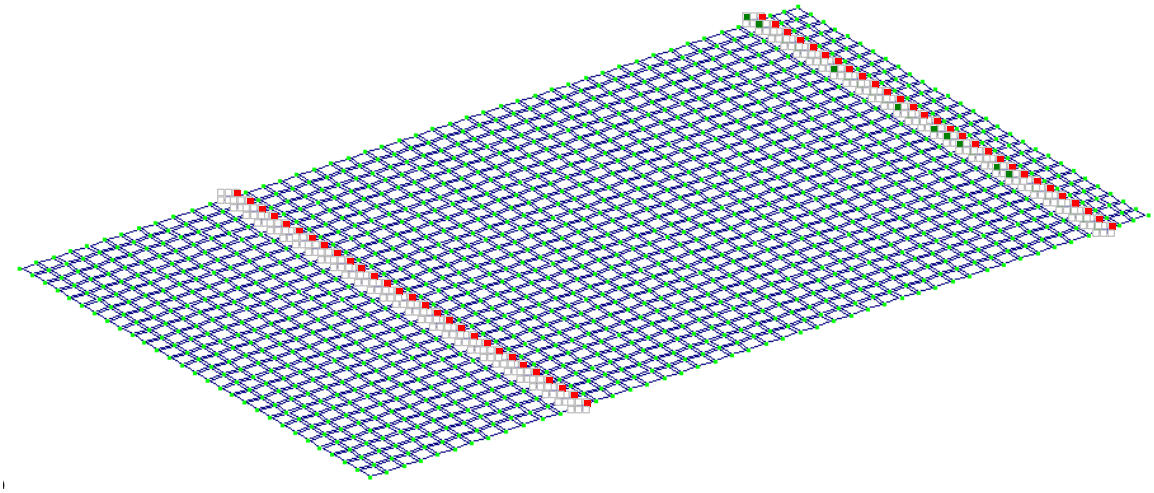


Рис. 2.47. Дискретна модель дорожньої плити із залізобетону

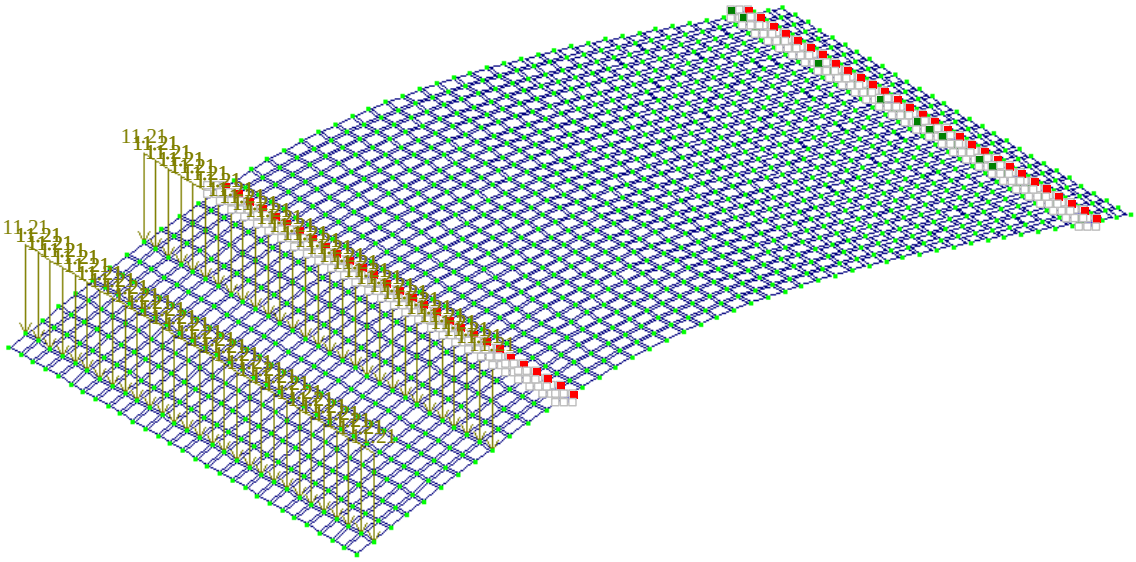


Рис. 2.48. Деформована схема дорожньої плити із залізобетону при консольному навантаженні

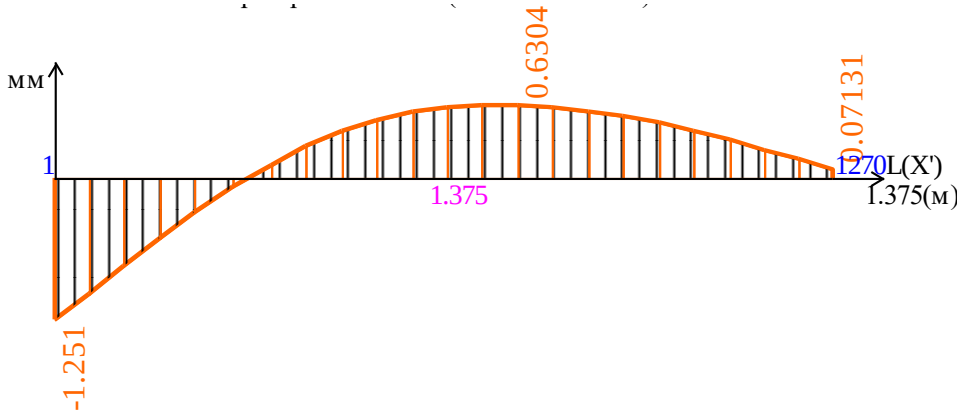


Рис. 2.49. Епюра прогинів за віссю Z моделі дорожньої плити із залізобетону із прикладанням навантаження у консольній частині, мм

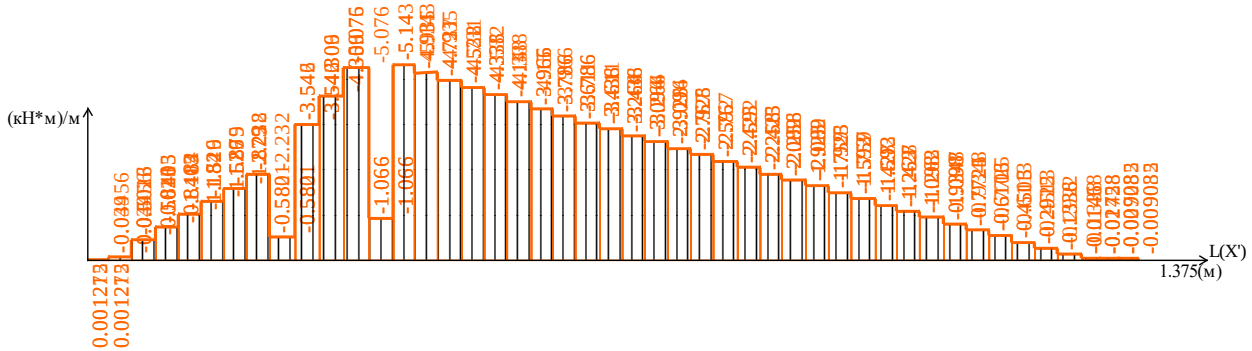


Рис. 2.50. Епюра згинальних моментів M_x моделі дорожньої плити із залізобетону із прикладанням розподіленого навантаження у консольній частині, кНм

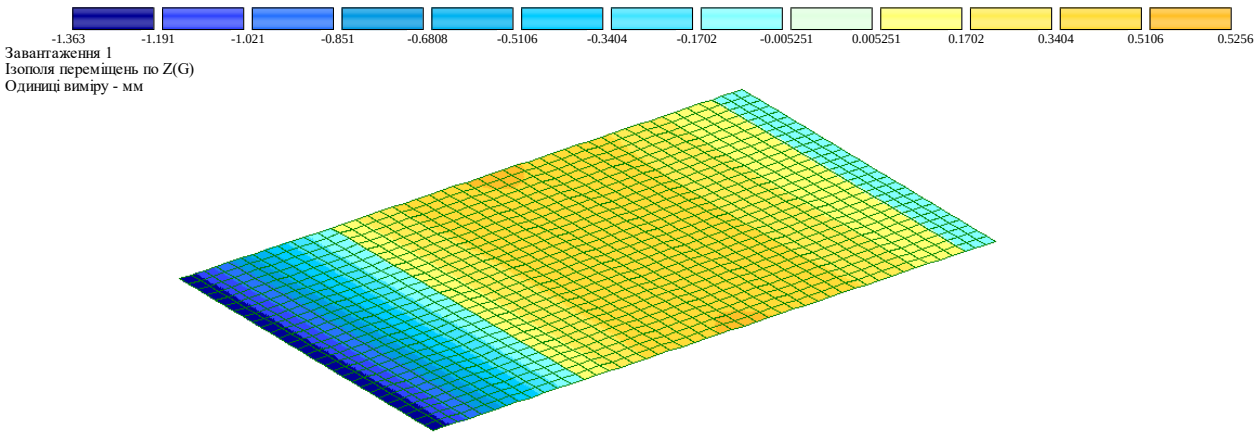


Рис. 2.51. Ізополя переміщень за віссю Z моделі дорожньої плити із залізобетону із прикладанням навантаження у консольній частині, мм

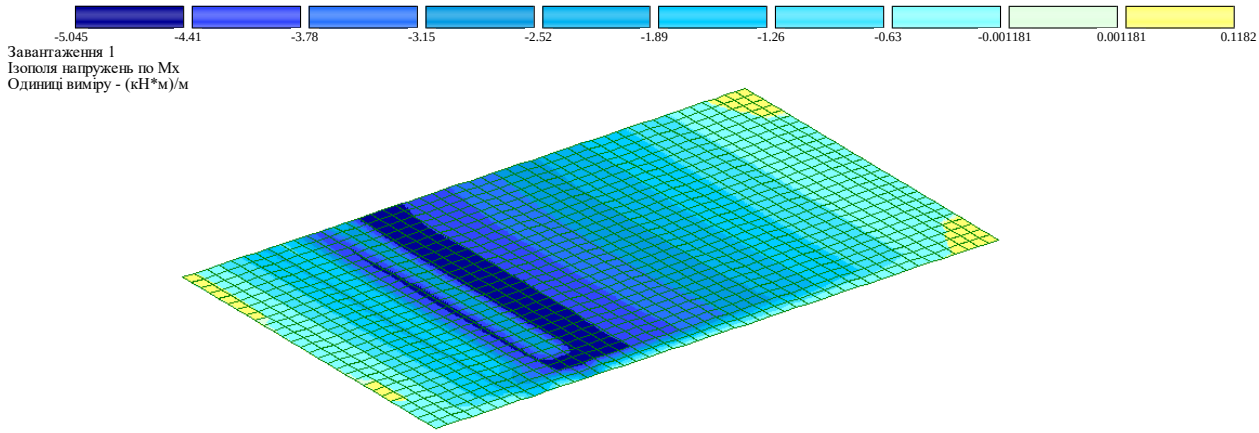


Рис. 2.52. Ізополя напружень за згинальними моментами дорожньої плити із залізобетону із прикладанням розподіленого навантаження у консольній частині, кНм

3. Сталефібробетонна дорожня плита із прикладанням розподіленого навантаження у прольотній частині

Розрахунок прямокутної плити був проведений у програмному комплексі ЛІРА–САПР 2016 методом скінчених елементів. Проектування прямокутної моделі дорожньої плити із сталефібробетону виконано на основі вимог ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [12]. Даний стандарт використовувався також у розрахунку сталефібробетонної дорожньої плити при консольному навантаженні.

Прямокутна плита була поділена на скінчено–елементну сітку уздовж першої осі (по довжині плити) — 24 ділянки, довжина кроку сітки на консолі становить 0,055 м, у прольотній частині — 0,058 м та другої осі (по ширині

плити) — 15 ділянок довжиною 0,055 м. Для моделювання плити використовувався КЕ № 19 — чотирикутний скінчений елемент плити (пластина). Розрахункова схема моделі дорожньої плити із сталефібробетону представлена на рис. 2.53, а дискретна модель — на рис. 2.54.

Деякі результати, отримані в результаті розрахунку (прогини, згинальні моменти, напруження), наведені на рис. 2.55-2.59.

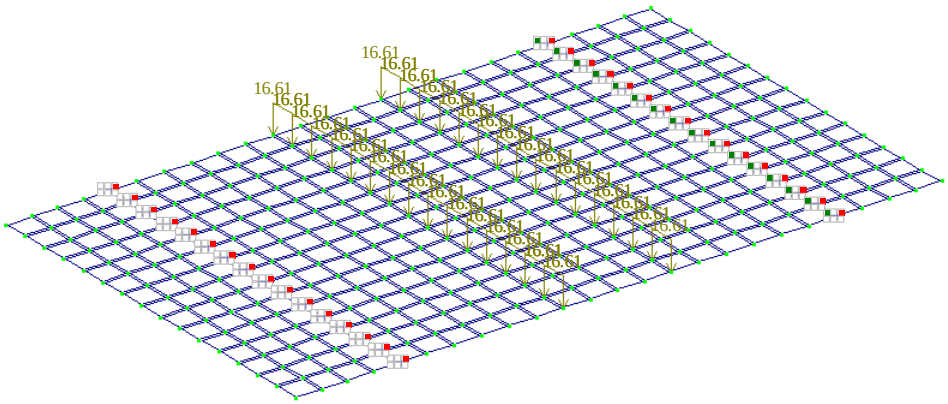


Рис. 2.53. Розрахункова схема моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням навантаження у прольотній частині

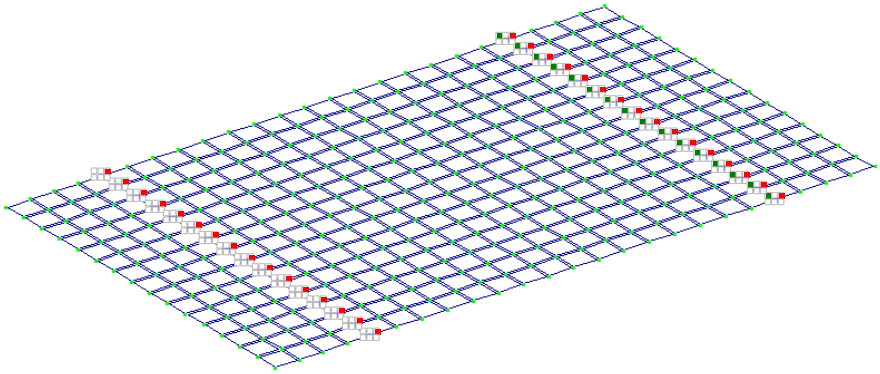


Рис. 2.54. Дискретна модель дорожньої плити із сталефібробетону

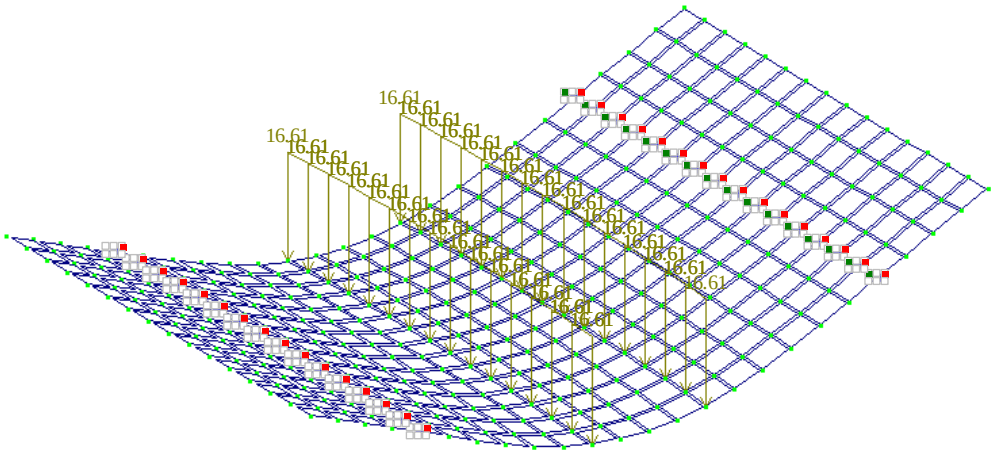


Рис. 2.55. Деформована схема моделі дорожньої плити із сталефібробетону при прольотному навантаженні

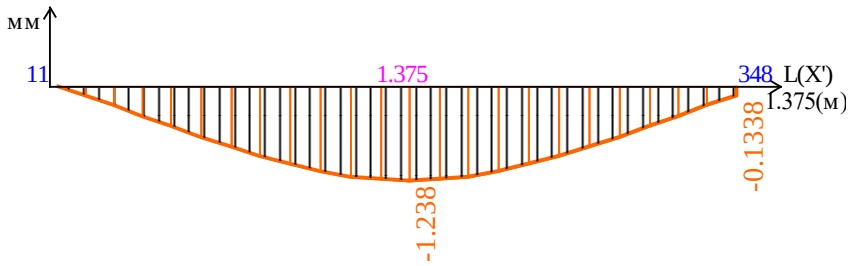


Рис. 2.56. Епюра прогинів за віссю Z моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням навантаження у прольотній частині, мм

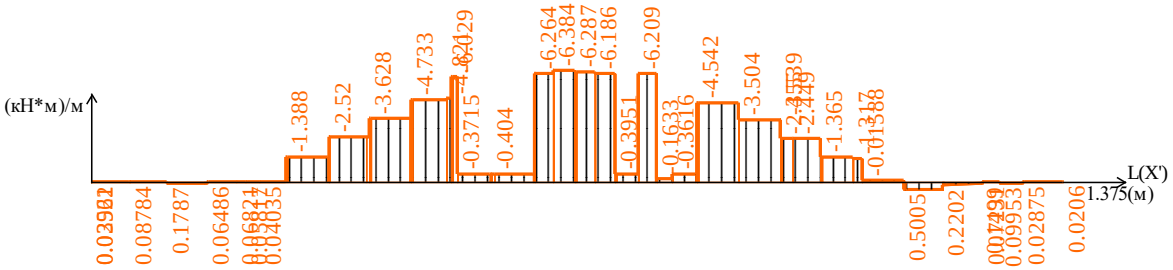


Рис. 2.57. Епюра згинальних моментів M_x моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням розподіленого навантаження у прольотній частині, кНм

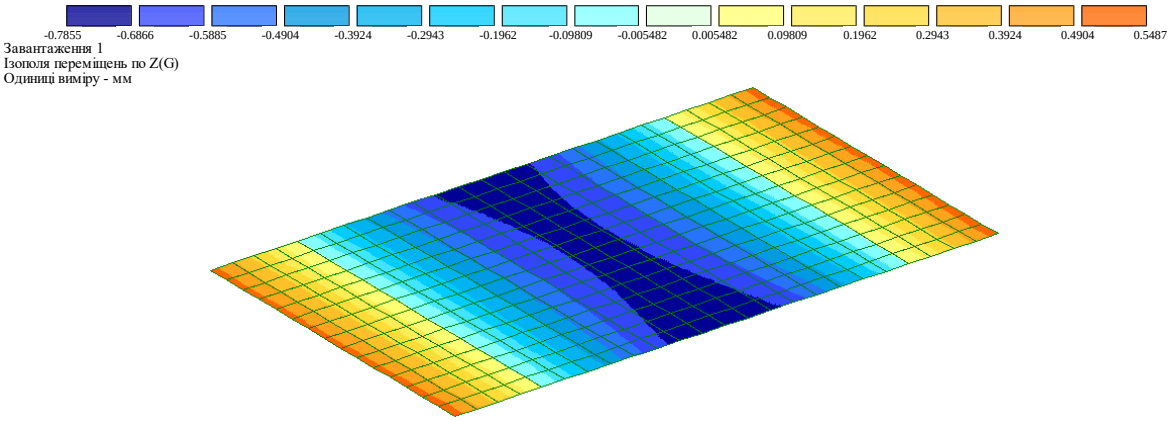


Рис. 2.58. Ізополя переміщень за віссю Z моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням навантаження у прольотній частині, мм

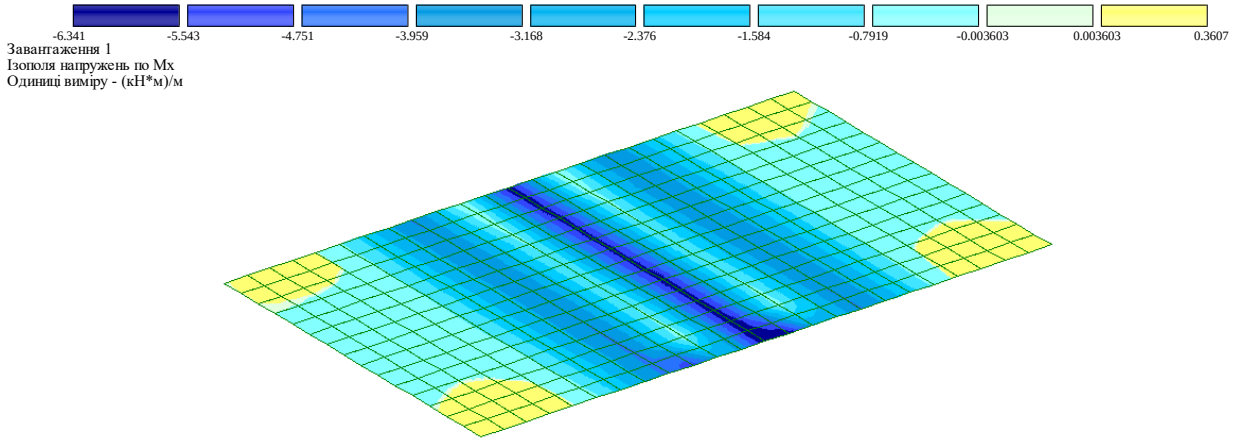


Рис. 2.59. Ізополя напружень за згинальними моментами M_x моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням розподіленого навантаження у прольотній частині, кНм

4. Сталефібробетонна дорожня плита із прикладанням розподіленого навантаження у консольній частині

Прямокутна плита була поділена на скінчено–елементну сітку уздовж першої осі (по довжині плити) — 46 ділянок, довжина кроку сітки становить 0,03 м та другої осі (по ширині плити) — 28 ділянок довжиною 0,029 м. Для моделювання плити використовувався КЕ № 19 — чотирикутний скінчений елемент плити (пластина). Розрахункова схема моделі дорожньої плити із сталефібробетону представлена на рис. 2.60, а дискретна модель — на рис. 2.61. Деякі результати, отримані в результаті розрахунку (прогини, згинальні моменти, напруження), наведені на рис. 2.62-2.66.

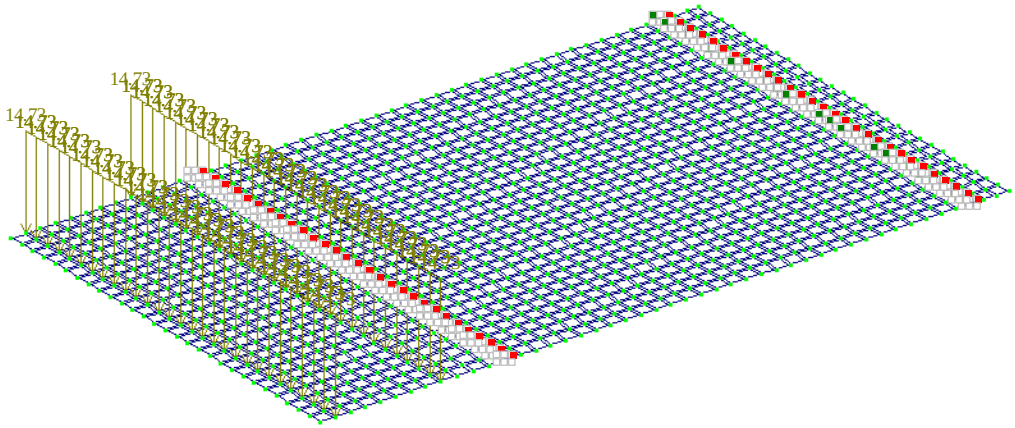


Рис. 2.60. Розрахункова схема моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням навантаження у консольній частині

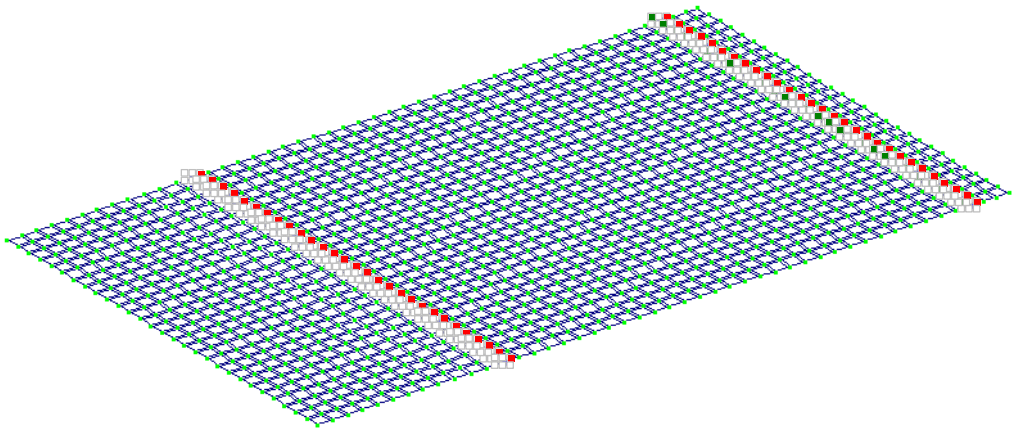


Рис. 2.61. Дискретна модель дорожньої плити із сталефібробетону

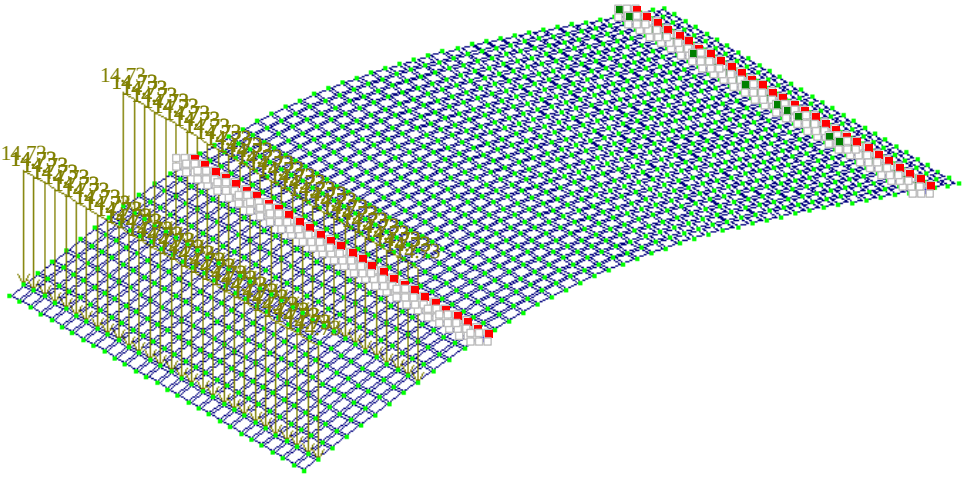


Рис. 2.62. Деформована схема дорожньої плити із сталефібробетону при консольному навантаженні

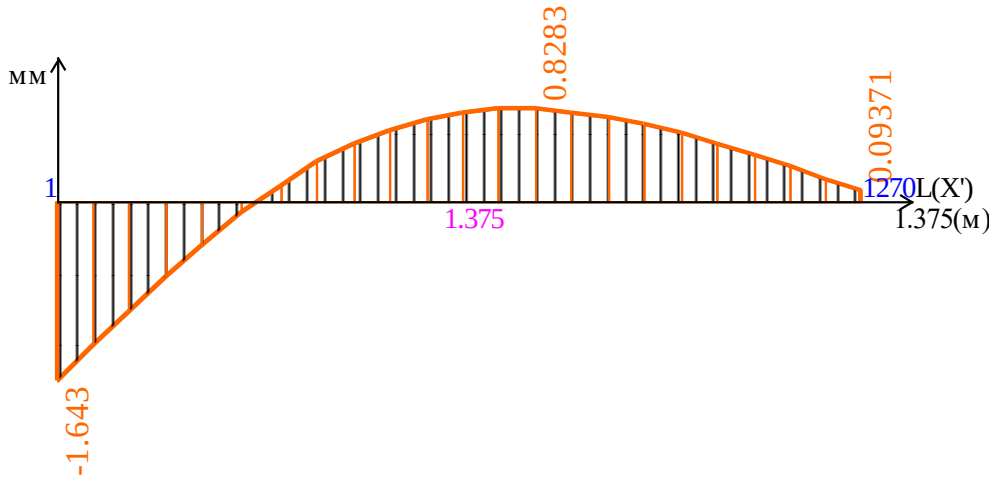


Рис. 2.63. Епюра прогинів за віссю Z моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням навантаження у консольній частині, мм

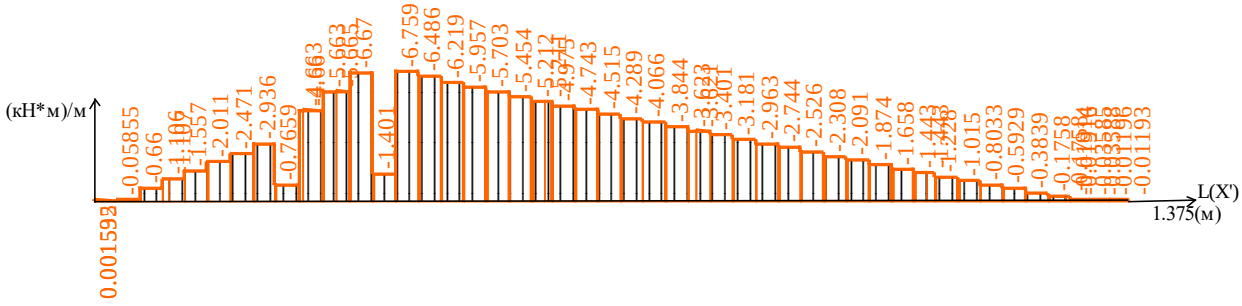


Рис. 2.64. Епюра згинальних моментів M_x моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням розподіленого навантаження у консольній частині, кНм

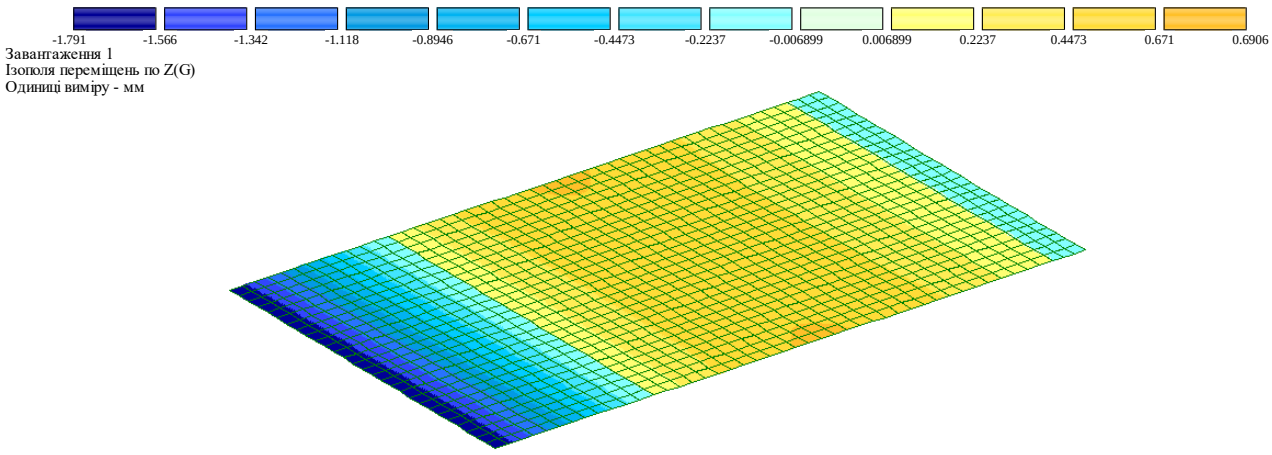


Рис. 2.65. Ізополя переміщень за віссю Z моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням навантаження у консольній частині, мм

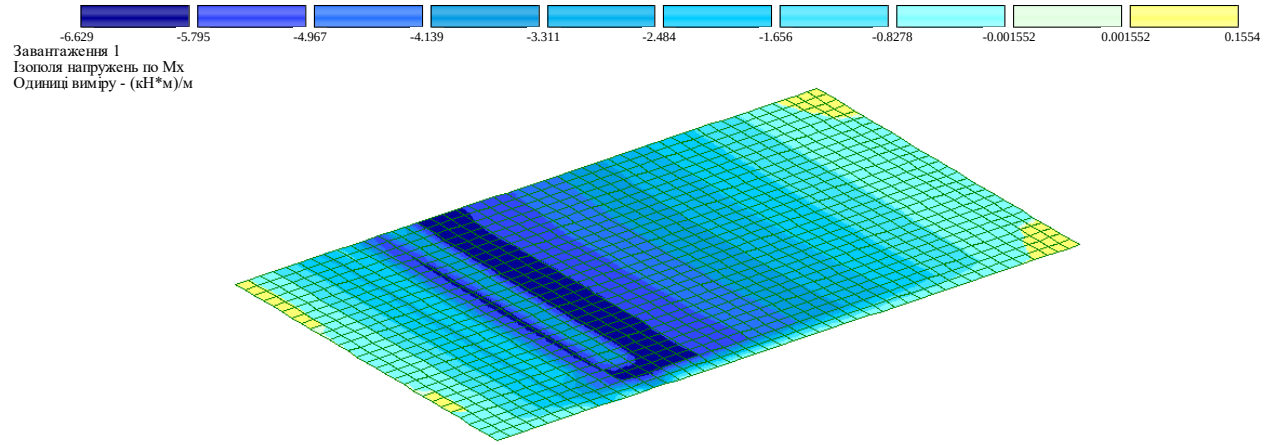


Рис. 2.66. Ізополя напружень за згинальними моментами M_x моделі дорожньої плити із сталефібробетону із прикладанням розподіленого навантаження у консольній частині, кНм

2.5.2. Моделювання та розрахунок моделей дорожніх плит у програмі SOFiSTiK

Параметри побудови скінчено-елементної сітки в програмі SOFiSTiK при моделюванні та розрахунку всіх розглянутих плит встановлювалися автоматично.

Розрахункові схеми — прогонова та консольна — показані на рис. 2.67 та 2.68 відповідно. Результати розрахунку в SOFiSTiK (напруження, деформації, епюри внутрішніх силових факторів) графічно видаються дещо своєрідно, із зазначенням безлічі числових значень, показаних безпосередньо на схемі конструкції.

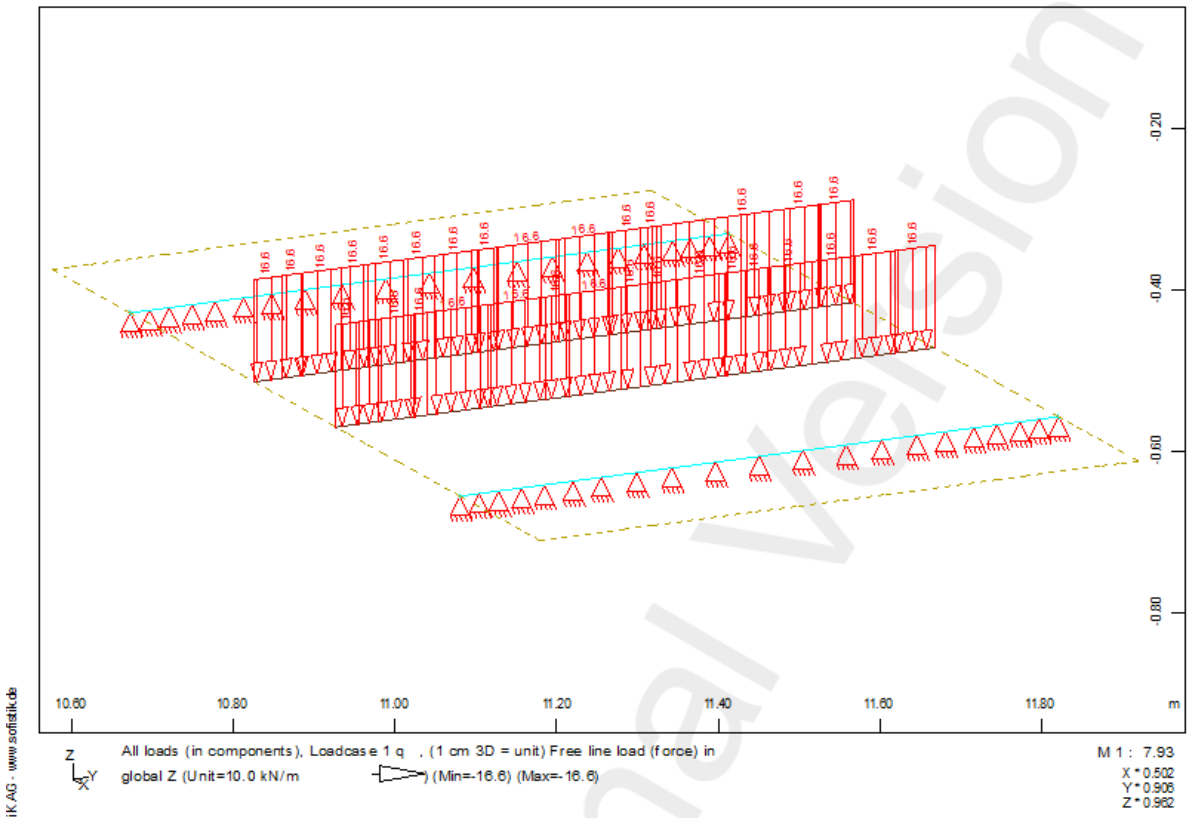


Рис. 2.67. Розрахункова схема плити при прогоновому навантаженні

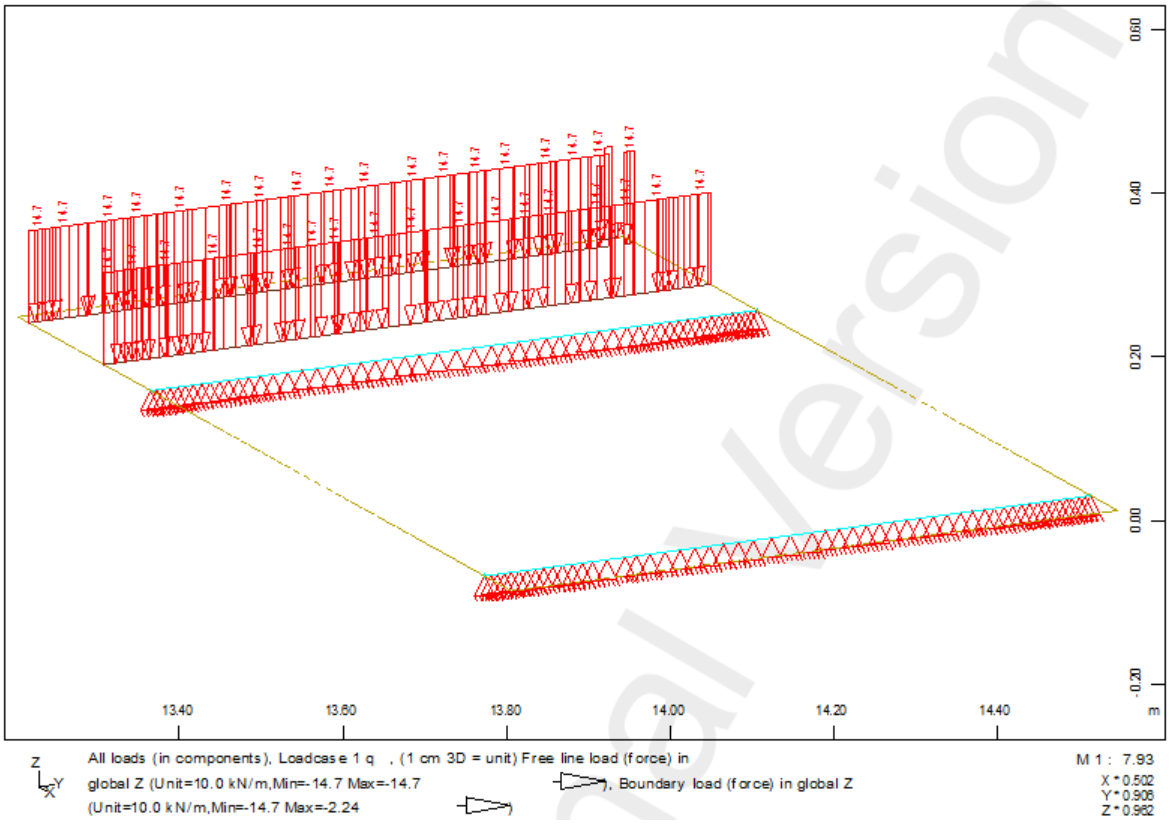


Рис. 2.68. Розрахункова схема плити при консольному навантаженні

Всі отримані в SOFiSTiK результати розрахунку залізобетонної фібробетонної плити при прогонових та консольних схемах навантаження представлені в Додатку А.

2.6. Порівняльний аналіз отриманих результатів

У табл. 2.10, 2.11 наведено результати визначення максимального згинального моменту та прогину залізобетонних та фібробетонних плит, отримані експериментально, у двох програмних комплексах, а також теоретично: для залізобетонних плит — за методикою ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [65] та за методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В. [87], а для фібробетонних плит — за методикою ДСТУ Н.Б.В.2.6–78:2009 «Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій» [88] та за методикою ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [12].

Таблиця 2.10

Моделі дорожніх плит із залізобетону

		ЛІРА-САПР	SOFiSTiK	Експеримент	За методикою [87]	За методикою [65]
Прольотна частина	М, кНм	4.76	4.83	3.81	3.3	3.66
	Прогин, мм	0.73	0.742	3.7	-	-
Консольна частина	М, кНм	5.143	5.5	4.35	3.3	3.66
	Прогин, мм	1.36	1.38	9.1	-	-

Таблиця 2.11

Моделі дорожніх плит із сталефібробетону

		ЛІРА-САПР	SOFiSTiK	Експеримент	За методикою [88]	За методикою [12]
Прольотна частина	М, кНм	6.384	6.07	4.79	4.86	4.88
	Прогин, мм	0.775	0.752	8.8	-	-
Консольна частина	М, кНм	6.759	7.24	5.71	4.86	4.88
	Прогин, мм	1.785	1.46	11	-	-

2.7. Висновки за розділом

1. Несуча здатність жедезобетонної плити, визначена методом скінчених елементів, перевищила експериментально отримане значення у 1,25 раза (ПК ЛІРА-САПР) та у 1,26 раза (SOFiSTiK). Така сама закономірність спостерігається і для сталефібробетонної плити – в 1,33 та в 1,27 раза відповідно.

2. Експериментально отримані прогини, навпаки, перевищують розрахункові – у 6,5 рази для залізобетонної плити та у 6,2 рази – для фібробетонної.

3. Як випливає з наведених результатів, процес тріщиноутворення у фібробетонній плиті починається при більш високих навантаженнях, ніж у залізобетонній. Початкова ширина розкриття тріщин у плитах практично однакова, а кінцева ширина розкриття всіх тріщин у фібробетонній плиті суттєво нижча, ніж у залізобетонній.

4. Деформації в плитах із сталефібробетону при додатку навантаження в прогонової частини, як для стиснених, так і для розтягнутих волокон вище, ніж у залізобетонних плитах.

5. За наведеними результатами можна бачити, що на початкових стадіях застосування навантаження в прогонової частини плит прогини зростають за лінійною залежністю. Криві набувають нелійнійного характеру для аеродромних плит із залізобетону, коли навантаження досягає рівня 10÷25 кН, для сталефібробетонних плит – 15÷30 кН. У плитах із залізобетону нелінійність починається дещо раніше і виражена чіткіше.

6. Таким чином, проведені експериментальні дослідження свідчать про те, що дисперсне армування аеродромних плит сталевою фіброю призводить до їхньої вищої тріщиностійкості.

РОЗДІЛ 3
РОЗРАХУНОК ПЛИТ ЗА НОРМАЛЬНИМИ ПЕРЕРІЗАМИ

3.1. Загальні відомості

Плити та балки із залізобетону або сталефібробетону можуть бути як самостійними конструкціями, так і входити до складу складних конструкцій і споруд (ребристі плити, плити дорожнього покриття, підпірні стіни та ін.). На практиці у сучасному будівництві усі приведені вище конструкції піддаються вигину під дією певного навантаження. Як правило, балки і плити виконуються одиночним армуванням при розташуванні робочої арматури тільки в розтягнутій зоні конструкцій [87].

Одними з основних методів розрахунку залізобетонних та сталефібробетонних конструкцій, що найчастіше використовують у будівництві, є методи перерізів (нормальних, похилих, просторових) з урахуванням властивостей матеріалів.

За відповідним обґрунтуванням розрахунки виконують на основі:

–спеціально розроблених і виконаних теоретичних і (або) експериментальних досліджень на моделях;

– числового методу, який заснований на методі скінчених елементів;

– методів розрахунку на основі повного ймовірнісного розрахунку за наявності достатніх даних про мінливість основних факторів, які містять розрахункові залежності та відповідного обґрунтування точності розрахункового апарату

За методику розрахунку міцності плити приймають методику роботи простої залізобетонної балки на двох шарнірних опорах під впливом зовнішнього навантаження сили F. При зростанні навантаження в балці з'являються нормальні тріщини, розташовані в середній частині балки, а також похилі тріщини, розташовані ближче до опор. При поступовому наближенні навантаження до граничного, конструкція може руйнуватися за нормальними або за похилими перерізами (рис. 3.1).

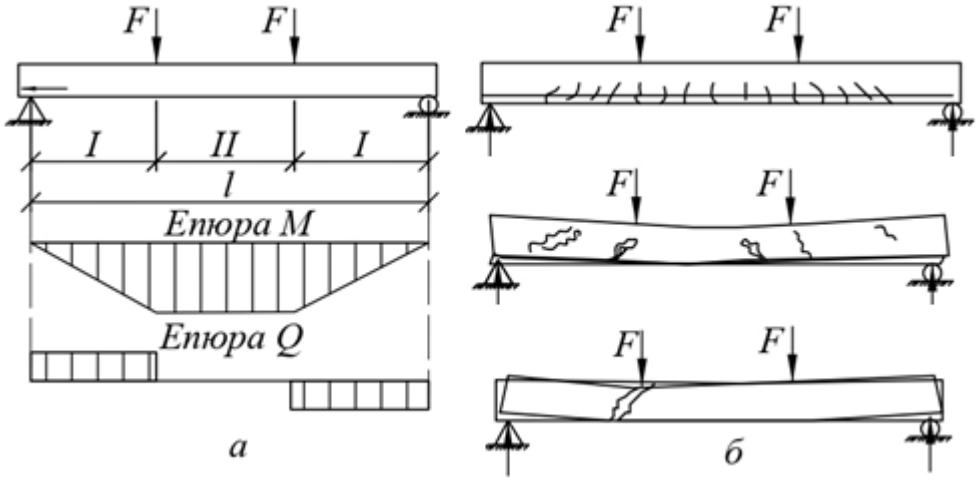


Рис. 3.1. Можливі форми руйнування залізобетонної балки при згині: а – балкові епюри внутрішніх зусиль M і Q; б – розвиток нормальних тріщин і можливе руйнування

При розрахунку конструкцій, що згинаються, за нормальними перерізами в нормативних документах більшості країн світу встановилися такі основні гіпотези, не позбавлені, втім, деяких відмінностей:

1. Бетон розтягнутої зони не враховується, всі зусилля у цій зоні сприймаються арматурою.

2. Відсутнє прослизання арматури щодо бетону, отже, арматура та бетон деформуються спільно.

3. У плані граничних деформацій укорочення бетону є відмінності, так, за нормами Франції ВАЕЛ-91, Великобританії СР-110, Німеччини ДИН-1045, Білорусі СНБ-02 вони приймаються рівними 3,5%; за американськими нормами АСІ 318-83 - 3%; за нормами СНіП-84 - 2%.

4. Є відмінності й у максимальному подовженні арматури, яке приймається рівним 10% за нормами ВАЕЛ-91, 5% – за нормами ДИН-1045, а за нормами СР 110, АСІ 318-83, СНБ-02 та СНіП-84 взагалі не нормується.

5. У всіх нормах використовується гіпотеза плоских перерізів.

6. Для аналізу роботи досліджуваного перерізу обчислення величини деформацій та напруг у бетоні та арматурі за нормами ВАЕЛ-91, ДИН-1045

застосовується метод трьох областей. У нормах СР 110 та ACI 318-83 напружений стан аналізується на підставі гіпотези плоских перерізів.

7. Криволінійна епюра напружень у бетоні стиснутої зони замінюється еквівалентною прямокутною, якщо переріз частково стиснутий або частково розтягнутий.

Таким чином, у всіх розглянутих нормах при розрахунку використовуються практично ті самі вихідні передумови, засновані на гіпотезі плоских перерізів. Тоді природно очікувати, що з найпоширеніших випадків розрахунку за інших рівних умов, розрахунки за всіма нормами повинні давати однакові чи дуже близькі результати.

Насправді одержувані результати відрізняються, і іноді суттєво, що спонукає вчених різних країн шукати нові моделі, пропонувати нові рішення.

Розрахунками залізобетонних та сталефібробетонних конструкцій, в тому числі, плит, за нормальними та похилими перерізами займалось багато вчених. Так, японськими вченими Окамурой Г. та ін. [89] було приведене усереднене співвідношення «напруження–деформація» залізобетонного елементу в площині. Цю модель можна застосувати при використанні методу скінченних елементів. Тут тріщини та арматурні стрижні є ідеалізованими, та представлені розподіленими або «розмазаними» по всьому елементу. Нелінійність залізобетонного елементу, в основному, зумовлена розтріскуванням бетону, пластичністю арматури та взаємодією зв’язку між бетоном та арматурою. Незважаючи на те, що локальний розподіл напружень та деформацій всередині залізобетонного елемента з тріщинами не є однорідним фізично, це не потрібно явно враховувати в структурному аналізі за допомогою просторового усереднення. Приводиться структурне моделювання залізобетонного елементу в площині кінцевого контрольного об’єму. По–перше, загальне напруження у залізобетоні, є сумою усереднених напружень бетону з тріщинами та арматури в рівновазі. Тут передбачається, що механіка напружень в бетоні включає напруження, паралельні та перпендикулярні до тріщин, і передачу напружень зсуву вздовж тріщин на

основі усередненого. Таким же чином усереднене напруження арматури виходить з його середньої деформації, що розвивається в залізобетонному елементі [89].

Співвідношення для залізобетону, що враховують зниження жорсткості через утворення тріщин, було визначено Ендрю Скенланом [90]. Деформації в бетоні, що залежать від часу, враховуються, розглядаючи бетон як лінійний в'язкопружний матеріал, що демонструє усадку. Класична теорія згину пластини з малим прогином модифікована для цих визначальних співвідношень, також розроблений метод аналізу з використанням елемента згинання прямокутної пластини. Отримано чисельні результати, які порівнюються з наявними класичними рішеннями та експериментальними результатами. Проведено дослідження факторів, що впливають на прогини плит, та розглянуто спрощені процедури розрахунку прогинів плит.

Удосконалення залізобетонних конструкцій та розробка нових конструктивних рішень серед інших факторів залежить від створення та впровадження нових методів розрахунку, що забезпечують необхідну надійність, що знижують трудомісткість зведення та дозволяють отримати максимальну економію матеріалів. Кодиш Є.М. [91] та його колеги окрему увагу привернули реалізації положень нових норм щодо проектування залізобетонних конструкцій, які відображають досягнення сучасної науки та практики проектування залізобетонних конструкцій.

Підхід до визначення внутрішніх зусиль за нормальними перерізами зазнав принципової зміни порівняно з принципами розрахунку, прийнятими у нормативних документах. Ця зміна полягає у заміні розрахунків, заснованих в основному на результатах експериментальних досліджень, на розрахунки, що ґрунтуються на нелінійній деформаційній моделі. Положення цієї моделі полягали у наступному:

– розподіл відносних деформацій бетону та арматури за висотою перерізу елемента має лінійний характер (гіпотеза плоских перерізів);

– зв'язок між нормальними напруженнями та відносними деформаціями бетону та арматури прийнятий у вигляді діаграм стану (деформування) бетону та арматури;

– опір бетону всієї розтягнутої зони не враховується з розрахунку, якщо крайові відносні деформації бетону перевищили граничні деформації розтягування [91].

Аналіз за деформаційною моделлю залізобетонної плити, яка просто підтримується з двох сторін, перпендикулярних до прольоту, і вільна з двох інших сторін, був проведений вченими Джейн А. та Кумар В. [92]. Плита несе зосереджене навантаження в різних місцях, а її дослідження виконується шляхом аналітичного визначення критичного механізму руйнування та відповідного рівняння рівноваги. На практиці для аналізу плит використовують пружні методи аналізу. Однак використання аналізу межі текучості може вказати запас міцності, що призведе до більш раціональної та економічної конструкції таких залізобетонних плит для важких зосереджених навантажень. У роботі була досліджена зміна механізму руйнування та граничної несучої здатності при зміні співвідношення сторін плити [92].

У роботі Журавського О. та його колег [93] було наведено результати розрахунку несучої здатності стандартної аеродромної плити ПАГ–14 та аналогічної плити зі сталевою фіброю. Авторами запропоновано методику розрахунку несучої здатності згинальних комбінованих армованих елементів із звичайною та попередньо–напруженою арматурою, а також зі сталевими фібрами. Алгоритм розрахунку заснований на деформаційному методі. Порівняльний аналіз розрахунків показав ефективність використання сталевої фібри. В цьому випадку є можливість практично повністю замінити арматурну сітку на сталеву фібру. Цей фактор свідчить про розвиток енергозберігаючих технологій у виробництві збірних залізобетонних конструкцій.

Вченими з Китаю Женг В. та ін. [94] було проведене дослідження щодо існування кореляції між здатністю до згину та зсуву в залізобетонних згинальних елементах. Китайські та американські нормативні документи, в основному, дотримуються саме цієї залежності. Але вони недостатньо враховують співвідношення несучої здатності між вигином і зсувом. Кількість поздовжньої арматури та хомутів залізобетонного згинального елемента відповідно розраховується відповідно до його несучої здатності нормального перерізу та несучої здатності похилого перерізу. На основі аналізу неявної кореляції вигину та зсуву за критеріями міцності нормативної документації у рівні напруги, і вплив коефіцієнта прольоту зсуву в формулі несучої здатності висувається модифікований вираз, який враховує співвідношення вигину та зсуву. Наводячи декілька типових прикладів, розраховують кількість арматури з різними параметрами за модифікованою та відповідними формулами, а далі порівнюють показники надійності двох виразів. Крім того обговорюється необхідність урахування кореляції вигину та зсуву в залізобетонному згинальному елементі.

У роботі Джироламі А. та його колег [95] залізобетонні плити, обмежені елементами, які можуть розвивати горизонтальні реакції, мають здатність до вигину. Це значно перевищує навантаження, розраховане за стандартним застосуванням текучості. Додаткова пропускна здатність виникає в основному через зміни геометрії плити, що створює сили в площині, що реагують на обмежувальний елемент. Розрахунок впливу сил у площині на міцність плити на вигин має важливе значення для реалістичної оцінки ємності плити, оскільки збільшення навантаження, викликане силами в площині, не є незначним, особливо для короткочасного навантаження.

Дослідження стосувалося розробки простого методу розрахунку міцності на вигин залізобетонних плит із силами в площині та перевірки застосовності методу експериментами. Збудовано, оснащено та випробувано шість залізобетонних плит. Залізобетонні плити, які закріплені таким чином, щоб запобігти горизонтальному зміщенню країв панелей, часто здатні

витримувати значно більше навантаження, ніж було б вказано простими методами аналізу межі текучості через сили стискання в площині, що розвиваються під час утворення прогину. Мета серії випробувань полягала в тому, щоб продемонструвати, що основні принципи, які використовуються для прогнозування міцності залізобетонних елементів, що піддаються згинальним моментам і зусиллям в одному напрямку, також можуть бути використані задовільного передбачення міцності і поведінки плит, які піддаються дії згинальних і площинних сил, що діють одночасно в кількох напрямках.

У монографії Ромашко В. М. [96] представлені основні положення деформаційно–силової моделі опору бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам, побудованої на діалектичній єдності реальних діаграм стану елементів і конструкцій з реальними діаграмами деформування матеріалів. На базі виявлених загальних закономірностей нелінійної зміни жорсткості залізобетонних елементів та конструкцій запропонована універсальна методика їх розрахунку за нормальними перерізами, котра забезпечує повну методологічну єдність всіх розрахунків за граничними станами.

У роботі Женг Уай та його колег [97] було проведене дослідження присвячене високоефективному бетону, який забезпечить рішення для розробки високоміцного та швидкого будівництва бетонних мостів завдяки своїм чудовим властивостям матеріалу. Щоб вивчити вплив сталевого волокна на характеристики вигину неармованих плит, було проведене випробування на вигин 8 плит із вмістом сталевого волокна за параметром і типом руйнування, шириною розкриття тріщин і приведенням кривих «навантаження–деформація» та «навантаження–прогин» випробувальних плит. Результати випробувань показують, що процес руйнування плит можна розділити на три стадії: еластична стадія, стадія розтріскування та стадія руйнування. Криві «навантаження–прогин» та «навантаження–деформації» зразка з вмістом сталевого волокна 0,5% – 1% змінюються

лінійно протягом пружної фази. У еластичній фазі крива «навантаження–прогин» та крива «навантаження–деформації» випробувального зразка з вмістом сталевого волокна 2% – 3% не були гладкими після початку лінійності; деформація плити була практично однаковою в межах 0 – 10 кН. Однак із збільшенням навантаження чим більша кількість сталевої фібри була, тим меншою була деформація, тобто плита мала стійкість до розтріскування. Відповідно до аналізу результатів випробувань у країні та за кордоном, були запропоновані розрахункові формули для несучої здатності плити, які добре узгоджуються з результатами випробувань, чим менша була деформація, то плита мала добру тріщиностійкість [97].

У роботі Павлова О. та його колег [98] було розглянуто розрахунок несучої здатності та середньої кривизни гнутих елементів із сталевими фібрами прямокутного перерізу у тріщині. Результати розрахунків порівнювали з результатами випробувань. Наведено алгоритм визначення міцності сталефібробетону. За результатами перевірки отримано коефіцієнт варіації для сталефібробетону, що показує відхилення експериментальних значень від теоретичних, що дорівнює 17,0% за граничним моментом, що на 6,7% вище, ніж для звичайного бетону; 28,5% — за середньою кривизною перерізу. Графік «момент–кривизна» будуються для порівняння результатів в області навантажень від 0,3 до 0,7 відносно несучої здатності елемента.

У своєму наступному дослідженні [99] зазначені вище вчені акцентували увагу до підходу до аналізу згину сталефібробетонних елементів за допомогою діаграм «напруження–деформації» при стиску та розтягу. Метою дослідження є розробка методу аналізу вигину сталевих фібробетонних елементів за допомогою діаграм «напруження–деформації», яка буде більш простою, ніж існуючі. Дослідження базується на традиційних принципах аналізу залізобетонних конструкцій. Застосований метод описується рівняннями рівноваги сил, що діють на поздовжню вісь елемента, і граничного згинального моменту. Внутрішні сили в поперечному перерізі елемента виражаються відносними деформаціями, діаграма яких є майже

лінійною згідно з гіпотезою Бернуллі. Наведено підсумкові рівняння для визначення несучої здатності згинального елементу за стандартними перерізами. Вихідними даними для розрахунків є значення міцності та напружено–деформованих властивостей фібробетону та арматури.

Стаття, запропонована вченими Sadowska–Buraczewska та ін. [100], була спрямована на дослідження впливу шару фібробетону в стиснутій зоні на механічні властивості композиційних фібробетонних плит. В якості армуючих волокон використовували сталеві і поліпропіленові волокна у кількості 1% по відношенню до маси бетонної суміші. Проведено випробування механічних властивостей бетону, отриманого з розроблених сумішей, таких як міцність на стиск, міцність на вигин, модуль пружності та морозостійкість. Виготовлені та випробувані основні елементи дослідження — плити з посиленою зоною стиску у вигляді 30 мм шару бетону з поліпропіленовими та сталевими волокнами. Отримані результати порівнювали з пластиною без зміцнюючого шару. Були проведені випробування плит на визначення опіру вигину, несучої здатності і прогину. Також розроблено схему розкриття тріщини під час випробування та чисельну модель елементу плити. Дослідження показало, що композитні плити з фібробетоном з поліпропіленовим армуванням у верхньому шарі досягли на 12% більшої несучої здатності у порівнянні з еталонними плитами.

У монографії Бабича Є.М. та Доброшинець С.М. [101] були отримані нові експериментальні дані роботи сталефібобетону при дії одноразових та повторних малоциклових навантаженнях стиску і розтягу, а також запропоновані математичні моделі для врахування впливу таких навантажень на його міцністні і деформаційні характеристики; отримано нові експериментальні дані про роботу сталефібробетонних згинальних елементів при повторних малоциклових навантаженнях; вперше запропонована методика розрахунку сталефібробетонних згинальних елементів при

одноразових та повторних навантаженнях з урахуванням дії на них повторних малоциклових навантажень.

3.2. Теоретичні основи розрахунку конструкцій, що згинаються, за нормальними перерізами

Необхідно чітко уявляти, що руйнування за нормальними перерізами відбувається від дії згинального моменту M і повздовжніх зусиль з використанням деформаційного методу, а руйнування за похилими перерізами – від дії поперечної сили Q [87].

За критерій появи граничного стану, що розглядається, приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних значень відносних деформацій ε_{cu} й ε_{su} з відповідних діаграм їх стану. У даному випадку ε_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону, ε_{su} – значення відносних граничних деформацій стиску арматурних стрижнів.

Розрахунок треба робити на основі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону і арматури.

Як умову рівноваги, у розрахунках нормальних перерізів слід приймати рівняння рівноваги згинальних моментів і повздовжніх сил від зовнішніх і внутрішніх зусиль у бетоні та арматурі у нормальному перерізі. Лінійний розподіл повздовжніх деформацій бетону і арматури по висоті перерізу є умовою деформування нормального перерізу. Напруження в бетоні та арматурі слід визначати за відповідними діаграмами станів за сумарними деформаціями від усіх типів впливів, включаючи початкові (просідання, попереднє напруження, тощо) та зовнішні.

Розрахунок несучої здатності за нормальними перерізами виконують, як правило, без урахування роботи бетону розтягнутої зони. В окремих випадках (згинальні моменти та позацентрово стиснуті бетонні конструкції, у

яких не допускається утворення тріщин тощо) – розрахунок міцності за нормальними перерізами дозволяється виконувати з урахуванням роботи розтягнутого бетону. Граничний стан при цьому визначають виходячи з умови досягнення крайовими деформаціями розтягнутого бетону граничних значень відносних деформацій:

$$\varepsilon_{ctu} = -2 f_{ctk} / E_{ck}, \qquad (3.1)$$

де f_{ctk} – характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг, E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності бетону.

Розрахунок залізобетонних та сталефібробетонних конструкцій за утворенням тріщин, нормальних до повздовжньої осі, при дії багаторазово повторюваного навантаження слід виконувати на основі реальних моделей нормальних і похилих перерізів, приймаючи за критерій утворення тріщин – досягнення у крайньому розтягнутому волокну бетону відносних граничних значень деформацій ε_{ctu} з відповідної діаграми граничних станів другої групи при відповідному напруженому стані з урахуванням коефіцієнтів умов роботи.

Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до повздовжньої осі конструкії, виконують у разі дії згинальних моментів і повздовжніх сил на основі розрахункової моделі нормального перерізу, приймаючи за розрахункове максимальне значення ширини розкриття тріщини на рівні осі стрижня нижнього ряду поздовжньої розтягнутої арматури.

Напруження у поздовжній арматурі у перерізі слід визначати, виходячи з рівнянь рівноваги згинальних моментів і поздовжніх сил від зовнішніх навантажень і внутрішніх зусиль у перерізі, що розглядається, умови деформування нормального перерізу у вигляді лінійного розподілення за висотою перерізу середніх відносних деформацій бетону і арматури, а також непружних деформацій бетону та тривалості дії навантаження.

Кривизну і поздовжні деформації у напрямку поздовжньої осі залізобетонних конструкцій слід визначати на основі єдиної з розрахунком за

розкриттям тріщин розрахункової моделі нормального перерізу виходячи з лінійного розподілу деформацій за висотою перерізу, що розглядається, середніх деформацій бетону і арматури на довжині ділянки між тріщинами, якщо такі утворилися. Напруження (деформації) у бетоні й арматурі в нормальному перерізі слід визначати виходячи з рівнянь рівноваги моментів і поздовжніх сил від зовнішніх навантажень і внутрішніх зусиль у перерізі, що розглядається, умови деформування перерізу у вигляді лінійного розподілу середніх деформацій за висотою, діаграм стану бетону і арматури, а також з урахуванням тривалої дії навантаження.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій (стержневих, плоских, об'ємних) допускається виконувати методом скінченних елементів (МСЕ). Матрицю жорсткості скінченних елементів формується на основі загальних моделей деформування та міцності залізобетону і сталефібробетону при різних напружених станах конструкцій. Особливості деформування та руйнування конструкцій із різним видом напружених станів слід враховувати у фізичних співвідношеннях, які відображають зв'язок відносних деформацій та напружень [87].

Якщо проаналізувати процес руйнування за нормальними перерізами, то залежно від величини площі перерізу арматури, розташованої в нижній частині балки, може змінюватися висота стиснутої зони бетону x. Зміна висоти стиснутої зони x приводить до можливих двох форм руйнування перерізу – або по розтягнутій зоні (по арматурі), або по стиснутій зоні (по бетону). Для балки, що працює на згин, розрахункова схема внутрішніх зусиль у довільному перерізі може бути показана у вигляді умовної схеми, наведеної на рис. 3.2.

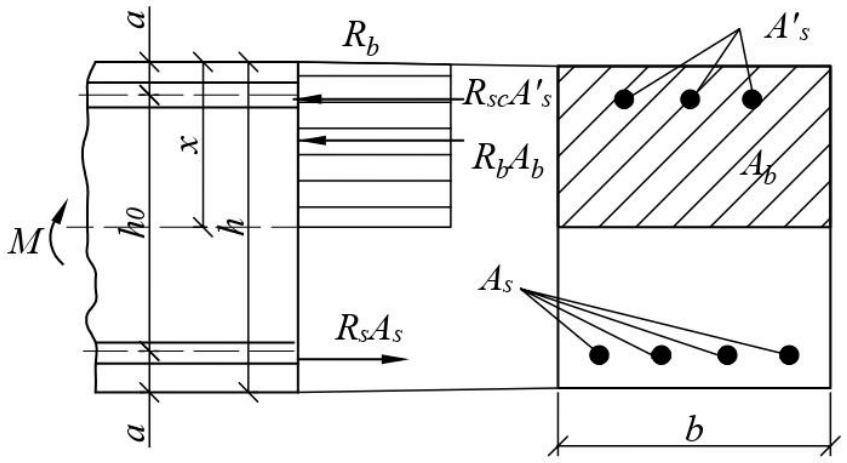


Рис. 3.2. Розрахункова схема внутрішніх зусиль для елемента, що згинається, з подвійною арматурою

У зв'язку з тим, що розглядається плоска система зусиль, то для неї можна скласти три рівняння рівноваги. Для першого рівняння (сума проекцій усіх сил на вертикальну вісь y) дає тотожність, рівну нулю. Залишаються ще два рівняння:

$$\sum N_{x-x} = 0 \to \sum N_{x-x} = 0;\ R_s A_s = R_b bx + R_{sc} A'_s, \qquad (3.2)$$

$$\sum M_{A_s} = 0 \to M_{A_s} = 0;\ M = R_b bx(h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \qquad (3.3)$$

де R_s, R_{sc}, R_b – розрахункові опори арматури (розтягнутої і стиснутої) та бетону; A_s, A_s' – площі перерізу розтягнутої і стиснутої арматури.

З рівняння (3.2) визначають висоту стиснутої зони бетону x, а з рівняння (3.3) – несучу здатність елемента, що згинається. Значення A_s, A_s' вважаються відомими.

Дослідження між двома випадками руйнування за нормальними перерізами роблять по параметру $\xi = x / h_0$, що зветься відносною висотою стиснутої зони бетону. Цю величину порівнюють із граничним значенням відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_R.

Якщо $\xi \le \xi_R$, то буде відбуватися руйнування по розтягнутій зоні перерізу (по арматурі); якщо $\xi \ge \xi_R$, те руйнування буде по стиснутій зоні

бетону (по бетону). Останній випадок руйнування є характерним для переармованих перерізів.

Значення величини ξ_R рекомендується знаходити за залежністю:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}}\left(1-\frac{\omega}{1{,}1}\right)}, \tag{3.4}$$

де $\omega = 0{,}85 - 0{,}008R_b; R_b$ – призмова міцність бетону в МПа; σ_{sr} – напруження в арматурі залежно від способу його створення, $\sigma_{sr} = R_s$ – для ненапружених елементів; $\sigma_{sc,u}$ – граничне напруження в арматурі стиснутої зони.

При розрахунку перерізів залізобетонних елементів прагнуть до першого випадку руйнування як найбільш економічного; переармовані перерізи (другий випадок руйнування) економічно недоцільні, але вони можуть виникати при дотриманні конструктивних вимог та знакозмінних моментах, в окремих випадках вимог підвищеної тріщиностійкості.

При проектуванні елементів прямокутного профілю, що згинаються, можуть виникати різні задачі підбору поздовжньої арматури. Найчастіше зустрічаються задачі підбору нижньої розтягнутої арматури при умовній чи фактичній відсутності верхньої (стиснутої) арматури. Такі задачі називаються – підбір арматури в згинальних елементах з одиночною арматурою.

Умову міцності для таких елементів записують у вигляді виразів:

$$M \le \gamma_{b_2} R_b b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right), \tag{3.5}$$

або

$$M \le R_s A_s\left(h_0 - \frac{x}{2}\right). \tag{3.6}$$

Висота стиснутої зони визначається з рівняння :

$$R_s A_s = R_b \cdot b \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot b}. \tag{3.7}$$

Для підбору арматури користуються табличним способом. Сутність його полягає в наступному. При заданому зовнішньому моменті M і параметрах перерізу b і h визначають коефіцієнт a_m:

$$a_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2}. \tag{3.8}$$

За параметром ξ перевіряють умову $\xi \le \xi_R$, а потім знаходять розрахункову площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{\xi R_s h_0}. \tag{3.9}$$

Користуючись сортаментом арматури, підбирають конкретну площу арматури з вказівкою її діаметра. Після чого перевіряють відсоток армування перерізу [102]:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100. \tag{3.10}$$

Дорожні та аеродромні плити є невід'ємною складовою у будівництві. Їхнє застосування дозволяє в кілька разів збільшити надійність конструкції дорожнього полотна. При проектуванні та дослідженні несучої здатності дорожніх плит розрахунки виконують на основі:

– спеціально розроблених і виконаних теоретичних і (або) експериментальних досліджень на моделях;

– методів розрахунку на основі повного ймовірнісного розрахунку, деформаційного методу за наявності достатніх даних про мінливість основних факторів, які містять розрахункові залежності та відповідного обґрунтування точності розрахункового апарату. Плити із залізобетону або сталефібробетону на практиці у сучасному будівництві піддаються вигину через дію певного навантаження. Одним з основних методів розрахунку залізобетонних та сталефібробетонних конструкцій, що найчастіше використовують у будівництві, є метод нормальних перерізів з урахуванням властивостей матеріалів.

Руйнування за нормальними перерізами відбувається від дії згинального моменту M і повздовжніх зусиль з використанням деформаційного методу [102]. Розрахунок роблять на основі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону і арматури.

Для визначення несучої здатності були проведені теоретичні та експериментальні дослідження. Розміри моделей залізобетонних та сталефібробетонних плит становили 1375х825х65 мм (рис. 2.6). Обидві серії плит були армовані просторовим каркасом, який складався з двох сіток арматури типу Вр–1 діаметром 5 мм (рис. 2.7).

Певні теоретичні розрахунки виконувалися за серією стандартів, нормативних документів та методик. Теоретичні та експериментальні дослідження проводилися за двома етапами для двох серій плит – залізобетонних та сталефібробетонних, при прикладанні навантаження у прольотній або у консольній частинах. Теоретичний розрахунок виконувався за міцністю нормальних перерізів для перерізу прямокутного профілю із подвійною ненапруженою арматурою. Розрахунки виконувалися для елементів залізобетонних та сталефібробетонних конструкцій за граничним станом I групи на дію згинальних моментів для другої форми рівноваги – тобто у перерізі є зона розтягу.

3.3. Розрахунки досліджуваних плит

3.3.1. Залізобетонні плити

Прикладання навантаження у прольотній частині плити

Були розглянуті моделі з серії залізобетонних плит із навантаженням у прольотній частині (рис.2.8). Дослідження роботи моделі залізобетонної плити №1 за розрахунковою схемою із прикладанням навантаження у прольоті спочатку було виконано за методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В. [87]. Розрахунки виконувалися переважно для плити прямокутного профілю із подвійною ненапруженою арматурою.

Вихідні дані: за геометричними характеристиками ширина плити складала – $b = 0{,}825$ м;; товщина плити – $h = 0{,}065$ м;; відстань від краю до арматурних стрижнів плити складала – $a = 5$ мм. Використовувалися дрібнозернистий бетон класу С20/25 та арматура із площею поперечного перерізу стрижня – $A_s = 0{,}00001962$ м^2.

Для розрахунку була визначена робоча висота поперечного перерізу моделі плити h_0, яка дорівнювала:

$$h_0 = h - a = 65 - 5 = 60 \text{ мм} = 0{,}06 \text{ м}. \tag{3.11}$$

Коефіцієнт повноти фактичної епюри стискаючих напружень у бетоні, або характеристика деформативності бетону стиснутої зони ξ_0 визначався за формулою:

$$\xi_0 = \alpha - \beta f_{cd} = 0{,}8 - 0{,}008 \cdot 14{,}5 = 0{,}684, \tag{3.12}$$

де $\alpha = 0{,}8$, $\beta = 0{,}008$ – коефіцієнти для дрібнозернистого бетону; f_{cd} – розрахунковий опір бетону осьовому стиску для граничних станів першої групи.

Гранична відносна висота стиснутої зони бетону ξ_R визначається за формулою:

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{f_{yd}}{400}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}684}{1 + \frac{400}{400}\left(1 - \frac{0{,}684}{1{,}1}\right)} = 0{,}496, \tag{3.13}$$

де f_{yd} – напруження в арматурі.

Визначення висоти стиснутої зони бетону моделі плити виконується за формулою:

$$x_1 = \frac{f_{yd} A_s - f_{yd} A_s'}{f_{cd} \cdot b} = \\ = \frac{400 \cdot 10^3 \cdot 0{,}00001962 \cdot 7 - 400 \cdot 10^3 \cdot 0{,}00001962 \cdot 7}{14{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}825} = 0 \text{ м}, \tag{3.14}$$

де R_{sc} – розрахунковий опір стиснутої арматури для граничних станів першої групи.

Значення максимальної висоти стиснутої зони бетону плити визначається за формулами (3.15, 3.16):

$$x_R = \xi_R \cdot h_0 = 0,496 \cdot 0,06 = 0,029 \text{ м}, \tag{3.15}$$

відповідно, що нерівність набуває вигляд:

$$x \le x_R \Rightarrow 0 < 0,029 \text{ м}. \tag{3.16}$$

Теоретичне значення максимального згинального моменту визначається за формулою:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= f_{cd} b x (h_0 - x/2) + f_{yd} A_{sw} (h_0 - a') = \\ &= 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,825 \cdot 0 \cdot \left(0,06 - 0,5 \cdot 0\right) + \\ &+ 400 \cdot 10^3 \cdot 0,00001962 \cdot 7 \cdot 0,06 = 3,3 \text{ кНм}. \end{aligned} \tag{3.17}$$

Так як вже задан максимальний експериментальний згинальний момент M_{Ed}, виконується перевірка міцності залізобетонної плити у прольотній частині:

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 3,81 > 3,3 \text{ кНм}. \tag{3.18}$$

Значення теоретичного згинального момента M_t, порівнювалися з експерементальним значенням руйнівного граничного згинального моменту M_{Ed}.

Для порівняння результатів, отриманих у методиках приведених стандартів, розрахунок щодо визначення згинального момента моделі залізобетонної плити №1 при прольотному навантаженні (рис.2.8) ще виконувався за нелінійною деформаційною моделлю, в основу якого полягали діаграми осьового розтягу та стиску бетону, розтягу арматури та гіпотези плоских перерізів. Рекомендувалося використовувати у якості розрахункових, апроксимуючих – експериментальні криві деформування бетону, сталевої арматури та установлюючих зв’язок між відносними деформаціями та напругами, будь які види діаграм (криволінійні, спрощені

двохлінійні або трьохлінійні), відповідаючим механічним властивостям матеріалів.

Розрахунок залізобетонних плити №1 на несучу здатність нормальних перерізів, враховуючи повну криволінійну діаграму бетону на осьовий розтяг та стиск із низхідними гілками були реалізовані у Microsoft Excel у табличній формі.

Необхідність застосування програмного комплексу виникла при застосуванні криволінійної діаграми із нелінійним зв'язком між напругами та деформаціями. Процедура розрахунку була приведена до виділення за висотою перерізу елементарних ділянок та, використовуючи аналітичні зв'язки між напругами та деформаціями у діаграмах деформування матеріалів для кожної ділянки, визначалися значення напруг і після перевірки рівноваги зусиль у перерізах розраховувались внутрішні зусилля, величина яких не повинна перевищувати зусилля від зовнішніх впливів. Нелінійна задача вирішувалася методом послідовних ітерацій зі зміною значень деформацій (кривизни) до виконання умови рівноваги зусиль у перерізі із заданою точністю.

Для моделі плити №1 із залізобетону при розрахунковій схемі із прикладанням навантаження у прольотній частині розрахунок виконувався за методикою, що приведена в ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [65]. Була визначена несуча здатність на дію згинальних моментів. Для перерізу прямокутної форми плити було достатньо виконати та підставити границі інтегрування, після чого можливо було одержати систему нелінійних алгебраїчних рівнянь із невідомими $\varepsilon_{c(1)} \le \Psi$ (або $\varepsilon_{c(2)}$). Для другої форми рівноваги було використано рівняння спочатку у розгорнутому вигляді:

$$\begin{aligned} &\frac{bf_{cd}}{\Psi}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+1}\gamma^{k+1}+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}-N=0,\\ &\frac{bf_{cd}}{\Psi^2}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+2}\gamma^{k+2}+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}(x_1-z_{si})-M=0, \end{aligned} \qquad (3.19)$$

де A_{si} – площа поперечного перерізу арматурних стрижнів; σ_{si} – напруження в арматурі; z_{si} – відстань *i*–го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу; N і M – значення зовнішньої нормальної сили і моменту відповідно.

Кривизна Ψ вигнутої осі в перерізі визначається:

$$\Psi = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}}{h}, \tag{3.20}$$

де $\varepsilon_{c(1)}$ – деформації бетону стиснутої зони, $\varepsilon_{c(2)}$ – осереднені деформації розтягнутої зони бетону;

Значення відносної кривізни $\overline{\Psi}$ визначається за формулою:

$$\overline{\Psi} = \frac{\Psi}{\varepsilon_{c(1)}}. \tag{3.21}$$

Для другої форми рівноваги межі існування якої є $x_1 < h$ і $0 \le \varepsilon_{c(1)} \le \varepsilon_{c3cd}$, рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються:

$$\begin{aligned} &\frac{bE_{cd}\varepsilon^2_{c(1)}}{2\Psi} + \sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si} - N = 0, \\ &\frac{bE_{cd}\varepsilon^3_{c(1)}}{3\Psi^2} + \sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}\frac{\varepsilon_{c(1)} - \Psi z_{si}}{\Psi} - M = 0. \end{aligned} \tag{3.22}$$

У розрахунку детально приводяться характеристики деформативності бетону для подальшої побудови графіка кривої деформацій : $\varepsilon_{c1,ck} = 1{,}86$ ‰ – характеристичне значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях; $\varepsilon_{c1,cd} = 1{,}73$ ‰ – розрахункове значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях; $\varepsilon_{cu1,ck} = 2{,}31$ ‰ – характеристичне значення відносних деформацій розтягу бетону; $\varepsilon_{cu1,cd} = 2{,}22$ ‰ – розрахункове значення відносних граничних деформацій розтягу бетону; $\varepsilon_{c3,ck} = 0{,}88$ ‰ – характеристичне значення відносних деформацій стиску бетону при досягненні максимальних

напружень; $\varepsilon_{c3,cd} = 0,78$ ‰ – розрахункове значення відносних деформацій стиску бетону при досягненні максимальних напружень; $\varepsilon_{cu3,ck} = 2,31$ ‰ – характеристичне значення граничних деформацій стиску бетону; $\varepsilon_{cu3,cd} = 2,11$ ‰ – розрахункове значення граничних деформацій стиску бетону.

Для залізобетонної плити із заданими параметрами умова рівноваги виконується шляхом послідовного збільшення деформацій в арматурі та бетону розтягнутої зони (рис. 3.3). При максимальних значеннях відносних деформацій $\varepsilon_{c(2)} = -0,015$ та кривизні Ψ виконується із заданою точністю умова рівноваги. Використовуючи параметри *n*–ї ітерації за формулою (3.23) розраховується значення теоретичного граничного згинаючого моменту $M_t = 3,661$ кНм.

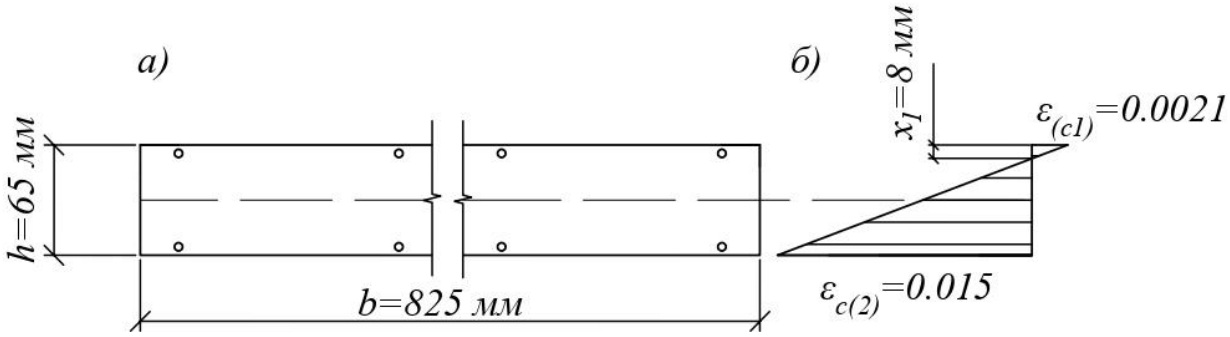


Рис. 3.3. До розрахунку згинального моменту нормального перерізу залізобетонної плити №1 із використанням епюри деформацій: а – схема розрахункового перерізу із армуванням в стиснутій і розтягнутій зонах; б – епюра деформацій

Перевірка рівноваги у рівняннях (3.24, 3.25) методом послідовного наближення з використанням дволінійної діаграми бетону на стиск і розтяг представлена у табл. 3.1 у програмі Microsoft Excel.

$$M_t = \frac{bE_{cd}\varepsilon^3{}_{c(1)}}{3\Psi^2} + \sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}\frac{\varepsilon_{c(1)} - \Psi z_{si}}{\Psi} = \frac{0,825\cdot 25\cdot 10^6\cdot 0,0021^3}{3\cdot 0,263^2} + \\ +7\cdot 400000\cdot 0,00001962\frac{0,0021 - 0,263\cdot 0,005}{0,263} = 3,661 \text{ кНм.} \quad (3.23)$$

Так як вже заданий максимальний експериментальний згинальний момент M_{Ed}, виконується перевірка міцності залізобетонної плити у прольотній частині:

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 3,81 > 3,66 \text{ кНм.} \quad (3.24)$$

Таблиця 3.1

№	$\varepsilon_{cu3,cd}$	ε_{sn}	Ψ	x_1, м	M_{Ed}, кНм	$\varepsilon_{c1,cd}$	E_{cd}, кН/м^2	σ_{si}, м
1	0.0021	–0.018	0.309	0.0068	2.25	0.00173	$25\cdot 10^6$	$400\cdot 10^3$
2	0.0021	–0.017	0.294	0.0071	2.627	0.00173	$25\cdot 10^6$	$400\cdot 10^3$
n	0.0021	–0.015	0.263	0.0080	3.661	0.00173	$25\cdot 10^6$	$400\cdot 10^3$

Прикладання навантаження у консольній частині плити

Для моделі плити №2 із залізобетону, але при прикладанні навантаження вже у консольній частині (рис. 2.18), теоретичні дослідження проводилися також за методиками, приведеними вище [87]. Була змінена тільки розрахункова схема, що у свою чергу суттєво не вплинуло на алгоритм розв'язку. За методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В. робиться аналогічна перевірка міцності залізобетонної плити №2 у консольній частині за нормальними перерізами.

Так як вже задан максимальний експериментальний згинальний момент M_{Ed}, виконується перевірка міцності залізобетонної плити у консольній частині:

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 4,35 > 3,3 \text{ кНм.} \quad (3.25)$$

Для порівняння за методикою, що приведена в ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [65] також була

здійснена перевірка міцності залізобетонної плити №2 (рис.2.18) за міцністю нормальних перерізів у консольній частині (3.26) за згинальними моментами:

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 4,35 > 3,66 \text{ кНм}. \quad (3.26)$$

3.3.2. Фібробетонні плити

Прикладання навантаження у прольотній частині плити

Теоретичний розрахунок моделі плити №3 із сталефібробетону при навантаженні у прольотній частині (рис.2.8) спочатку було виконано за методикою ДСТУ–Н. Б В.2.6–78:2009 «Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій» [88].

Вихідні дані: за геометричними характеристиками ширина сталефібробетонної плити складала $b = 0,825$ м; товщина плити – $h = 0,065$ м; відстань від краю до арматурних стрижнів плити складала $a = 0,005$ мм. Використовувався дрібнозернистий бетон класу С20/25. Розрахунковий опір бетону на стиск становив $f_{cd} = 14,5$ МПа, розрахункове значення опору бетону при осьовому розтягу – $f_{ctd} = 1,15$ МПа=$1,15 \cdot 10^3$ кН/м^2. Була прийнята до розрахунку арматура класу Вр–1 ($A_s = 0,00001962$ м^2). Також у якості армування використовували фібру сталеву анкерну довжиною $l_f = 0.05$ м із діаметром волокон – $d_{fred} = 0,001$ м. Розрахунковий опір розтягу фібри становив $R_f = 910 \cdot 10^3$ кН/м^2.

Граничні зусилля в прямокутному перерізі, нормальному до повздовжньої осі елемента, слід визначати з таких передумов:

– опір сталефібробетону розтягу представляється напруженнями, що дорівнюють f_{cftd} і рівномірно розподілені по розтягнутій зоні сталефібробетону;

– опір сталефібробетону на стиск представляється напруженнями, що дорівнюють f_{ck} рівномірно розподілені по стиснутій зоні сталефібробетону;

–деформації(напруження) в арматурі визначають в залежності від висоти стиснутої зони сталефібробетону;

–розтягувальні напруження в стрижньовій арматурі приймають не більше розрахункового опіру f_{yd};

–стискальні напруження в стрижньовій арматурі приймають не більше розрахункового опіру на стиск f_{yk}.

Розрахункові опори сталефібробетону на стиск f_{ck} і розтяг f_{cftd} визначаються у залежності від класу бетону за міцністю на стиск, форми і розмірів перерізу елемента.

При визначенні f_{cftd} приймається випадок №2, коли опір розтягу сталефібробетону вичерпується через висмикування з бетону умовно всіх фібр, що визначається з умови :

$$l_{fb} \geq \frac{l_f}{2}, \tag{3.27}$$

де l_f –довжина фібри; l_{fb} –довжина анкерування фібри в бетоні, що забезпечує її розрив при висмикуванні, та визначається за формулою :

$$l_{fb} = \frac{\eta_f d_{fred} f_{fk}}{f_{ck}} = \frac{0,9 \cdot 0,001 \cdot 1000 \cdot 10^3}{18,5 \cdot 10^3} = 0,0487 \text{ м}, \tag{3.28}$$

де f_{fk} – нормативний опір фібр; η_f – коефіцієнт, що враховує анкерування фібр для фібри з зігнутими кінцями (анкерної) .

У даному випадку має місто другий випадок вичерпання опору розтягу сталефібробетону, тому величина f_{cftd} визначається за формулою:

$$\begin{aligned} f_{cftd} &= 1,1 f_{cd} \left(K_T \frac{k^2_{or} \mu_{fv} l_{fb}}{8 \eta_f d_{f,red}} + 0,08 - 0,5 \mu_{fv} \right) = 1,1 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot \\ &\cdot \left(0,6 \cdot \frac{0,5945^2 \cdot 0,005 \cdot 0,05}{8 \cdot 0,9 \cdot 0,001} + 0,08 - 0,5 \cdot 0,005 \right) = 1354,16 \text{ кН/м}^2, \end{aligned} \tag{3.29}$$

де $k_{or} = 0,5945$– коефіцієнт, що враховує орієнтацію фібр в об'ємі плити у залежності від співвідношення розмірів перерізу плити і довжини фібри; μ_{fv} – коефіцієнт фібрового армування за об'ємом.

Коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$K_T = \sqrt{1-(1,2-80\mu_{fv})^2} = \sqrt{1-(1,2-80\cdot 0,005)^2} = 0,6. \qquad (3.30)$$

Розрахунковий опір сталефібробетону на стиск f_{ck} визначається у залежності від класу бетону за міцністю на стиск (3.31), виду і розмірів фібри, геометрії і розмірів поперечного перерізу елемента. При цьому враховується тільки робота фібр, орієнтованих нормально до напряму зовнішнього стискального зусилля.

$$\begin{aligned} f_{ck} &= f_{cd} + \left(k^2{}_n \varphi_f \mu_{fv} R_f\right) = \\ &= 14,5\cdot 10^3 + \left(0,555^2 \cdot 2,86 \cdot 0,005 \cdot 910 \cdot 10^3\right) = 18508,33 \text{ кН/м}^2, \end{aligned} \qquad (3.31)$$

де k_n – коефіцієнт, що враховує роботу фібр у перерізі, перпендикулярному до напрямку зовнішнього стискального зусилля.

Коефіцієнт ефективності непрямого армування фібрами становить:

$$\varphi_f = \frac{5+L}{1+4,5L} = \frac{5+0,18}{1+4,5\cdot 0,18} = 2,86. \qquad (3.32)$$

Коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$L = \frac{k^2 \mu_{fv} R_f}{R_b} = \frac{0,5747\cdot 0,005\cdot 910\cdot 10^3}{14,5\cdot 10^3} = 0,18. \qquad (3.33)$$

Розрахунок за міцністю нормальних перерізів згинальних моментів проводять за умови $M_{Ed} \le M_t$, де M_t – теоретичний граничний згинальний момент, який може бути сприйнятий перерізом плити.

При цьому висоту x стиснутої зони визначають з умови:

$$f_{yd} A_s' + f_{cd} bx = f_{cftd} b(h-x) + f_{yd}' A_s \Rightarrow x = 0,0044 \text{ м}. \qquad (3.34)$$

Значення M_t у даному випадку визначають за формулою при комбінованому армуванні:

$$M_t = f_{ck} bx(h - x/2 - a) + f_{yd} A_s'(h - a' - a) - f_{cftd} b(h - x)\left(\frac{h - x}{2} - a\right) =$$

$$= 18508,33 \cdot 0,825 \cdot 0,0044 \cdot \left(0,065 - \frac{0,0044}{2} - 0,005\right) + \quad (3.35)$$

$$+ 400 \cdot 10^3 \cdot 0,00001962 \cdot 7 \cdot (0,065 - 0,005 - 0,005) -$$

$$- 1354,16 \cdot 0,825 \cdot (0,065 - 0,0044)\left(\frac{0,065 - 0,0044}{2} - 0,005\right) = 4,86 \text{ кНм.}$$

Так як вже задан максимальний експериментальний згинальний момент M_{Ed}, виконується перевірка міцності сталефібробетонної плити у прольотній частині:

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 4,79 < 4,86 \text{ кНм.} \quad (3.36)$$

За нелінійно–деформаційним методом також був виконаний теоретичний порівняльний розрахунок на міцність моделі плити №3 із сталефібробетону при прикладанні навантаження у прольотній частині (рис.2.8) за методикою ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [12].

Характеристики деформативності бетону:

$\varepsilon_{c1,ck} = 1,86$ ‰ – характеристичне значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_c; $\varepsilon_{c1,cd} = 1,73$ ‰ – розрахункове значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_c; $\varepsilon_{cu1,ck} = 2,31$ ‰ –характеристичне значення відносних деформацій розтягу бетону; $\varepsilon_{cu1,cd} = 2,22$ ‰ –розрахункове значення відносних граничних деформацій розтягу бетону; $\varepsilon_{cf\,3,ck} = 0,88$ ‰ – характеристичне значення відносних деформацій стиску фібробетону при досягненні максимальних напружень; $\varepsilon_{cf\,3,cd} = 0,78$ ‰ – розрахункове значення відносних деформацій стиску фібробетону при досягненні максимальних напружень; $\varepsilon_{cfu3,ck} = 2,31$ ‰ – характеристичне значення

граничних деформацій стиску фібробетону; $\varepsilon_{cfu3,cd} = 2{,}11$ ‰ – розрахункове значення граничних деформацій стиску фібробетону.

У розрахунку за нелінійно–деформаційною моделлю враховують не приріст зусиль, а деформації у перерізі. Несуча здатність фібробетонної плити на дію згинальних моментів, визначається, виходячи з таких передумов :

–для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;

–зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого та розтягнутого фібробетону приймають у вигляді діаграм.

За критерій вичерпання несучої здатності фібробетонного перерізу приймається руйнування розтягнутого фібробетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ε_{cftu}=-1,8f_{cftd}/E_{cd}.

Приймається правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатній, для розтягу – від'ємний.

При визначенні f_{cftd} тримаються припущення, що опір розтягу сталефібробетонного елементу вичерпується через висмикування з бетону умовно усієї фібри. У даному випадку для фібробетоної плити має місце 2–й випадок вичерпання опору розтягу сталефібробетону, величина f_{cftd} визначається за формулою:

$$f_{cfdt} = 1{,}1 f_{cd}\left(K_T \frac{k^2{}_{or}\mu_{fv} l_f}{8\eta_f d_{f,red}} + 0{,}08 - 0{,}5\mu_{fv} \right) = 1{,}1 \cdot 14{,}5 \cdot 10^3 \cdot$$
$$\cdot\left(0{,}6 \cdot \frac{0{,}5945^2 \cdot 0{,}005 \cdot 0{,}05}{8 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}001} + 0{,}08 - 0{,}5 \cdot 0{,}005 \right) = 1354{,}16 \text{ кН/м}^2. \quad (3.37)$$

Розрахунок за міцністю нормальних перерізів згинальних моментів проводять за умови $M_{Ed} \le M_t$ для другої форми рівноваги.

Для другої форми рівноваги межі існування якої є $x_1 < h$, рівняння рівноваги записуються:

$$\begin{aligned}
&\frac{bf_{cd}}{\overline{\Psi}}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+1}\gamma^{k+1}-bf_{cd}\left(h-x_1-\frac{x_1 f_{cfdt}}{2E_{cd}\varepsilon_{cf(1)}}\right)-N=0,\\
&\frac{bf_{cd}}{\overline{\Psi}^2}\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+2}\gamma^{k+2}-\frac{1}{2}bf_{cd}\left(h-x_1\right)^2+\frac{1}{3}bx_1{}^2\frac{f^3{}_{cfdt}}{E^2{}_{cd}\varepsilon^2{}_{cf(1)}}-M=0,
\end{aligned}\tag{3.38}$$

Кривизна вигнутої осі в перерізі визначається:

$$\Psi=\frac{1}{r}=\frac{\varepsilon_{c(1)}-\varepsilon_{c(2)}}{h},\tag{3.39}$$

де $\varepsilon_{c(1)}$ – деформації бетону стиснутої зони; $\varepsilon_{c(2)}$ – осереднені деформації розтягнутої зони бетону.

Висота стиснутої зони визначається:

$$x_1=\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\Psi}.\tag{3.40}$$

Відносна кривізна визначається:

$$\overline{\Psi}=\frac{\Psi}{\varepsilon_{c(1)}}.\tag{3.41}$$

У розгорнутому вигляді рівняння записується:

$$\begin{aligned}
&\frac{bE_{cd}\varepsilon^2{}_{c(1)}}{2\Psi}-bf_{cd}\left(h-x_1-\frac{x_1 f_{cfdt}}{2E_{cd}\varepsilon_{cf(1)}}\right)-N=0,\\
&\frac{bE_{cd}\varepsilon^3{}_{c(1)}}{3\Psi^2}-\frac{1}{2}bf_{cd}\left(h-x_1\right)^2+\frac{1}{3}bx_1{}^2\frac{f^3{}_{cfdt}}{E^2{}_{cd}\varepsilon^2{}_{cf(1)}}-M=0.
\end{aligned}\tag{3.42}$$

Далі розрахунок моделі плити №3 із сталефібробетону виконується, враховуючи повну криволінійну діаграму фібробетону на осьовий розтяг та стиск із низхідними гілками, який був реалізований також у табличному вигляді в Microsoft Excel.

Для сталефібробетонної плити із заданими параметрами умова рівноваги виконується шляхом послідовного збільшення деформацій в розтягнутій зоні. При значеннях відносних деформацій $\varepsilon_{c2}=-0,0053$, кривизни $\Psi=0,114$ – умова виконується із заданою точністю (рис. 3.4). Використовуючи

параметри *n*–ї ітерації за формулою (3.43) розраховується значення теоретичного граничного згинаючого моменту M_t.

Перевірку рівноваги (3.44) методом послідовного наближення з використанням дволінійної діаграми сталефібробетону на стиск і розтяг була представлена у табл. 3.2 у програмі Microsoft Exel.

$$M_t = \frac{bE_{cd}\varepsilon^3_{c(1)}}{3\Psi^2} - \frac{1}{2}bf_{cfdt}\left(h-x_1\right)^2 + \frac{1}{3}bx_1^2\frac{f^3_{cfdt}}{E^2_{cd}\varepsilon^2_{cf\,(1)}} =$$

$$= \frac{0{,}825\cdot 31\cdot 10^6\cdot 0{,}0021^3}{3\cdot 0{,}114^2} - \frac{1}{2}\cdot 0{,}825\cdot 1354{,}16\left(0{,}065-0{,}018\right)^2 +$$

$$+\frac{1}{3}\cdot 0{,}825\cdot 0{,}018^2\cdot\frac{1354{,}16^3}{(31\cdot 10^6)^2\cdot(-0{,}0053)^2} = 4{,}88 \text{ кНм}. \qquad (3.43)$$

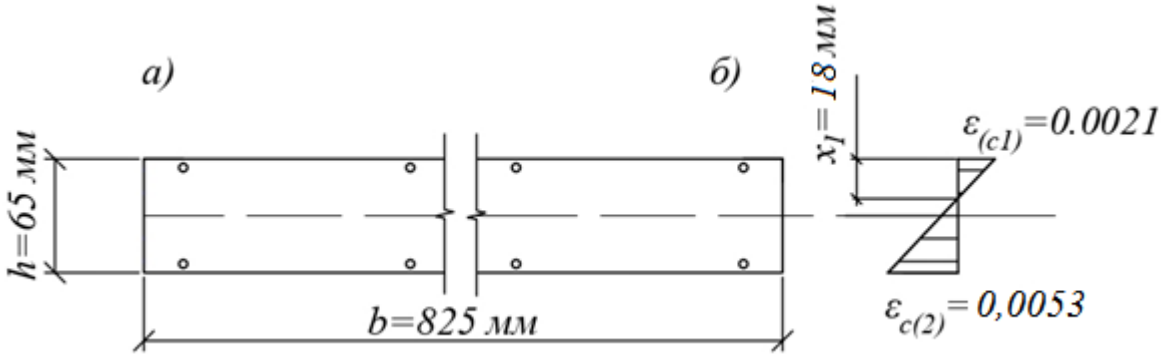


Рис. 3.4. До розрахунку згинального моменту нормального перерізу сталефібробетонної плити №3 із використанням епюри деформацій:
а – схема розрахункового перерізу із армуванням в стиснутій і розтягнутій зонах; б – епюра деформацій

Таблиця 3.2

№	$\varepsilon_{c(1)}$	ε_{sn}	Ψ	x_1, м	M_{Ed}, кНм	ε_{c1}	E_{cd}, кН/м^2	f_{cftd}, м
1	0.0021	-0.0055	0.117	0.0179	4.53	0.00173	$31\cdot10^6$	1354.16
2	0.0021	-0.0054	0.115	0.0182	4.71	0.00173	$31\cdot10^6$	1354.16
n	0.0021	-0.0053	0.114	0.0184	4.88	0.00173	$31\cdot10^6$	1354.16

Оскільки вже заданий максимальний експериментальний згинальний момент M_{Ed}, у даному випадку не виконується перевірка міцності сталефібробетонної плити у прольотній частині:

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 4,79 \text{ кНм} < 4,88 \text{ кНм}. \quad (3.44)$$

Прикладання навантаження у консольній частині плити

Для моделі плити №4 із сталефібробетону, але із навантаженням у консольній частині (рис.2.18), теоретичні дослідження проводилися також за рекомендаціями, приведеними вище. Була змінена тільки схема прикладання навантаження, що у свою чергу не вплинуло на алгоритм розв'язку. За методикою ДСТУ–Н. Б В.2.6–78:2009 «Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій» була здійснена перевірка міцності (3.45) сталефібробетонної плити за нормальними перерізами у консольній частині плити [77].

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 5,71 \text{ кНм} > 4,86 \text{ кНм}. \quad (3.45)$$

Таблиця 3.3

Моделі плит із залізобетону				
Вид розрахунку	Прольот		Консоль	
	M_t, кНм	M_{Ed}, кНм	M_t, кНм	M_{Ed}, кНм
За методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В [87]	3,3	3,81	3,3	4,35
За методикою ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [4]	3,66	3,81	3,66	4,35

Продовження таблиці 3.3

Моделі плит із сталефібробетону				
За методикою ДСТУ Н.Б.В.2.6–78:2009 «Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій» [5]	4,86	4,79	4,86	5,71
За ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [12]	4,88	4,79	4,88	5,71

Для порівняння за методикою, що приведена в ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [12] також була здійснена перевірка міцності діаграмним методом плити №4 із сталефібробетону (рис. 2.18) за згинальними моментами у консольній частині:

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 5,71 \text{ кНм} > 4,88 \text{ кНм}. \quad (3.46)$$

На основі результатів, отриманих в процесі теоретичних розрахунків, були проведені експериментальні дослідження. Згинальні моменти для кожної моделі плит, які були отримані як теоретичним, так і експериментальним шляхом, наведені в табл. 3.3.

3.4. Висновки за розділом

Виконано розрахунки досліджуваних плит за нормальними перерізами на підставі чотирьох існуючих нормативних документів і методик. Отримані результати показали наявність деяких розбіжностей при використання різних методик. Несуча здатність для сталефібробетонних плит за згинальними моментами складає 4,88 кНм та перевищує несучу здатність для аналогічних залізобетонних плит 3,66 кНм при різних типах прикладання навантаження. При розрахунку за нормальними перерізами, нормальні

тріщини з’являються у сталефібробетонній та залізобетонній моделях плит на бічній та повздовжніх гранях, про що свідчить перевищення теоретичних значень згинальних моментів над експериментальними, для залізобетонної плити при прольотному та консольному навантаженні згинальний момент отриманий при експерименті складає 3,81 кНм та 4,35 кНм, для сталефібробетонної плити відповідно 4,79 кНм та 5,71 кНм. Картина тріщиноутворення суттєво відрізняється для сталефібробетонної плити від залізобетонної. Отже, можна вважати доведеним, що при виконанні розрахунку плит на міцність нормальних перерізів, спираючись на рекомендації діючих стандартів та методик, існує певна тенденція щодо завищення теоретичних значень над експериментальними.

РОЗДІЛ 4
РОЗРАХУНОК ПЛИТ ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ

4.1. Загальні відомості

В інженерній практиці застосування теорії розрахунків залізобетонних конструкцій у теперішній час відбуваються значні зміни. Починаючи з 2011 року введені в дію ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 регламентують нову нормативну базу в галузі залізобетону замість використовуваної з 1986 року за СНиП 2.03.01-84*. Головні переваги нових нормативних документів - поступове адаптування до існуючої нормативної бази Європейського союзу, відображення в них результатів новітніх технологій та досягнень як національного, так і міжнародного досвіду проектування бетонних та залізобетонних конструкций у будівельній галузі за останні роки. Мета їх впровадження - актуалізація національної нормативної бази відповідно до сучасних завдань будівельної галузі, гармонізація з міжнародними і європейськими нормами та стандартами за системою нормативного регулювання в галузі будівництва, створення можливості враховувати в Україні міжнародний досвід проектування бетонних та залізобетонних конструкцій.

Згідно з чинними нормами розрахунки за міцністю елементів бетонних і залізобетонних конструкцій виконуються на основі нелінійної деформаційної моделі. Такий підхід обумовлений тим, що застосовувана раніше методика, викладена у відмінених нормах, мала такі недоліки:

- розрахунок за міцністю елементів бетонних і залізобетонних конструкцій призводив до завищення їх несучої здатності;

- розрахункові схеми роботи залізобетонних елементів у стані руйнування значно відрізнялись від дійсних, а саме - на нейтральній осі напруження як у бетоні, так і арматурі не дорівнювали нулю, що було наслідком застосовуваної передумови про рівномірний розподіл напружень в бетоні стиснутої зони;

- розрахунки міцності не враховували властивості бетону деформуватись за межею досягнення ним граничних значень деформацій;

- розрахунки міцності треба було розмежовувати на випадки для непереармованих та переармованих елементів.

Введені в дію ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010, які гармонізовані до Eurocode 2, стали причиною помітних змін в методиках виконання розрахунків, пов'язаних із визначенням міцності нормальних та похилих перерізів згинальних елементів різного профілю, а також оцінки залізобетонних конструкцій за 2-ю групою граничних станів.

В названих вище нормативних документах відсутні методи визначення площі арматури нормальних та похилих перерізів згинаних елементів з урахуванням нових допущень та передумов, що викликає необхідність розробки спрощеної методики визначення площ поздовжньої арматури на підставі п. 3.1.6.2 ДБН 8.2.6-98:2009, в якому передбачена можливість визначення фактичної і відносної граничної висоти стиснутої зони перерізів на підставі використання гіпотези плоских перерізів при фіксованих величинах граничних деформацій бетону та арматури, використання спрощених діаграм для бетонів і арматури, а також використання рівномірного розподілу напружень в бетоні стиснутої зони перерізів. При розрахунках міцності похилих перерізів повернулись до фермової аналогії, що змінило методику визначення площі необхідної арматури в цих перерізах. Ця нова методика оцінки міцності похилих перерізів за поперечною силою суттєво відрізняється від методики за нормами СНиП 2.03.01-84*.

В чинних нормах змінені позначення фізико-механічних характеристик матеріалів та розрахункових параметрів перерізів.

Бліхарський З.Я., Кархут І.І. та Струк Р.Ф. [103] продемонстрували можливість реалізації в розрахунках міцності залізобетонних конструкцій методики чинних норм за структурою методик, приведених раніше. Особлива увага приділена висвітленню переваг використання як специфічних особливостей бетону, так і фундаментальних положень нормативних

документів у розрахунках. Викладено особливості конструювання нормальних і похилих перерізів залізобетонних конструкцій (стрижневих та плитних) згідно вимог нормативної документації.

Згідно з чинними нормами розрахунки за міцністю елементів бетонних і залізобетонних конструкцій виконуються на основі нелінійної деформаційної моделі. Такий підхід обумовлений тим, що застосовувана раніше методика, мала такі недоліки:

– розрахунок за міцністю елементів бетонних і залізобетонних конструкцій призводив до завищення їх несучої здатності;

– розрахункові схеми роботи залізобетонних елементів у стані руйнування значно відрізнялись від дійсних, а саме — на нейтральній осі напруження як у бетоні, так і арматурі не дорівнювали нулю, що було наслідком застосовуваної передумови про рівномірний розподіл напружень в бетоні стиснутої зони;

– розрахунки міцності не враховували властивості бетону деформуватись за межею досягнення ним граничних значень деформацій;

– розрахунки міцності треба було розмежовувати на випадки для непереармованих та переармованих елементів.

Барашиковим А. Я. та його колегами [104] було викладено основні принципи проектування залізобетонних конструкцій промислових та цивільних будівель, дано їхні техніко–економічні показники. Наведено способи підсилення залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель та споруд. Окрему увагу приділено розрахунку елементів, що працюють на згин, а саме розрахунку на міцність похилих перерізів.

Голишевим А.Б. та ін. [105] було наведено матеріали для залізобетонних конструкцій та рекомендації щодо їх вибору, а також вказівки щодо конструювання. Значне місце відведено розрахунку елементів бетонних та залізобетонних конструкцій за граничними станами (за несучою здатністю, деформаціями та тріщиностійкістю) відповідно до вимог нормативних документів, в окремих випадках — на основі уточнених

методів, що дозволяють отримувати більш економічні рішення. Було висвітлено питання проектування несучих елементів залізобетонних конструкцій окремо для плит. При вирішенні низки завдань розглянуті питання, пов'язані з урахуванням впливу повзучості бетону, а також з розрахунком за методом граничної рівноваги, причому не тільки в класичній, а й у загальнішій постановці з урахуванням обмеженої пластичності вихідних матеріалів.

Теорія межі текучості прийнята як метод проектування залізобетонних конструкцій у багатьох міжнародних нормативних документах. Плити, рівномірно армовані в двох нормальних напрямках, які руйнуються під зосередженим навантаженням були детально вивчені, і була представлена кінцева несуча здатність для такого типу плит. До теперішнього часу не встановлено граничну несучу здатність при зосередженому навантаженні, так званих ортотропних плит. Дослідники з Китаю Gong, J., Zhang, Y., Han, S. [106] намагалися вирішити цю проблему у своїй роботі. Було отримано вираз для граничної несучої здатності ортотропної залізобетонної плити при зосередженому навантаженні в полярній системі. На основі варіаційного принципу встановлено рівняння від’ємної лінії текучості, яке дає найнижче рішення. Виявлено, що рівняння від’ємної лінії текучості для ортотропної залізобетонної плити під дією зосередженого навантаження є симетричною та замкнутою кривою з визначеною формою, але невизначеним радіусом. Кінцева несуча здатність визначається зсувом плити при вигині або продавлюванні, залежно від глибини та коефіцієнта армування плити.

У Швейцарському Федеральному Технологічному Інституті (Цюріх), вченими Galmarini A. та ін. [107] було проведено шість великомасштабних випробувань залізобетонних смуг плит, щоб дослідити несучу поведінку залізобетонних плит, які піддаються осьовому розтягуванню та поперечному навантаженню. Чотири з цих тестів були використані для міжнародного конкурсу, щоб передбачити реакцію тестових зразків. Зразки відрізнялися застосованим осьовим натягом і наявністю стремен. Представлено серію

випробувань, виготовлення чотирьох випробувальних зразків, аналіз результатів випробувань та отримані прогнози. Також включено спрощений ручний аналіз експериментів. Випробування показали, що існує значна міцність на зсув у залізобетонних плитах при осьовому розтягу, і що пропускна здатність системи таких смуг плити не обмежується локальним руйнуванням при зсуві. Дослідження показує також, що моделювання тріщин залізобетонної смуги плити все ще є серйозним викликом навіть для досвідчених дослідників з найновішими інструментами аналізу.

Зі збільшенням кількості будівель і споруд, конструкцій, які мають експлуатаційні пошкодження та дефекти, виникає необхідність у відновленні або збільшенні їх несучої здатності. До сучасних ефективних та перспективних матеріалів для підсилення згинальних залізобетонних елементів відносять вуглепластикові стрічки та полотна, які наразі набувають широкого застосування. В нормах проектування залізобетонних конструкцій не розглядається складний напружено–деформований стан похилих перерізів, який виникає при їх підсиленні вуглепластиковими матеріалами. Зазначені норми також не враховують вплив малоциклового навантаження на роботу похилих перерізів. В зв’язку з наведеною проблемою в статті [108], було поставлено за мету висвітлити розроблену на підставі експериментальних досліджень удосконалену методику розрахунку несучої здатності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементі, підсилених вуглепластиковими матеріалами з урахуванням дії малоциклових навантажень.

У роботі [109] Henze Lukas розглядається несуча поведінка залізобетонних плит. Основна увага приділяється передачі зосереджених одиночних або блокових навантажень, оскільки вони виникають у мостових конструкціях у вигляді колісних навантажень. Однак висновки також можна легко застосувати до загальних випадків зосереджених блокових навантажень на залізобетонні плити. У попередніх дослідженнях несучої здатності на зсув залізобетонних плит дорожнього полотна можна було

неодноразово стверджувати, що несуча здатність плит на зсув при одноразових навантаженнях вище, ніж очікується розрахований опір згідно з чинними правилами проектування. Тим не менш, наразі не вдалося отримати збільшення несучої здатності. Ця невідповідність повинна бути виправлена в цій роботі. Після огляду галузі дослідження та попередньо проведених серій тестів, визначено потреби дослідження та відкриті питання. Виходячи з цього, конструктивна поведінка залізобетонних плит під одноразовими навантаженнями досліджується на основі широкомасштабних модельних випробувань. З цього можна прямо відповісти на багато відкритих питань з попередніх досліджень. Крім того, для більш детального дослідження передачі навантаження пластин виконується нелінійне моделювання матеріалу за методом скінчених елементів. Розрахунки перевірені на основі реальних експериментів. Можна показати, що звичайна фіксована відповідна розрахункова ділянка в області опори не має сенсу, і що поперечні сили повинні визначатися близько до зосереджених навантажень. Однак вони у багато разів перевищують сили зсуву на опорі плити. Представлено практичний підхід до визначення внутрішніх зусиль від зосереджених навантажень з лінійнопружних розрахунків скінченого елементу та запропоновано підхід до врахування підвищеної несучої здатності залізобетонних плит на основі поточного розрахункового рівняння згідно з нормативними документами. При цьому необхідний рівень безпеки у випадку модифікованого підтвердження несучої здатності на зсув демонструється за допомогою аналізу статистичної бази даних вибраних випробувань плит. Пояснюється, як працює пряма передача зосереджених навантажень поблизу опори та як механізм руйнування плит під одноразовими навантаженнями пов’язаний з продавлюванням.

Ю. С. Бікс [110, 111] наводить порівняльний аналіз методик визначення несучої здатності залізобетонних балок (друга проектна задача), що базуються на основі деформаційного підходу згідно чинних норм розрахунку ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні

положення». Він розглядає результати визначення максимального значення згинального моменту у балці за п’ятьма методиками, що базуються на використанні криволінійної епюри «напруження-деформації» (нелінійна деформаційна модель Бамбури А.М., нова деформаційна модель д.т.н. Павлікова А.М., деформаційно-силова модель Ромашко В.М.), спрощеної білінійної епюри «напруження-деформації» (Попов В. О., Войцехівськй О. В.) а також спрощеної прямокутної епюри «напруження-деформації» (Бабаєв В. М., Бамбура А. М., Пустовойтова О.М. та ін.). Показано, що розрахунок несучої здатності для всіх зазначених методик відрізняється від нормативного за ДБН та ДСТУ у межах 1% [11, 86, 112-118]. При цьому, на думку автора найпростішою з точки зору інженерного використання та інтерпретації реалізованого алгоритму є прямокутна залежність, а найбільш складною є методика за деформаційно-силовою моделлю Ромашка В.М.

4.2. Теоретичні основи розрахунку конструкцій, що згинаються, за похилими перерізами

Для розрахунку залізобетонних конструкцій потрібна висока точність та надійність. Це є актуальним через те, що сталефібробетон та залізобетон є неоднорідними матеріалами. В «пружній» стадії вони стають крихкими, та зростає раптовість вичерпання несучої здатності. У більшій складності це стосується похилих перерізів в згинальних елементах. Під час визначення несучої здатності елементів, які працюють на зріз без поперечного армування, виникають складнощі ще й із складним напружено-деформованим станом елемента. Розроблення та вдосконалення методів оцінки несучої здатності похилих перерізів є актуальною задачею в інженерній галузі. При вигині елементів, таких, як плити або балки, крім нормальних напружень виникають також сколюючі, які діють по горизонтальному і вертикальному напрямках. Для похилих перерізів є актуальними аналогічні 3 стадії напружено-деформованого стану (НДС), як і для нормальних перерізів. При утворенні похилої тріщини, згинальний

елемент ділиться на частини, які поєднані бетоном стиснутої зони і арматурою, яка в свою чергу перетинає похилу тріщину. При збільшенні навантаження похила тріщина поступово збільшується, і руйнування відбувається по одному з трьох можливих випадків:

- для випадку №1 є характерним дроблення стінки фібробетону або залізобетону по похилій смузі між похилими тріщинами, які виникли від головних стискаючих напружень. Це пояснюється тим, що в стінці по взаємно перпендикулярним ділянкам діють стискаючі і розтягуючі напруження. Розтягуючі напруження знижують міцність на стиск конструкції.

- для випадку №2 основою є зсув за похилим перерізом від дії поперечної сили. Початок утворення похилої тріщини в першу чергу є в середині бічних граней. У цьому місці дотичні напруження досягають максимального значення. Якщо цього не трапляється, то похилі тріщини не утворюється.

- характерною проблемою для випадку №3 є руйнування за похилим перерізом від дії згинального моменту *M*. Це пояснюється тим, що напруження розтягу долають опір бетону на осьовий розтяг. Утворення похилої тріщини є присутнім у розтягнутій зоні. В свою чергу, бетон розтягнутої зони виключається з роботи в похилому перерізі. Після цього всі розтягуючі зусилля спрямовані на арматуру. Виникає взаємний оберт частин елементу навколо центру обертання. Арматура або фіброві волокна при слабкому анкеруванні висмикуються навіть при невеликих значеннях згинального моменту. У стислій зоні відбувається скорочення і руйнування. Якщо є наявною сильна заанкерована поздовжня арматура, то в результаті спільної дії зсувних і стискаючих зусиль виникає руйнування бетону стиснутої зони.

У випадку, коли головні напруження розтягу не досягають значення осьового стиску, тоді похилі тріщини не утворюються, через те поперечна сила повністю сприймається одним бетонним перерізом. Міцність елементів

за похилими перерізами при спільній дії згинального моменту і поперечної сили визначається залежно від випадку руйнування елементу.

При армуванні плит міцність похилих перерізів забезпечується сумісною роботою поперечної арматури, відгинів та бетону (рис. 4.1). Умова міцності похилого перерізу [103] на дію поперечної сили має вигляд:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}, \qquad (4.1)$$

де V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на границі текучості; $V_{Rd,s}$ – розрахункова величина поперечної сили, що сприймається поперечною арматурою; V_{ccd} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля стиску за наявності похилих стиснутих поясів; V_{td} – розрахункове значення компоненту зсуву зусилля у розтягнутій арматурі за наявності похилих розтягнутих поясів.

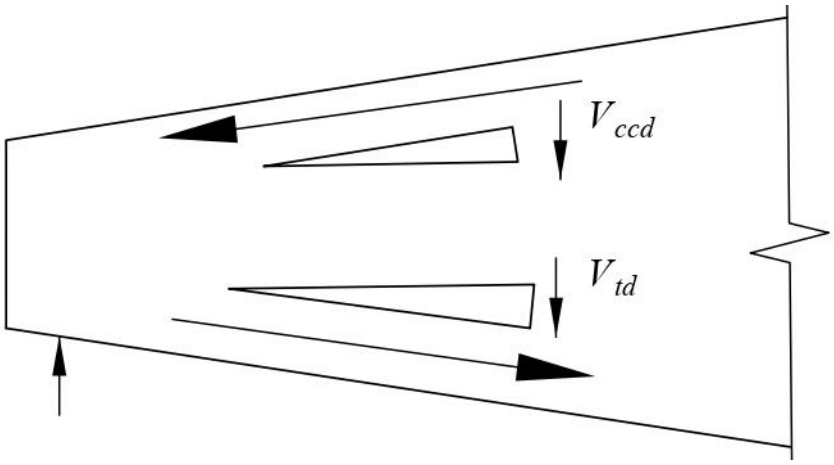


Рис. 4.1. Компоненти зсуву для елементів з похилими поясами

Руйнування згинального елемента за похилими перерізами відбувається внаслідок одночасної дії на нього поперечних сил і згинальних моментів. Відповідно до цього розвиваються внутрішні зусилля в бетоні стиснутої зони над похилою тріщиною і осьові зусилля в арматурі, яка перетинається з похилою тріщиною.

У випадку коли на основі розрахунку за поперечною силою не вимагається поперечна арматура, мінімальне поперечне армування все одно повинно встановлюватись. Мінімальне поперечне армування може не

встановлюватись у плитах, де можливий перерозподіл поперечних навантажень.

На ділянках конструкції, де $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, необхідно встановлювати відповідне поперечне армування, що визначається розрахунком, для виконання умови $V_{Ed} \le V_{Rd,c}$.

Мінімальна величина відсотка поперечного армування [3] може бути визначена за формулою:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08}{\sqrt{f_{ck}}} \le f_{yk}. \qquad (4.2)$$

Для елементів, що не потребують розрахункового поперечного армування, розрахункова величина опору визначається, як:

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\sqrt{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \ge V_{Rd,c,\min} = \left(V_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d. \quad (4.3)$$

Коефіцієнт для елементів, що не потребують розрахункового поперечного армування, визначається за формулою:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2d. \qquad (4.4)$$

Коефіцієнт армування для повздовжньої арматури має вигляд:

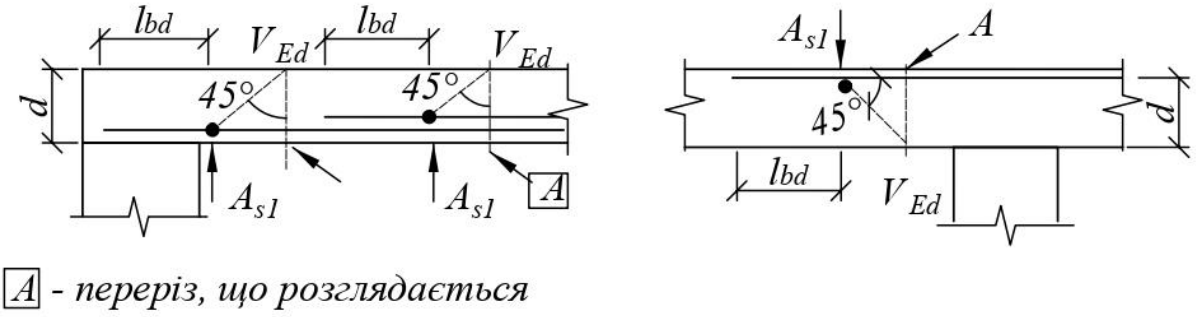
$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w d} \le 0,02 , \qquad (4.5)$$

де A_{s1} – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань $\ge (l_{bd} + d)$ за переріз, що розглядається (рис.4.2); b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні, мм.

Напруження стиску у бетоні від осьового навантаження має вигляд:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}, \qquad (4.6)$$

де N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням; A_c – площа поперечного перерізу бетону.



A - переріз, що розглядається

Рис. 4.2. До визначення A_{s1} у виразі (4.4)

Несуча здатність за поперечною силою, повинна задовольняти умову:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,\max} = 0,5 b_w d \nu f_{cd}. \qquad (4.7)$$

Коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом:

$$\nu = 0,6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]. \qquad (4.8)$$

Для елементів, які за розрахунком потребують поперечну арматуру рекомендується використовувати «фермову» модель (рис.4.2)

На (рис.4.2) зображені наступні познаки:

α – кут між поперечною арматурою і віссю балки, перепендикулярної до поперечної сили (позитивний напрям);

θ – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили;

f_{td} – розрахункова величина зусилля ростягу у повздовжній арматурі;

f_{cd} – розрахункова величина зусилля стиску бетону в напрямку повздовжньої осі елемента;

b_w – мінімальна ширина між розтягнутим і стиснутим поясами;

z – плече внутрішньої пари для елемента з постійною висотою перерізу, яке відповідає згинальному моменту в елементі, що розглядається. При розрахунку на зсув залізобетонних елементів за відсутності осьової сили, можна приймати значення $z = 0,9b$.

Для елементів з вертикальним поперечним армуванням (рис. 4.3) за опір приймається менша з величин, розрахована за формулами (4.9) і (4.10):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta. \qquad (4.9)$$

Якщо застосовується вираз (4.11), то величину розрахункового значення міцності поперечної арматури f_{ywd} у виразі (4.9) потрібно зменшити до $0{,}8\, f_{ywd}$.

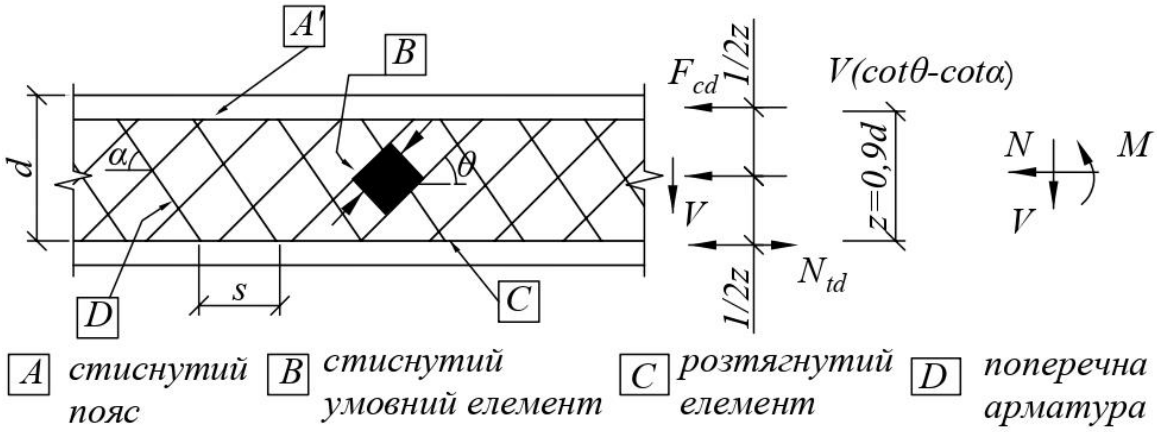


Рис. 4.3. Елемент з вертикальним поперечним армуванням

Теоретичне значення максимального поперечної сили $V_{Rd,\max}$ визначається за формулою:

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta), \qquad (4.10)$$

де A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури; s – крок поперечних стрижнів; f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури; ν_1 – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві, який визначається за виразом (4.8) α_{cw}–коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутому поясі.

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше 80% від характеристичних напружень текучості f_{yk},то ν_1 можна приймати:

$$\begin{aligned} &\nu_1 = 0{,}6 && \text{при } f_{ck} \le 60 \text{ МПа}, \\ &\nu_1 = 0{,}9 - f_{ck}/200 > 0{,}5 && \text{при } f_{ck} \ge 60 \text{ МПа}. \end{aligned} \qquad (4.11)$$

Максимальна приведена площа перерізу поперечної арматури $A_{sw,\max}$ при $\cot\theta = 1$ визначається зі співвідношення:

$$\frac{A_{sw,\max} f_{ywd}}{b_w s} \le \frac{1}{2}\alpha_{cw}\nu_1 f_{cd}. \qquad (4.12)$$

Американський стандарт ACI 318 RM –14 [17], є схожим за методикою розрахунку балочних елементів за похилими перерізами із європейським стандартом EN 1992–1–1:2004 (English): Eurocode 2: Design of concrete structures [16] . У обох нормативних документах використовується «фермова» модель, але кут нахилу у ACI 318 RM –14 [17] приймають вже із фіксованим значенням $\theta = 45°$.

Розрахунок демонструє максимальну поперечну силу, яка сприймається сумісно із бетоном V_c та арматурою V_s .

$$\varphi\left(V_c + V_s\right) \ge V_u, \qquad (4.13)$$

де V_u –максимальна поперечна сила у перерізі, φ –коефіцієнт безпеки,

$$V_s = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d. \qquad (4.14)$$

Номінальний опір бетону поперечній силі визначається:

$$V_c = \left[0{,}16\sqrt{f_c'} + 0{,}17\rho_w \frac{V_u}{M_u} d \right] \cdot b_w d \le 3{,}5\sqrt{f_c'} b_w a, \qquad (4.15)$$

де f' – розрахункова міцність бетону на стиск, ρ_w –коефіцієнт повздовжнього армування, V_u, M_u – поперечна сила та згинаючий моменту перерізу.

Вертикальна сила, що сприймається вертикальними хомутами балки V_s, повинна розраховуватись за формулою:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}, \qquad (4.16)$$

де A_v – площа поперечної арматури, f_{yt} – максимальний опір поперечної арматури розтягу.

Для згинальних елементів із поперечним та похилим армуванням умова міцності похилих перерізів за згинаючим моментом [76,77] записується у вигляді:

$$M \le M_{Rd,s} + M_{ccd} + M_{td}, \qquad (4.17)$$

де M – момент усіх зовнішніх сил, розташованих по один бік від розглянутого перерізу, відносно осі, перпендикулярної площині діючого моменту, що проходить посередині висоти стиснутої зони над похилою тріщиною.

Момент зусиль у поперечній арматурі визначається:

$$M_{Rd,s} = \sum f_{yd} \mathrm{A}_{sw} \mathrm{z}_w. \qquad (4.18)$$

Згинальний момент у похилій арматурі визначається :

$$M_{ccd} = \sum f_{yd} \mathrm{A}_i \mathrm{z}_i. \qquad (4.19)$$

Момент зусиль у повздовжній арматурі:

$$M_{td} = f_{yd} \mathrm{A}_s \mathrm{z}. \qquad (4.20)$$

де f_{yd} – розрахунковий опір повздовжньої розтягнутої арматури і поперечної арматури при розрахунку на згин по похилому перерізу для граничних станів першої групи; A_{sw}, A_i, A_s – відповідно площі поперечного перерізу хомутів, відгинів та повздовжньої арматури; $\mathrm{z}_w, \mathrm{z}_i, \mathrm{z}$ – відстані від площини розташування відповідно хомутів, відгинів та повздовжньої арматури до вказаної вище осі.

Розрахунок перерізів, похилих до повздовжньої осі елемента, на дію згинального моменту виконується згідно умові (4.17). При цьому висота стиснутої зони похилого перерізу, виміряна по нормалі до стиснутої грані елементу виконується із умови рівності проекцій всіх сил на нормаль до цієї грані, а саме для прямокутного перерізу (4.21):

$$f_{yd} \mathrm{A}_s + \sum f_{yd} A_i \cos\alpha = f_{cd} b x, \qquad (4.21)$$

де α – кут нахилу відгинів до осі елемента.

4.3. Розрахунки досліджуваних плит

4.3.1. Залізобетонні плити

Прикладання навантаження у прольотній частині плити

Для проведення розрахунків конструкцій за міцністю похилих перерізів на дію поперечних сил були розглянуті моделі з серії залізобетонних дорожніх плит із навантаженням у прольотній частині (рис. 2.8). Дослідження роботи моделі залізобетонної плити №1 спочатку було виконано за методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В [87]. Розрахунок виконувався переважно для плити прямокутного профілю із подвійною ненапруженою арматурою.

Вихідні дані: за геометричними характеристиками ширина плити складала $b = 0{,}825$ м;; товщина плити – $h = 0{,}065$ м; відстань від краю до арматурних стрижнів плити складала $a = 5$ мм. Використовувався дрібнозернистий бетон класу С20/25 та арматура класу Вр–1 із площею поперечного перерізу стрижня ($A_s = 0{,}00001962$ м^2).

Для розрахунку була визначена робоча висота поперечного перерізу моделі плити h_0, яка дорівнювала:

$$h_0 = h - a = 65 - 5 = 60 \text{ мм} = 0{,}06 \text{ м}. \qquad (4.22)$$

Також був визначений коефіцієнт φ_{b1}, що враховує вплив міцності бетону:

$$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}006 f_{cd} = 1 - 0{,}006 \cdot 14{,}5 = 0{,}913. \qquad (4.23)$$

Коефіцієнт α, який характеризується відношенням відповідно початкових модулів пружності арматури та бетону E_s та E_b і визначається за формулою:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{25000} = 6{,}8. \qquad (4.24)$$

Коефіцієнт поперечного армування залізобетонної плити μ_{sw} визначався за формулою:

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{0,00001962 \cdot 7}{0,825 \cdot 0,13} = 0,00128. \qquad (4.25)$$

Визначення коефіцієнта φ_{w1}, що враховує вплив поперечного армування приведено у формулі:

$$\varphi_{w1} = 1 + \eta\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 6,8 \cdot 0,00128 = 1,045, \qquad (4.26)$$

де $\eta = 5$ – коефіцієнт при вертикальних хомутах.

Теоретичне значення максимального поперечної сили $V_{Rd,\max}$ визначається за формулою:

$$V_{Ed} = 10,9 \text{ кН} \le V_{Rd,\max} = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1} f_{cd} b h_0 = \\ = 0,3 \cdot 1,045 \cdot 0,913 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 0,825 \cdot 0,06 = 20,54 \text{ кН}. \qquad (4.27)$$

Експериментально встановлено, що виконанню умови (4.27) при розрахунку елементів, що згинаються, сприяє міцність грані плити на стиск.

Зусилля, що сприймається поперечними стрижнями, віднесене до одиниці довжини елементу визначається за формулою:

$$q_{sw} = \frac{2 f_{yd} A_{sw} n}{s} = \frac{2 \cdot 40000 \cdot 0,00001962 \cdot 7}{0,13} = 84,52 \text{ кН/м}^2, \qquad (4.28)$$

де f_{yd} – напруження в арматурі залежно від способу його створення, кН/м^2.

Граничне значення c_0, що відповідає проекції похилого перерізу на повздовжню ось плити приведено у формулі:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ct} b h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,825 \cdot 0,06^2}{84,52}} = \\ = 0,086 \text{ м}. \qquad (4.29)$$

При розрахунку похилих перерізів зусилля в хомутах(поперечних стрижнях) враховуються на довжині c, що не перевищує $2h_0$:

$$c_0 \le 2h_0 \Rightarrow 0,086 \le 0,12 \text{ м}. \qquad (4.30)$$

Поперечна сила, що сприймається поперечними стрижнями та бетоном V_{Rd} у похилому перерізі при $a_1 > c_0$, а $c_0 \le 2h_0$, тоді зусилля у поперечних стрижнях враховуються тільки на довжині c_0 і рівняння приймає вигляд:

$$V_{Rd} = q_{sw}c_0 + \frac{\varphi_{b2} f_{ct} b h_0^2}{c_0} = 84,52 \cdot 0,086 + \frac{2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,825 \cdot 0,06^2}{0,086} = \quad (4.31)$$

=14,52 кН,

де φ_{b2} – коефіцієнт , що приймається для конструкцій з дрібнозернистого бетону.

Перевірка міцності похилих перерізів елементів, армованих поперечною арматурою при завантаженні їх навантаженням у вигляді зосереджених сил виконується у виразі:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \Rightarrow 10,9 \text{ кН} < 14,52 \text{ кН}. \quad (4.32)$$

Висота стиснутої зони похилого перерізу, виміряна по нормалі до стиснутої грані елементу виконується із умови рівності проекцій всіх сил на нормаль до цієї грані, а саме для прямокутного перерізу:

$$x = \frac{f_{yd} \mathrm{A}_s}{f_{cd} b} = \frac{7,848}{11962,5} = 0,00066 \text{ м}. \quad (4.33)$$

Для елементів без попереднього напруження при визначенні коефіцієнта γ_{s6} припускається, що у межах зони анкерування арматури A_s розрахунковий опір зростає від 0 на початку стрижня до максимального значення у кінці зони анкерування:

$$\gamma_{s6} = \frac{l_x}{l_{an}} = \frac{0,278}{0,15} = 1,853 \text{ м}, \quad (4.34)$$

де l_x – відстань від кінця арматури до точки перетину похилого перерізу з повздовжньою арматурою; l_{an} – довжина зони анкерування, що залежить від кількості і вигляду поперечної арматури та міцності бетону.

Довжина зони анкерування l_{an} на крайніх вільних опорах, у межах якої знижуються розрахункові опори арматури визначається за формулою (4.35) і повинна бути не менш $\lambda_{an} d$ (4.36):

$$l_{an} = \left(w_{an} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} + \Delta\lambda_{an} \right) d = \left(0,7 \frac{400 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^3} + 11 \right) 0,005 = 0,15 \text{ м}, \quad (4.35)$$

де d – діаметр обірваного повздовжнього стрижня; $w_{an}, \Delta\lambda_{an}, \lambda_{an}$ – коефіцієнти спільної роботи сталевої арматури з бетоном.

$$l_{an} = 0{,}15 \text{ м} \geq l_{an} = \lambda_{an} d = 20 \cdot 0{,}005 = 0{,}1 \text{ м}. \quad (4.36)$$

Об'ємний коефіцієнт армування визначається за формулою:

$$\mu = \frac{A_{sw}}{2as} \leq 0{,}06 \Rightarrow \mu = \frac{0{,}00001962}{2 \cdot 0{,}005 \cdot 0{,}13} = 0{,}015 \leq 0{,}06. \quad (4.37)$$

Напруження стиску бетону σ_b на опорі визначається за формулою:

$$\sigma_b = \frac{V_a}{A_{loc}} = \frac{10{,}9}{0{,}187} = 58{,}29 \text{ кН/м}^2, \quad (4.38)$$

де V_a – сила, що виникає на опорі плити.

Площа обпирання елемента визначається так:

$$A_{loc} = 0{,}22 \cdot 0{,}825 = 0{,}187 \text{ м}^2. \quad (4.39)$$

При визначенні положення найбільш небезпечного похилого перерізу за згинальним моментом є очевидним, що найбільш вразливим буде похилий переріз, в якому різниця між зовнішнім моментом та моментом внутрішніх зусиль відносно центра стиснутої зони бетону буде найменшою.

У найпростішому випадку для елемента без похилої арматури виконується рівняння:

$$M - f_{yd} \mathrm{A}_s \mathrm{z}_s - \sum f_{yd} \mathrm{A}_{sw} \mathrm{z}_w = 0, \text{ при } \sum f_{yd} \mathrm{A}_s = q_{sw} c. \quad (4.40)$$

При підстановці окремих компонентів рівняння, а саме проекції похилого перерізу c (4.40), отримуємо вираз:

$$M_{Ed} \leq f_{yd} \mathrm{A}_s \mathrm{z}_s + \frac{q_{sw} c^2}{2} = 400 \cdot 10^3 \cdot 0{,}00001962 \cdot 0{,}0585 + \\ + \frac{845{,}17 \cdot 0{,}12^2}{2} = 6{,}54 \text{ кНм}. \quad (4.41)$$

Умова міцності похилих перерізів на дію згинальних моментів виконується:

$$M_{Ed} \leq M_t \Rightarrow 3{,}81 < 6{,}54 \text{ кНм}. \quad (4.42)$$

Також для моделі залізобетонної дорожньої плити №1 із навантаженням у прольотній частині (рис. 2.8) був проведений розрахунок за методикою ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [86]. Розрахунок виконувався для плити прямокутного профілю із подвійною ненапруженою арматурою.

При розрахунку опору поперечних перерізів на основі використання діаграм деформування бетону і деформаційної методики розрахунку за критерій вичерпання несучої здатності поперечного перерізу плити приймається, якщо деформації стиснутого бетону в перерізі над похилою тріщиною в напрямку головних стискальних напружень досягають граничних значень.

Розрахункова величина опору зсуву $V_{Rd,c}$ визначається у формулі (4.29), але при значенні не менше $V_{Rd,c,\min}$:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[c_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\sqrt{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq \\ &\geq V_{Rd,c,\min} = \left(V_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d, \end{aligned} \tag{4.43}$$

де $f_{ck} = 23500$ кН/м^2 – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб.

Коефіцієнт для залізобетонної плити, який не враховує потребу у розрахунковому поперечному армуванні набуває вигляд:

$$\begin{aligned} k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{60}} = 2{,}826 \text{ мм} \leq 2d = \\ &= 2 \cdot 60 = 120 \text{ мм}, \end{aligned} \tag{4.44}$$

де d – висота робочого перерізу бетона;

Коефіцієнт армування повздовжньої арматури для залізобетонної плити визначається за формулою:

$$\rho_l = \frac{A_{s1} \cdot 7}{b_w d} = \frac{0{,}00001962 \cdot 7}{0{,}825 \cdot 0{,}06} = 0{,}00277 \leq 0{,}02 \ . \tag{4.45}$$

Напруження стиску у бетоні σ_{cp} від осьового навантаження визначається за формулою:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{10,9}{0,825 \cdot 0,065} = 203,26 \text{ кН/м}^2, \quad (4.46)$$

де N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням; A_c – площа поперечного перерізу бетону.

Мінімальне значення розрахункової величини опору зсуву $V_{\min}$ рекомендується приймати:

$$V_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{\sqrt{2}} = 0,035 \cdot 0,00283^{3/2} \cdot 23500^{\sqrt{2}} = 7,67 \text{ кН}. \quad (4.47)$$

Розрахункова величина опору зсуву визначається за формулою:

$$V_{Rd,c} = \left[0,0139 \cdot 0,00283 (100 \cdot 0,0027 \cdot 23500)^{\sqrt{3}} + 0,15 \cdot 203,26 \right] \cdot \quad (4.48)$$
$$\cdot 0,825 \cdot 0,06 = 9,015 \text{ кН}.$$

Виконується перевірка міцності залізобетонної плити у прольотній частині:

$$V_{Rd,c} = 9,01 \text{ кН} \geq V_{Rd,c,\min} = 1,88 \text{ кН}, \quad (4.49)$$

де

$$V_{Rd,c,\min} = \left(7,67 + 0,15 \cdot 203,26\right) 0,825 \cdot 0,06 = 1,88 \text{ кН}. \quad (4.50)$$

Несуча здатність за поперечною силою повинна завжди задовольняти умову:

$$V_{Ed} = 10,9 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = 0,5 b_w d \nu f_{cd} = \quad (4.51)$$
$$= 0,5 \cdot 0,825 \cdot 0,06 \cdot 0,6 \cdot 14500 = 21,53 \text{ кН},$$

де ν – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який набуває вигляд:

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]. \quad (4.52)$$

При виготовленні моделей плит, незважаючи на умову (4.39), було використане поперечне вертикальне армування, але це було конструктивною особистістю, тобто для з'єднання між собою арматурної сітки верхнього каркасу із нижнім.

Перевірка поперечної сили V_{Ed}, обчисленою у спосіб, приведений вище, повинна задовольняти умову:

$$V_{Ed} < A_{sw} f_{ywd} = 559,32 \text{ кН} \Rightarrow 10,9 \text{ кН} \le 559,32 \text{ кН}, \qquad (4.53)$$

де $A_{sw} f_{ywd}$ – опір поперечної арматури, що перетинає похилу поперечну тріщину в ділянках між навантаженнями.

Прикладання навантаження у консольній частині плити

За методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В [87] для розрахунку за похилими перерізами також була розглянута модель залізобетонної дорожньої плити №2, але із навантаженням у консольній частині (рис. 2.18). Розрахунки виконувалися переважно для плити прямокутного профілю із подвійною ненапруженною арматурою. Перевірка експериментальних значень поперечних сил та згинальних моментів із теоретичними значеннями у консольній частині здійснюється за аналогічним алгоритмом, який був проведений для прольотної частини плити за відповідною аналогічною методикою, але із врахуванням нової розрахункової схеми прикладання навантаження (4.54 – 4.56), спираючись на умови (4.27, 4.41):

$$V_{Ed} < V_{Rd,\max} \Rightarrow 9,25 < 20,54 \text{ кН}, \qquad (4.54)$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \Rightarrow 9,25 \text{ кН} < 14,52 \text{ кН}, \qquad (4.55)$$

$$M_{Ed} \le M_t \Rightarrow 4,35 \text{ кНм} < 6,54 \text{ кНм}. \qquad (4.56)$$

Ще одне дослідження роботи залізобетонної плити №2 за розрахунковою схемою із прикладанням навантаження на консолі (рис.2.18) було виконано за методикою ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [86]. Спираючись на приведені вище методики відповідного стандарту, алгоритм розв’язку також суттєво не змінювався, але при перевірці розрахункової величини опору зсуву $V_{Rd,c}$ було змінено значення сили N_{Ed} у поперечному перерізі, викликаної навантаженням, що вплинуло на результати розрахунків (4.57–4.61), тобто

також були внесені правки через зміну розрахункової схеми прикладання навантаження.

Для консольної частини залізобетонної плити напруження стиску у бетоні від осьового навантаження набули вигляд:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{18,5}{0,825 \cdot 0,065} = 342,6 \text{ кН/м}^2. \quad (4.57)$$

Розрахункова величина опору зсуву на консольній частині плити визначається за формулою:

$$V_{Rd,c} = \left[0,0139 \cdot 0,00283(100 \cdot 0,0027 \cdot 23500)^{\sqrt{3}} + 0,15 \cdot 342,6 \right] \cdot \\ \cdot 0,825 \cdot 0,06 = 9,91 \text{ кН}. \quad (4.58)$$

Мінімальне значення розрахункової величини опору зсуву $V_{Rd,c\min}$ рекомендується приймати:

$$V_{Rd,c\min} = \left(9,91 + 0,15 \cdot 342,6\right) 0,825 \cdot 0,06 = 3,035 \text{ кН}. \quad (4.59)$$

Виконується перевірка міцності залізобетонної плити у прольотній частині:

$$V_{Rd,c} = 9,91 \text{ кН} \geq V_{Rd,c,\min} = 3,035 \text{ кН}. \quad (4.60)$$

Несуча здатність за поперечною силою у консольній частині задовольняє умову :

$$V_{Ed} = 18,5 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = 0,5 b_w d \nu f_{cd} = \\ = 0,5 \cdot 0,825 \cdot 0,06 \cdot 0,06 \cdot 14500 = 21,53 \text{ кН}. \quad (4.61)$$

4.3.2. Фібробетонні плити

Прикладання навантаження у прольотній частині плити

Теоретичний розрахунок моделі дорожньої плити №3 із сталефібробетону при прикладанні навантаження у прольотній частині (рис.2.8) спочатку було виконано за методикою ДСТУ–Н. Б В.2.6–78:2009 «Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій» [88]. При розрахунку за моделлю похилих перерізів повинні бути забезпечені міцність елемента по похилій смузі між похилими

тріщинами (перерізами), похилій тріщині (перерізі) на дію поперечних сил, а також міцність по похилій тріщині (перерізу) на дію згинального моменту.

Вихідні дані: за геометричними характеристиками ширина сталефібробетонної плити складала $b = 0{,}825$ м , товщина плити – $h = 0{,}065$ м ; відстань від краю до арматурних стрижнів плити складала $a = 0{,}005$ мм . Використовувався дрібнозернистий бетон класу С20/25. Розрахунковий опір бетону на стиск становив $f_{cd} = 14{,}5$ МПа , розрахункове значення опору бетону при осьовому розтягу – $f_{ctd} = 1{,}15$ МПа=$1{,}15 \cdot 10^3$ кН/м^2 . Була прийнята до розрахунку арматура класу Вр–1 ($A_s = 0{,}00001962$ м^2). Також у якості армування використовували фібру сталеву анкерну довжиною $l_f = 0.05$ м із діаметром волокон – $d_{fred} = 0{,}001$ м . Розрахунковий опір розтягу фібри для граничних станів I групи становив $R_f = 910 \cdot 10^3$ кН/м^2.

Розрахунок сталефібробетонної плити при дії поперечних сил за міцністю по похилій смузі між похилими тріщинами проводять з умови:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,\max} = 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1} f_{ck} b h_w, \qquad (4.62)$$

де f_{ck} – характеристичне значення міцності у даному випадку для сталефібробетонної плити на стиск у віці 28 діб.

Коефіцієнт армування плити визначається за формулою:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\frac{E_f}{E_b}\mu_{faw} = 1 + 5 \cdot \frac{190 \cdot 10^3}{31 \cdot 10^3} \cdot 0{,}0015 = 1{,}046, \qquad (4.63)$$

де E_f – початковий модуль пружності анкерної фібри; а коефіцієнт μ_{faw} приймається згідно формулі:

$$\mu_{faw} = \mu_{fv} k_{nw}^2 = 0{,}005 \cdot 0{,}555^2 = 0{,}0015, \qquad (4.64)$$

де k_{nw} – коефіцієнт орієнтації для стиснутої зони перерізу грані плити.

Несуча здатність за поперечною силою у прольотній частині сталефібробетонної плити задовольняє умову :

$$V_{Ed} \le V_{Rd,\max} = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1} f_{ck} b h_w \Rightarrow 13,7 \text{ кН} \le 33,47 \text{ кН}. \quad (4.65)$$

Розрахунок сталефібробетонної плити на дію поперечних сил за міцністю по похилому перерізу при комбінованому армуванні проводять з умови (4.1), але з уточненням для сталефібробетонних елементів:

$$V_{Ed} \le V_{fRd,s} + V_{fccd} + V_{ftd}. \quad (4.66)$$

Поперечна сила, що сприймає поперечна арматура у похилому перерізі визначається за формулою:

$$V_{fRd,s} = q_{fRd,s} c_0 = 845,17 \cdot 0,0055 = 4,648 \text{ кН}. \quad (4.67)$$

Зусилля в поперечній арматурі на одиницю довжини елемента, що визначається за формулою:

$$q_{fRd,s} = \frac{f_{yd} A_{sw}}{s_w} = 845,17 \text{ кН/м}^2. \quad (4.68)$$

Поперечна сила, що сприймає сталефібробетон стиснутої зони у похилому перерізі набуває вигляд:

$$V_{fccd} = \frac{1,7 f_{ct} b h^2}{2h} = \frac{1,7 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,825 \cdot 0,065^2}{2 \cdot 0,065} = 4,78 \text{ кН}, \quad (4.69)$$

де f_t – розрахункове значення опору бетону для граничних станів першої групи на осьовий розтяг для дрібнозернистого бетону.

Поперечна сила, що сприймає сталефібробетон розтягнутої зони у похилому перерізі:

$$V_{ftd} = q_{ftd} c_0 = 893,75 \cdot 0,0055 = 4,92 \text{ кН}. \quad (4.70)$$

Граничне значення c_0, що відповідає проекції похилого перерізу на повздовжню ось сталефібробетонної моделі плити визначено у формулі:

$$c_0 = \sqrt{\frac{1,7 f_{ct} b h_0^2}{q_{sw} + q_{fbt}}} = \sqrt{\frac{1,7 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 0,825 \cdot 0,06^2}{845,17 + 893,75}} = 0,0055 \text{ м}. \quad (4.71)$$

Зусилля в сталефібробетонному перерізі на одиницю довжини елемента визначено у формулі:

$$q_{ftd} = 0,8 f_{cftd} b = 0,8 \cdot 1354,16 \cdot 0,825 = 893,75 \text{ кН/м}^2. \quad (4.72)$$

Виконується перевірка умови за міцністю по похилому перерізу при комбінованому армуванні:

$$V_{Ed} \le V_{fRd,s} + V_{fccd} + V_{ftd} = 4{,}64 + 4{,}78 + 4{,}92 = 14{,}34 \text{ кН} \Rightarrow$$
$$\Rightarrow 13{,}7 \text{ кН} < 14{,}34 \text{ кН}. \quad (4.73)$$

Розрахунок сталефібробетонної плити при дії поперечних сил за міцністю по похилих перерізах на дію згинальних моментів проводять з умови (4.2), але з уточненням для сталефібробетонних елементів :

$$M_{fEd} \le M_{fRd,s} + M_{fccd} + M_{ftd}. \quad (4.74)$$

Момент, що сприймається поперечною стрижневою арматурою в місті перетинання похилим перерізом відносно кінця похилого перерізу у зоні стиску:

$$M_{fRd,s} = 0{,}5 V_{fRd,s} c = 0{,}5 \cdot 109{,}87 \cdot 0{,}13 = 7{,}14 \text{ кНм}. \quad (4.75)$$

Зусилля в поперечній арматурі рекомендується визначати за виразом:

$$V_{fRd,s} = q_{fRd,s} 2h = 845{,}17 \cdot 0{,}13 = 109{,}87 \text{ кН}. \quad (4.76)$$

Момент, що сприймається сталефібробетоном в місті перетинання похилим перерізом відносно кінця похилого перерізу у зоні стиску:

$$M_{fccd} = 0{,}5 V_{fccd} c = 0{,}5 \cdot 116{,}19 \cdot 0{,}13 = 7{,}55 \text{ кНм}. \quad (4.77)$$

Зусилля, що сприймається сталефібробетоном в місті перетинання похилим перерізом відносно кінця похилого перерізу у зоні стиску, визначається за виразом:

$$V_{fccd} = 0{,}8 f_{cftd} bc = 0{,}8 \cdot 1354{,}16 \cdot 0{,}825 \cdot 0{,}13 = 116{,}19 \text{ кН}. \quad (4.78)$$

Момент, що сприймається повздовжньою стрижневою арматурою в місті перетинання похилим перерізом відносно кінця похилого перерізу у зоні стиску:

$$M_{ftd} = N_s z_s = 54{,}94 \cdot 0{,}0585 = 3{,}21 \text{ кНм}. \quad (4.79)$$

Зусилля в повздовжній арматурі визначається:

$$N_s = f_{yd} A_s = 400 \cdot 10^3 \cdot 7 \cdot 0{,}00001962 = 54{,}94 \text{ кН}. \quad (4.80)$$

Плече внутрішньої пари сил для сталефібробетонної плити приведено у формулі:

$$z_s = 0,9h = 0,9 \cdot 0,065 = 0,0585 \text{ м}. \quad (4.81)$$

Умова міцності похилих перерізів на дію згинальних моментів виконується:

$$M_{Ed} = 4,79 \text{ кНм} < M_t = M_{fRd,s} + M_{fccd} + M_{ftd} = 7,55 + 7,14 + 3,21 = 17,9 \text{ кНм}. \quad (4.82)$$

Для порівняння теоретичний розрахунок моделі дорожньої плити №3 із сталефібробетону при прикладанні навантаження у прольотній частині (рис.2.8) за несучою здатністю на дію поперечних сил виконувався за ДСТУ–Н. Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [12], але методика розрахунку була прийнята за ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [86].

Відповідні теоретичні дослідження сталефібробетонної плити виконувалися за алгоритмом, який був приведений вище для залізобетонної плити із аналогічною розрахунковою схемою прикладання навантаження. Для поточного розрахунку були змінені тільки характеристичні значення міцності для сталефібробетону (4.83–4.88).

Напруження стиску у сталефібробетоні від осьвого навантаження приведено у формулі:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{13,7}{0,825 \cdot 0,065} = 255,48 \text{ кН/м}^2. \quad (4.83)$$

Мінімальне значення величини опору зсуву $V_{\min}$ сталефібробетонної плити рекомендується приймати:

$$V_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{\sqrt{2}} = 0,035 \cdot 0,00283^{3/2} \cdot 25200^{\sqrt{2}} = 8,47 \text{ кН}. \quad (4.84)$$

Розрахункова величина опору зсуву набуває значення:

$$V_{Rd,c} = \left[0,0139 \cdot 0,00283(100 \cdot 0,00277 \cdot 25200)^{\sqrt{3}} + 0,15 \cdot 255,48 \right] \cdot 0,825 \cdot 0,06 = 10,59 \text{ кН}. \quad (4.85)$$

Мінімальне значення розрахункової величини опору зсуву $V_{Rd,c\min}$ рекомендується приймати:

$$V_{Rd,c,\min} = \left(8,47 + 0,15 \cdot 255,48\right) 0,825 \cdot 0,06 = 2,316 \text{ кН}. \quad (4.86)$$

Виконується перевірка міцності сталефібробетонної плити у прольотній частині:

$$V_{Rd,c} = 10,59 \text{ кН} \geq V_{Rd,c,\min} = 2,316 \text{ кН}. \quad (4.87)$$

Несуча здатність за поперечною силою у прольотній частині сталефібробетонної плити задовольняє умову :

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 13,7 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = 0,5 b_w d \nu f_{ck} = \\ &= 0,5 \cdot 0,825 \cdot 0,06 \cdot 0,06 \cdot 25200 = 37,42 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (4.88)$$

Прикладання навантаження у консольній частині плити

Теоретичний розрахунок моделі дорожньої плити №4 із сталефібробетону при прикладанні навантаження у консольній частині (рис. 2.18) було виконано за методикою ДСТУ–Н. Б В.2.6–78:2009 «Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій» [88] із внесенням змін стосовно розрахункової схеми та значень навантаження. Алгоритм розрахунку не змінювався. У даному випадку міцність по похилій смузі між похилими тріщинами вважається виконаною, але перевірка умови за міцністю по похилому перерізу при комбінованому армуванні не є забезпеченою:

$$M_{Ed} = 7,14 \text{ кНм} < M_t = 17,9 \text{ кНм}, \quad (4.89)$$

$$V_{Ed} = 24,3 \text{ кН} > V_{Rd} = 14,34 \text{ кН}, \quad (4.90)$$

$$V_{Ed} = 24,3 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = 33,47 \text{ кН}. \quad (4.91)$$

Розрахунки виконувалися переважно для плити прямокутного профілю із подвійною ненапруженою арматурою.

За нелінійно–деформаційним методом також був виконаний теоретичний порівняльний розрахунок на міцність плити №4 із сталефібробетону при прикладанні навантаження у консольній частині

(рис.2.18) за ДСТУ–Н. Б В.2.6–218:2016 «Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону» [12], але методика розрахунку була прийнята за ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону» [86]. Зміни були внесені тільки стосовно розрахункової схеми прикладання та значень навантаження. Сам алгоритм розрахунку не змінювався. У даному випадку міцність по похилій смузі між похилими тріщинами вважається виконаною, але перевірка умови за міцністю по похилому перерізу при комбінованому армуванні не є забезпеченою:

$$V_{Rd,c} = 10,59 \text{ кН} \geq V_{Rd,c,\min} = 2,316 \text{ кН}, \quad (4.92)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \Rightarrow 24,3 \text{ кН} > 10,59 \text{ кН}, \quad (4.93)$$

$$V_{Ed} = 24,3 \text{ кН} < 0,5 b_w d \nu f_{fbt} = 0,5 \cdot 0,825 \cdot 0,06 \cdot 0,06 \cdot 25200 = 37,42 \text{ кН}. \quad (4.94)$$

Поперечні сили, згинальні моменти для кожної моделі плит, які були отримані теоретичним та експериментальним шляхами, наведені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Вид розрахунку	Моделі дорожніх плит із залізобетону							
	Прольот				Консоль			
	V_{Ed} кН	$V_{Rd,\max}$ кН	M_{Ed} кНм	M_t кНм	V_{Ed} кН	$V_{Rd,\max}$ кН	M_{Ed} кНм	M_t кНм
За методикою Полякова Л.П., Лисенко Є.Ф., Кузнецової Л.В	10,9	20,54	3,81	6,54	9,25	20,54	4,35	6,54
За методикою ДСТУ Б.В.2.6–156:2010	10,9	21,53	–	–	18,5	21,53	–	–

Продовження таблиці 4.1

	Моделі дорожніх плит із сталефібробетону							
За методикою ДСТУ Н.Б.В.2.6–78:2009	13,7	33,47	4,79	17,9	24,3	33,47	7,14	17,9
За методикою ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016	13,7	37,42	–	–	24,3	37,42	–	–

4.4. Висновки за розділом

Виконано розрахунки досліджуваних плит за похилими перерізами на підставі чотирьох існуючих нормативних документів і методик. які показали, деякі розбіжності через використання різних методик. Виконаний розрахунок за похилими перерізами для моделей із сталефібробетону свідчить, що при прикладанні навантаження у прольотній частині за результатами розрахунку похилих тріщин не утворюється. При навантаженні у консольній частині, умова при визначені міцності по похилій смузі між похилими тріщинами вважається виконаною, але перевірка умови за міцністю за похилими перерізами при комбінованому армуванні не є забезпеченою. Це зумовлено утворенням двох похилих тріщин у плиті через виникнення зсуву за похилим перерізом від дії поперечної сили.

При виконанні розрахунку залізобетонних моделей плит на міцність похилих перерізів на дію поперечних сил та згинальних моментів, можна зробити висновки, спираючись на рекомендації діючих норм, стандартів та методик, що існує певна тенденція щодо завищення теоретичних значень над експериментальними.

Для моделей дорожніх сталефібробетонних плит при прикладанні навантаження у прольотній частині за результатами розрахунку похилих

тріщин не утворюється. При навантаженні у консольній частині, умова при визначені міцності по похилій смузі між похилими тріщинами вважається виконаною, але перевірка умови за міцністю за похилими перерізами при комбінованому армуванні не є забезпеченою. Це зумовлено утворенням двох похилих тріщин у плиті через виникнення зсуву за похилим перерізом від дії поперечної сили. Початок утворення першої похилої тріщини з'явився в середині бічної грані плити. У цьому місці напруження досягали максимального значення.

ВИСНОВКИ ПО РОБОТІ

Виконані дослідження показали, що додаткове дисперсне армування плит сталевою фіброю призводить до збільшення несучої здатності та тріщиностійкості конструкцій. Цим відкриваються два шляхи для підвищення економічної ефективності: зменшення стрижневої арматури або збільшення класу плити за несучою здатністю.

1. Аналіз нормативної бази України, Європи і США щодо експериментальних досліджень дорожніх та аеродромних плит показав, що випробування дорожніх плит з міцності та тріщиностійкості слід проводити за прогоновою схемою навантаження, а випробування аеродромних плит - за прогоновою в консольною.

2. Для експериментальних досліджень розроблений та виготуваний універсальний стенд для випробувань плит.

3. Виготовлені в лабораторних умовах зразки дорожніх та аеродромних плит в двох варіантах – бетонними та сталефібробетонними, проведені випробування всіх зразків.

4. Виконане комп’ютерне моделювання і чисельний аналіз плит методом скінчених елементів.

5. Порівняння отриманих результатів показує, що значення згинальних моментів, отриманих при комп'ютерному моделюванні складають 6,384 кНм у ПК ЛІРА-САПР та 6,07 кНм - у SOFiSTiK для сталефібробетонної плити при навантаженні в прольтоній частині, та -6,76 кНм і -7,24 кНм - у консольній частині відповідно. Значення згинальних моментів перевищують результати отримані для залізобетонних плит. Результати розрахунку не дають достатнього корелювання теоретичних та експериментальних значень із результатами несучої здатності, отриманих у програмних комплексах через похибку при моделюванні сітки скінчених елементів на дискретних моделях.

6. Виконано розрахунки досліджуваних плит за нормальними та похилими перерізами на підставі існуючих нормативних документів і методик, яке показує, що виконані теоретичні розрахунки моделей плит

мають деякі розбіжності у приведених вище нормативних документах, через використання різних методик. Несуча здатність для сталефібробетонних плит за згинальними моментами складає 4,88 кНм та перевиищує несучу здатність для аналогічних залізобетонних плит 3,66 кНм при різних типах прикладання навантаження. При розрахунку за нормальними перерізами, нормальні тріщини з'являються у сталефібробетонній та залізобетонній моделях плит на бічній та повздовжніх гранях, про що свідчить перевищення теоретичних значень згинальних моментів над експериментальними, для залізобетонної плити при прольотному та консольному навантаженні згинальний момент отриманий при експерименті складає 3,81 кНм та 4,35 кНм, для сталефібробетонної плити відповідно 4,79 кНм та 5,71 кНм. Картина тріщиноутворення суттєво відрізняється для сталефібробетонної плити від залізобетонної, через вищу несучу здатність. Виконаний розрахунок за похилими перерізами для моделей із сталефібробетону свідчить, що при прикладанні навантаження у прольотній частині за результатами розрахунку похилих тріщин не утворюється. При навантаженні у консольній частині, умова при визначені міцності по похилій смузі між похилими тріщинами вважається виконаною, але перевірка умови за міцністю за похилими перерізами при комбінованому армуванні не є забезпеченою. Це зумовлено утворенням двох похилих тріщин у плиті через виникнення зсуву за похилим перерізом від дії поперечної сили.

7. Результати досліджень впроваджені в практику будівництва та в навчальний процес.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ Б В.2.6–120:2010 (ГОСТ 21924.0–84, MOD). Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні для покриття міських доріг. Технічні умови. [Чинний від 2011–07–01]. ТОВ НТК "Будстандарт", 2011. 37 с. (Інформація та документація).

2. ДСТУ Б В.2.7–238:2010 (ГОСТ 17608–91, MOD). Будівельні матеріали. Плити бетонні тротуарні. Технічні умови. [Чинний від 2012–01–01]. ТОВ НТК "Будстандарт", 2011. 27 с. (Інформація та документація).

3. ДСТУ Б В.2.6–121:2010 (ГОСТ 21924.1–84, MOD). Плити залізобетонні попередньо напружені для покриття міських доріг. Конструкція і розміри. [Чинний від 2011–07–01]. ТОВ НТК "Будстандарт", 2011. 24 с. (Інформація та документація).

4. ДСТУ Б В.2.6–135:2010 (ГОСТ 25912.0–91, MOD). Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні попередньо напружені ПАГ для аеродромного покриття. Технічні умови. [Чинний від 2011–07–01].ТОВ НТК "Будстандарт", 2011. 33 с. (Інформація та документація).

5. ДСТУ Б В.2.6–136:2010 (ГОСТ 25912.1–91, MOD). Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні попередньо напружені ПАГ–14 для аеродромного покриття. Конструкція. [Чинний від 2011–07–01]. ТОВ НТК "Будстандарт", 2011. 15 с. (Інформація та документація).

6. ДСТУ Б В.2.6–137:2010 (ГОСТ 25912.2–91, MOD). Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні попередньо напружені ПАГ–18 для аеродромного покриття. Конструкція. [Чинний від 2011–07–01]. ТОВ НТК "Будстандарт", 2011. 15 с. (Інформація та документація).

7. ДБН В.2.3–4:2015. Автомобільні дороги. Споруди транспорту. Частина І. Частина ІІ. Будівництво: затв. наказом від 21.09.2015 № 234. *ДП «Держдор НДІ»,* 2015. 104 с.

8. ДСТУ Б В.2.3–3–2000. Дороги автомобільні та аеродроми. Методи вимірювань нерівномірностей основ і покриттів. [Чинний від 2000–07–01].

Всесоюзний дорожній науково–дослідний інститут (СоюздорНДІ), 2000. 9 с. (Інформація та документація).

9. ДБН В.2.3–5:2018. Вулиці та дороги населених пунктів: затв. наказом від 24.04.2018 № 103. *ДП «Держдор НДІ»*, 2018. 55 с.

10. Долгачев М. В. Исследование напряженно–деформированного состояния плиты жесткого аэродромного покрытия с учетом ее одностороннего взаимодействия с основанием: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11. Хабаровск, 2012. 22 с.

11. ДБН В.2.6–98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: затв. наказом Мінрегіонбуду України від 24.12.2009 № 680. *Київ: Мінрегіонбуд України*, 2011. 71 с.

12. ДСТУ–Н Б В.2.6–218:2016. Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону. [Чинний від 2017–04–01]. ДП НДІБК, 2017. 35 с. (Інформація та документація).

13. EN 1990 Eurocode — Basis of structural design. *The European Union Per Regulation*, 2001. 116 p.

14. ДСТУ–Н Б EN 1990:2008 (EN 1990:2002, IDT). Еврокод. Основы проектирования конструкций.[Чинний від 2013–07–01]. Технический комитет по стандартизации «Арматура для железобетонных конструкций», 2017. 101 с. (Інформація та документація)

15. EN 1991–1–7:2006 Eurocode 1: Actions on structures. Part 1–7: General actions — Accidental actions (Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1–7. Общие воздействия. Особые воздействия). *Минстройархитектуры Республики Беларусь*, 2010. 64 с.

16. EN 1992–1–4: Eurocode 2: Design of concrete structures. *Brussels*, 2004. 20 p.

17. ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete. *ACI Committee 318*, 2019. 624 p.

18. Жемочкин Б.Н., Синицын А.П. Практические методы расчёта фундаментных балок и плит на упругом основании. Москва, 1962. 239 с.

19. Пшембаев М. К., Ковалев Я. Н., Шевчук Л. И. Напряжения в цементно–бетонном покрытии от термического удара. *Вестник Белорусско–Российского университета. Наука и техника*. 2016. №2, т. 15. С. 87 – 94.

20. Стороженко Л., Тимошенко В. Металлические железобетонные конструкционные плиты для пролетов мостов. Дороги и мосты. *Киев*, 2008. С. 254–259.

21. Стороженко Л.І., Семко О.В., Пенц В.Ф. Сталезалізобетонні конструкції. Полтава: ПолтНТУ, 2005. 181 с.

22. Covarrubias T. J. P., Andahur D. Análisis del Comportamiento de Pavimentos Delgados en Condiciones de Carga Pesada. Modelación con Software de Elementos Finitos ISLAB 2000. *Revista Ingeniería de Construcción*, 2006. Nº3, vol. 27. P. 181–197.

23. Covarrubias T. J. P., Covarrubias V. TCP Design for Thin Concrete Pavements, 9th International Conference on Concrete Pavements. *San Francisco*, 2008. 13 p.

24. Kohler Erwin du Plessis, Louw Smith, Peter Harvey, John Pyle, Tom Kohler, Plessis, Du Pyle, Harvey. Precast Concrete Pavements and Results of Accelerated Traffic Load Test. *Precast/Prestressed Concrete Institute*, 2020. P. 263–281.

25. Houben L. J. M., Poot S., Huurman M., Kooij, J. Van Der. Developments on the ModieSlab Innovative Concrete Pavement Concept: 9th International Symposium on Concrete Roads. *Istanbul*, 2004. P. 1–16.

26. Zhang, Da Shan, Yu Li Dong. Experimental Behavior of One–Way Concrete Slabs at Large Displacements. *Applied Mechanics and Materials*. 2011. Vol. 105–107. P. 1035–1039.

27. Lee S.W. Characteristics of friction between concrete slab and base. *KSCE J Civ Eng 4*, 2000. P. 265–275.

28. Brodzik R. The influence of thermal loads on modern road concrete pavements in Poland. Scientific Journal of Silesian University of Technology. *Series Transport*, 2017. № 95. P.27–37.

29. Lajcakova, G., Melcer, J. Dynamic Effect of Moving Vehicles on the Road Concrete Slabs. *Communications – Scientific Letters of the University of Zilina*. 2011. №13, vol. 3. P. 14–18.

30. Босаков С.В., Зиневич С.И. Расчет прямоугольной плиты на двухслойном основании. *Вестник Белорусско–Российского университета. Наука и техника*, 2018. №2, т. 17. С. 91 – 94.

31. Kamil Laco, Borzovič Viktor. Design of Approach Slab of Road Bridges. *Trans Tech Publications, Ltd.,2016.* Vol. 249. P. 215–220.

32. Семенюк С. Д., Кумашов Р. В. Статический расчет железобетонных плит покрытий серии б3.503.1–1 для постоянных и временных автомобильных дорог. *Вестник Белорусско–Российского университета*, 2015. Вып. 49. С. 113–121.

33. Baarimah A.O. and Syed Mohsin S.M. An overview of using steel fibers in reinforced concrete structural elements to improve shear reinforcement In: Proc. of the National Conf.for Postgraduate Research . *Malaysia: Universiti Malaysia Pahang,* 2016. P. 260–265.

34. Радовский Б.С. Цементобетонные покрытия в США – проектирование. *Автомобильные Дороги,* 2015, Вып. 3. С. 46–59.

35. Семенюк С. Д., Кумашов Р. В., Кетнер Э.А. Несущая и эксплуатационная способность железобетонных плит покрытия автомобильных дорог. *Наука та будівництво,* 2016. Вип. 8. С. 11–18.

36. Ширнин Ю.А., Чернякевич В.И. Исследование напряжений дорожных плит поляризационно–оптическим методом. *Журнал «Лесной журнал»*, 2009. Вып. 6. С. 60–67.

37. Elsaigh W. Kearsley Elsabé, Robberts J. Steel fibre reinforced concrete for road pavement applications. *24 SATC 2005: Transport Challenges*, 2010. P. 191–201.

38. Босаков С.В., Козунова О.В. Контактная задача для шарнирно–соединенных прямоугольных плит на упругом основании. *Сборник научных*

статей XXI Международного научно–методического семинара. Брест, 2018. Часть 1. С. 308–313.

39. Семенюк С.Д., Кумашов Р.В. Статический анализ НДС железобетонной плиты с учетом ее физической и геометрической нелинейности на упругом основании. *Проблемы современного строительства: материалы междунар. научн.–тех.конф. Минск*, 2019. С.141–154.

40. Чернякевич В. И. Распределение контактных напряжений в грунтовом основании дорожного покрытия из железобетонных плит . *Вестник МГУЛ: Лесной вестник,* 2007. Вып. 6. С.186–190.

41. Park H. W., Kim D. H., Shim C.S., Jeong J. H. Behavior of Airport Concrete Pavement Slabs Exposed to Environmental Loadings. *Appl. Sci*, 2020. № 2618, vol. 10. P. 1–28.

42. Попов А. Н., Волков В.В., Хатунцев А. А., Шашков И. Г., Кочетков А. В. Численное моделирование напряженно–деформированного состояния аэродромных покрытий в условиях физической нелинейности грунтового основания. *Интернет–журнал «Науковедение»*, 2013. Вып. 5. С. 2–9.

43. Бородин А.А., Попов А.Н., Масалыкин А.Н. Численное моделирование напряженно–деформированного состояния многослойного аэродромного покрытия. *Journal of Siberian Federal University: engineering & technologies*, 2016. Vol. 8. P.1254–1266.

44. Конопляник А.Ю., Семенов Е.Д. Расчет аэродромных плит на температурно–климатическую нагрузку. *Вісник ПДАБА*, 2014. Вип. 2. С. 30–38.

45. Володько О.В. Конструювання та розрахунок дорожнього та аеродромного нагрівних покриттів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня к–та тех. наук : 05.22.11. *Київ*, 2012. 22 с.

46. Степушин А.П., Сабуренкова В.А. Основы научных исследований в аэропортостроении. *М.,: МАДИ*, 2000. 117 с.

47. Артемова Л.Ю. К вопросу неполного контакта плиты с основанием. Проектирование и расчет прочности конструкций и сооружений аэропортов: сборник научных трудов. *Издание МАДИ (ТУ)*. 1999. 94 с.

48. Cai J., Wong L. N. Y., Yan, H. W. Dynamic Response of Airport Concrete Pavement to Impact Loading. *In Advanced Materials Research.* 2012. Vol. 597. P. 1395–1401.

49. Šrámek M., Novák J. Non–Linear Analysis of Precast Concrete Element for Airport Pavement. *Solid State Phenomena*. 2019. Vol. 292. P. 153–158.

50. Макаров Е.В. Моделирование напряжённо–деформированного состояния восстановленных оперативным ремонтом жестких аэродромных покрытий: дис. … канд. техн. наук: 05.23.11. *Воронеж*, 2019. 151 с.

51. Кумашов Р.В. Статический расчет железобетонных плит дороги с пороговыми неровностями испытательного полигона РУПП «Белорусский автомобильный завод». *Вестник Белорусско–Российского университета*, 2016. Вып. 32. С. 367–372.

52. Li G., Xu W. New concrete improving performance of airfield pavement. *Proceedings of the 9th International Conference of Chinese Transportation Professionals,ICCTP 2009: Critical Issues in Transportation System Planning, Development, and Management*, 2009. Vol. 358. P. 2195–2200.

53. Lal Rattan, D'Souza J.P., Sen A.K., Raghavendra N., Mullick A.K. Steel fibre reinforced concrete for airfield pavements. *Cement Research Institute of India: Research Bulletin RB*, 1982. P. 1–20 .

54. Linek Małgorzata, Piotrowska Patrycja. Natural thermal loads and their influence on airfield concrete slabs. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2019. Vol. 603. P.2042–2054.

55. Bazgir A. The Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete Material and Its Effect on Impact Resistance of Slabs. *City University London*, 2016. P. 1–101.

56. Pannapa Herabat, Nuttapol Kerdput. Analysis of damage mechanism of reinforced concrete pavement joint sealant. *Journal of the Transportation Research Board*, 2006. P.90–99.

57. McMahon, Joshua Birely Anna. Experimental Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete Bridge Deck. Journal of Bridge Engineering. 2018. Vol. 23. P. 10

58. Rodchenko, Oleksandr. Computer technologies of finite element modelling of airfield rigid pavement. Proceedings of the 16th Conference for Junior Researchers 'Science – Future of Lithuania'. Transport engineering and management. *Lithuania*. 2013. P. 65–70.

59. Wesołowski, Mariusz, Kowalewska Agata, Świerzewski Bartosz. Reconstructing the Load–Bearing Capacity of Deteriorated, Concrete Airfield Pavements Using Prefabricated Slabs. Research Works of Air Force Institute of Technology. 2018. Vol. 41. P. 31–61.

60. Evangelista F., Roesler J. R., Duarte, C. A. Prediction of Potential Cracking Failure Modes in Three–Dimensional Airfield Rigid Pavements with Existing Cracks and Flaws. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. 2012. Vol. 2266(1). P. 11–19.

61. Xu B., Zhang W., Mei J., Yue G., Yang L. Optimization of Structure Parameters of Airfield Jointed Concrete Pavements under Temperature Gradient and Aircraft Loads. Advances in Materials Science and Engineering. 2019. P. 1–11.

62. Mehta Y., Cleary D., Ali A. W. Field cracking performance of airfield rigid pavements. Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition), 2017. Vol. 4(4). P. 380–387.

63. Cojocaru, Radu, et al. Modelling of Airport Rigid Pavement for Complex Configuration of Landing Gears and for a Large Spectrum of Cement Concrete. Advanced Engineering Forum.Trans Tech Publications, Ltd. 2013. Vol. 8–9. P. 235–242.

64. Øverli J. Experimental and numerical investigation of slabs on ground subjected to concentrated loads. Open Engineering. 2014. Vol. 4(3). P. 15–20.

65. ДСТУ Б В.2.6–156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.

66. ДСТУ Б В.2.6–205:2015 Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд.

67. BS EN 14889–1:2006: Fibres for concrete. Steel fibres. Definitions, specifications and conformity.

68. EN 1992–1–2 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1–2: General rules – Structural fire design.

69. EN 1992–2 Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1–1: General rules and rules for build–ings.

70. EN 14651:2005+A1:2007 Test method for metallic fiber concrete. Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual).

71. EN 14845–2:2006 Test methods for fibers in concrete. Effect on concrete.

72. ГОСТ 3282–74. Проволока стальная низкоуглеродистая общего назначения. Технические условия

73. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови

74. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. ДСТУ Б.В.2.7–214:2009. – [чинний від 2009–12–22]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с. (Національний стандарт України).

75. Изделия строительные бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости: ДСТУ Б В.2.6–7–95 (ГОСТ 8829–94). – [Введен с 1995–11–16]. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – IV, 30 с. – (Національний стандарт України).

76. Варвак П.М. и др. Метод конечных элементов. К.: Вища школа, 1981. 176 с.

77. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975. 542 с.

78. Баженов В.А., Дащенко А.Ф., Коломиец Л.В., Сур′янінов М.Г., Ухов О.В. Будівельна механіка та металеві конструкції : підручник. 2–е вид., перероб. та доп. Одеса: Стандартъ, 2010. 587 с.

79. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. М.: ДМК Пресс, 2007. 600с.

80. Моргун А.С. Системи автоматизованого проектування у будівництві: навч. посібник. Вінниця: ВНТУ, 2015. 129 с.

81. Программный комплекс ЛИРА–САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры/ Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е., Ромашкина М.А. Под ред. академика РААСН Городецкого А.С. Электронное издание, 2017г. 535с.

82. Стрелец–Стрелецкий Е.Б, Журавлев А.В., Водопьянов Р.Ю.. ЛИРА–САПР. Книга I. Основы. Издательство LIRALAND, 2019. 154с.

83. Кухтин В.Н. Применение расчетного комплекса SOFiSTiK для расчета мостовых конструкций: учебное пособие. М.: МАДИ, 2015. 136 с.

84. Ярошутин Д.А. Расчет транспортных сооружений в SOFiSTiK. Часть 1. Организация проекта SOFiSTiK Structural Desktop (SSD): учебное пособие для студентов специальности «Мосты и транспортные тоннели». С.–Петербург, 2011. 71 с.

85. Яшанов А.П., А.А. Антонюк. Автоматизированное проектирование мостов в SOFiSTiK (CABD). С.–Петербург: ПСС, 2015. 64 с.

86. ДСТУ Б В.2.6–156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011–06–01]. НДІБК, 2011. 118 с. (Інформація та документація).

87. Поляков Л.П., Лысенко Е.Ф., Кузнецова Л.В. Железобетонные конструкции: учебник. К.: Вища школа, 2004. 351с.

88. ДСТУ Н.Б.В.2.6–78:2009. Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій. [Чинний від 2009–23–06].Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 43 с. (Інформація та документація).

89. Okamura H., Maekawa K. Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete. Japan: Tokyo,1991. 182 p.

90. Scanlon A. Time Dependent Reinforced Concrete Slab Deflection. Journal of Structural Engineering. ASCE. 1974. Vol.100, №9. P. 1911–1924.

91. Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям : монография. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. 352 с.

92. Джейн А., Кумар В. Аналіз межі текучості залізобетонної плити, що несе зосереджене навантаження. *Журнал Інституту інженерів (Індія): серія А*. 2019. Вип. 101(1). С.195–206.

93. Zhuravskyi Oleksandr, Zhuravska N.E., Bambura A.M. Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering. 2022. Vol. 14. P. 103–107.

94. Zhang W., Liu J., Chen B.,Deng, X. Calculation of bearing capacity of reinforced concrete bending members considering correlation between bending and shearing. Chongqing Daxue Xuebao. *Journal of Chongqing University*. 2018. Vol. 41. P. 30–41.

95. Girolami A.G., Sozen Mete , Gamble W.L., Flug H. Flexural Strength Of Reinforced Concrete Slabs With Externally Applied In–Plane Forces. 2023. Vol. 2. P.125-135.

96. Ромашко В. М. Деформаційно–силова модель опору бетону та залізобетону: Монографія // В. М. Ромашко. Рівне: НУВГП, 2016, 424 с.: іл.: 153; табл.: 39; бібліогр. 518.

97. Zheng Hui , Zhou Dongdong, Liao Zhenhao. Experimental Investigation on the Behaviour of Non–reinforced Ultra–High Performance Concrete Slabs. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2020. Vol. 455. P. 012115.

98. Pavlov Aleksey, Khegai Aleksey, Khegai, Tatiana. Load–Bearing Capacity and Curvature of Steel–Fiber–Reinforced Concrete Bending Elements. *XV International Scientific Conference "Interagromash 2022": lecture notes in networks and systems*, 2022. Vol. 574. P. 2367–2377.

99. Pavlov Aleksey, Khegay Aleksey, Khegay Tatyana. Analysis of bending steel fiber reinforced concrete elements with a stress–strain model. *Architecture and Engineering*, 2020. Vol. 5. P. 14–21.

100. Sadowska–Buraczewska Barbara, Szafraniec, Małgorzata, Barnat–Hunek, Danuta Lagod, Grzegorz. Flexural Behavior of Composite Concrete Slabs Made with Steel and Polypropylene Fibers Reinforced Concrete in the Compression Zone. *Materials*, 2020. Vol. 13. P. 3616–3639.

101. Бабич Є.М., Дробишинець С.Я. Робота і розрахунок згинальних сталефібробетонних елементів: монографія. Луцьк: ЛНТУ, 2012. 194 с.

102. Стовпник С. М., Ган А. Л., Шайдецька Л. В. Будівельні матеріали і конструкції підземних споруд. Основи розрахунку: навч. посіб. для студ. спеціальності 184 «Гірництво» КПІ ім. Ігоря Сікорського. Київ : КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2019. 120 с.

103. Бліхарський З. Я., Кархут І.І., Струк Р. Ф. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів. Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2014. 144 с.

104. Залізобетонні конструкції / А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнєцов та ін. Підручник. К.: Вища школа, 1995. 591 с.

105. Голышев А.Б., Бачинский В.Я., Харченко А.В., Руденко И.В. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие. Киев : Будівельник, 1985. 496 с.

106. Gong J., Zhang Y., Han S.. Ultimate Bearing Capacity of Reinforced Concrete Slab Carrying Concentrated Load. *Journal of Engineering Mechanics*, 2011. Vol. 12, №137. P. 877–886.

107. Galmarini Andreas, Locher Daniel, Marti Peter. Predicting the responses of reinforced concrete slab strips subjected to axial tension and transverse load. *Structural Concrete*, 2014. P.172–183.

108. Бабич Є. М., Мельник С. В. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсилених вуглепластиковими матеріалами, з врахуванням впливу малоциклового навантаження. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 2013. Вип. 25. С. 212–219.

109. Adam Viviane, etc. Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton– fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung von Brücken im Bestand unter vorwiegend konzentrierten Radlasten/Shear Capacity of Reinforced Concrete Deck Slabs without Shear Reinforcement of Existing Bridges under Predominantly Concentrated Wheel Loads. *Bauingenieur*, 2020. Vol. 95. P. 419–429.

110. Бікс Ю. С. Аналітичне визначення несучої здатності залізобетонної балки за різними залежностями "напруження–деформації". *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*, 2015. Вип. 1. С. 25–32.

111. Бікс Ю. С. Порівняльний аналіз методик визначення несучої здатності залізобетонних балок за різними залежностями «напруження–деформації» згідно ДБН В.2.6–98:2009. *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві*, 2022. Вип. 1. С. 21–31.

112. ДСТУ–Н Б EN 1992–1–1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1–1. Загальні правила та правила для споруд (EN 1992–1–1:2004, IDT). [Чинний від 2013–07–01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 311 с. (Інформація та документація).

113. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Київ: Талком, 2017. 627 с.

114. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В. 2.6–98:2009 у порівнянні з зрозрахунками за СНиП 2.03.01–84* і EN 1992–1–1 (Eurocode2) / Бабаєва В. М., Бамбура А. М., Пустовойтова О. М. та ін. Харків: Золоті сторінки, 2015. 208 с.

115. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник/ Бамбура А.М., Сазонова І.Р., Дрогобова О.В., Войцехівський О.В. Київ: Майстер книг, 2018. 239 с.

116. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм

деформування матеріалів (за ДСТУ Б. В.2.6156:2010). Частина 1. Розрахунок за першою групою граничних станів. Київ: КНУБА, 2017. 168 с.

117. Мурашко Л.А., Колякова В. М., Сморкалов Д. В. Розрахунок за міцністю нормальних та похилих до повздовжньої осі залізобетонних елементів за ДБН В. 2.6–98:2009: навчальний посібник. Київ: КНУБА, 2012. 62 с.

118. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Попов В.О. Основи проектування елементів залізобетонного каркасу багатоповерхової будівлі. Курсове та дипломне проектування: навчальний посібник. Київ: КНУБА, 2018. 191 с.

119. World market of fiber–reinforced concrete. *Precise market intelligence and advisor:* веб-сайт. URL: https://www.mordorintelligence.com (дата звернення: 12.01.2023).

ДОДАТКИ

Додаток А

Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України

1. Сур'янінов М. Г., Крутій Ю. С., Кіріченко Д. О., Кліменко О. М. Розрахунок кільцевих плит на пружній основі зі змінним коефіцієнтом постелі. *Механіка та математичні методи*. Одеса: ОДАБА, 2022. Т. 4. Вип. 2. С. 43-52. https://doi.org/10.31650/2618-0650-2022-4-2-43-52.

2. Сур'янінов М.Г., Крутий Ю.С., Кіріченко Д.О., Клименко О.М. До розрахунку кільцевих пластин на змінній пружній основі. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2023. Вип. 83. С. 304-311. https://doi.org/10.32347/2076-815x.2022.83.

3. Корнеєва І. Б., Кіріченко Д.О., Шиляев О. С. Експериментальні дослідження деформативності і тріщиностійкості аеродромних плит на моделях. *Механіка та математичні методи*. Одеса: ОДАБА, 2021. Т. 3. Вип 2. С. 64-74. https://doi.org/10.31650/2618-0650-2021-3-2-64-74.

4. Surianinov M.G., Neutov S.P., Korneieva I.B., Kirichenko D.O. Experimental and numerical studies of the carrying capacity of a circular arch under hydrostatic pressure. Збірник наукових праць. Вісник Одеської державної академії Будівництва та архітектури. Вип. 80. 2020. С. 50-58. DOI: 10.31650/2415-377X-2020-80-50-58.

5. Неутов С.П., Головата З.О., Кіріченко Д.О. Напружено-деформований стан приопорних ділянок залізобетонних балок. Вісник

ХНАДУ. Т.2. Вип. 92. Харків, 2021. С. 32-36. https://doi.org/10.30977/BUL.2219-5548.2021.92.2.32.

Статті у виданнях, що індексуються в наукометричній базі Scopus

6. Holovata Z., Korneeva I., Neutov S., Vyhnanets M., Kirichenko D. Experimental Studies of Fiber - Reinforced Concrete under Axial Tension. Materials Science Forum 2021. V. 1038. P. 323 - 329. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.1038.323.

Статті у виданнях, що індексуються в наукометричних базах

7. Surianinov M., Neutov S., Korneieva I., Kirichenko D. Experimental studies of road slabs. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 2021*. V.1162. P. 17. DOI: 10.1088/1757-899X/1162/1/012017.

8. Surianinov M., Neutov S., Korneieva I., Kirichenko D. Laboratory tests of the steel fiber concrete road slab model. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 2021*. V. 1164. P. 35. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1164/1/012035.

9. Surianinov M., Kirichenko D., Korneieva I., Neutov S. Fiber type influence on the reinforced concrete under axial tension. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 2021*. V. 1162. P. 16. https://doi.org/10.1088/1757-899X/1162/1/012016.

10. Surianinov M.H., Neutov S.F., Soroka M. M., Kirichenko D.O., Chuchmai O. M. Bearing capacity of hingeless circular arches made of concrete and fiber concrete under hydrostatic pressure. *World Science 2022*. V. 6. P. 78. https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30122022/7904.

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

11. Стенд для визначення несучої здатності арочних конструкцій: пат. 147543 Україна: МПК G01N 3/30 (2006.01). № 147543; заявл. 30.11.2020 ; опубл. 19.05.2021, Бюл. № 20.

12. Стенд для визначення несучої здатності циліндричної оболонки: пат. 148291 Україна: МПК G01N 3/30 (2006.01). №148291; заявл. 22.03.2021; опубл. 21.07.2021, Бюл. № 29.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

13. Сурьянинов Н. Г., Маковкина Т. С., Кириченко Д. А. Стенд для проведения модального анализа. Новые направления развития приборостроения. Тези доповідей 13–ї Міжнародної науково-технічної конференції молодих науковців та студентів. Мінськ, 2020. С. 276.

14. Карнаухова Г.С., Кіріченко Д.О. Круглі плити на пружній основі зі змінним коефіцієнтом постелі. Тези доповідей 8-ї Міжнародної науково-практичної конференції "Актуальні проблеми інженерної механіки". Одеса: ОДАБА, 2021. С. 184-187.

15. Нєутов С.П., Головата З.О., Кіріченко Д.О. Напружено-деформований стан приопорних ділянок залізобетонних балок. Тези доповідей 8-ї Міжнародної науково-практичної конференції "Актуальні проблеми інженерної механіки", Одеса: ОДАБА , 2021. С. 293-295.

16. Сур'янінов М.Г., Нєутов С.П., Чучмай О.М., Кіріченко Д.О. Дослідження деформативних характеристик бетону за різних режимах навантаження. Тези доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті». Харків, 2021. С. 185-186.

17. Сур'янінов М.Г., Корнєєва І.Б., Кіріченко Д.О. Вільні коливання залізобетонних та фібробетонних аеродромних плит. Тези доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті». Харків, 2021. С. 180-182.

18. Сур'янінов М.Г., Нєутов С.П., Корнеєва І.Б., Кіріченко Д.О. Экспериментальные исследования дорожных плит. Міжнародна науково-

технічна конференція «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій».Одеса, 2021. С. 14-19.

19. Сур'янінов М.Г. Кіріченко Д.О. Корнеєва І.Б. Неутов С.П. Влияние типа фибры на прочность фибробетона при осевом растяжении. Міжнародна науково-технічна конференція «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій». Одеса, 2021. С. 60-65.

20. Surianinov M., Neutov S, Korneieva I., Kirichenko D., Holovata Z. Analytical, experimental and computer studies of aerodrome, road plates and empty overlap plates with combined reinforcement. International itinerant exhibition research in building engineering EXCO`2021. Valencia, 2021. P. 169-170.

21. Корнеєва І. Б., Кіріченко Д.О., Шиляев О. С. Експериментальні дослідження деформативності і тріщиностійкості аеродромних плит на моделях. Тези доповідей 78-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії 19-20 травня 2022 року. С. 15.

22. Сур'янінов М.Г., Кіріченко Д.О., Нєутов С.П., Корнеєва І. Б. Лабораторні випробування моделей дорожніх плит із сталефібробетону. Тези доповідей 78-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії 19-20 травня 2022 року. С. 20.

23. Корнеєва І. Б., Кіріченко Д.О., Шиляев О. С. Експериментальні дослідження деформативності і тріщиностійкості аеродромних плит на моделях. Актуальні проблеми інженерної механіки. Тези доповідей IX Міжнародної науково-практичної конференції. ОДАБА, 2022. С. 92-95.

24. Сур'янінов М.Г., Нєутов С. П., Корнеєва І. Б., Кіріченко Д. О. Лабораторні випробування моделей дорожніх плит із сталефібробетону. Актуальні проблеми інженерної механіки. Тези доповідей IX Міжнародної науково-практичної конференції. ОДАБА, 2022. С. 202-205.

25. Сур'янінов М. Г., Крутій Ю. С., Кіріченко Д. О., Кліменко О. М. Розрахунок кільцевих плит на пружній основі зі змінним коефіцієнтом

постелі. Тези доповідей V Всеукраїнської науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти та молодих вчених «Фізичні основи сучасних технологій в будівельній індустрії». Одеса : ОДАБА, 2023. С. 5-9.

26. Сур'янінов М. Г., Крутій Ю. С., Кіріченко Д. О., Кліменко О. М. Розрахунок кільцевих плит на пружній основі зі змінним коефіцієнтом постелі. Тези доповідей 79-ї науково-технічної конференції професорсько-викладацького складу академії 18 - 19 травня 2023 року.С. 22.

27. Сур'янінов М.Г., Нєутов С.П., Корнеєва І.Б., Кіріченко Д.О. Експериментальні дослідження довгої циліндричної оболонки. Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми надзвичайних ситуацій». Харків: Національний університет цивільного захисту України, 2023. С. 153-154.

Відомості про результати апробації дисертації

- 78–а науково–технічна конференція професорсько-викладацького складу академії (Одеса, 19–20 травня 2022 р., – очна участь);
- 79–а науково–технічна конференція професорсько-викладацького складу академії (Одеса, 18–19 травня 2023 р., – очна участь);
- 13–а Міжнародна науково–технічна конференція молодих науковців та студентів (Мінськ, 15-17 квітня 2020 р., – очна участь);
- 8–а Міжнародна науково–практична конференція "Актуальні проблеми інженерної механіки" (Одеса, 11–14 травня 2021 р., – очна участь);
- 9–а Міжнародна науково–практична конференція "Актуальні проблеми інженерної механіки" (Одеса, 17–20 травня 2022 р., – очна участь);
- 9–а Міжнародна науково–технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, 17–19 листопада 2021 р., – очна участь);

- Міжнародна науково–технічна конференція «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій» (Одеса, 8–9 квітня 2021 р., – очна участь);

- International itinerant exhibition research in building engineering «EXCO`2021» (Валенсія, 2021 р., – очна участь);

- V Всеукраїнська науково-практична конференція здобувачів вищої освіти та молодих вчених «Фізичні основи сучасних технологій в будівельній індустрії» (Одеса, 6 квітня 2023 р., – очна участь);

- Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми надзвичайних ситуацій» (Харків, 19 травня 2023 р., – очна участь).

Додаток Б

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ
(ОДАБА)
вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, тел./факс: (048) 723-69- 04, тел. (048) 723-43-53,
e-mail: list@ogasa.org.ua , веб-сайт: www.odaba.edu.ua, код ЄДРПОУ 02071033

23.08.2023 № 45-757 На № _____ від _____

Довідка

про впровадження результатів наукових досліджень

Результати досліджень за дисертаційною роботою здобувача Одеської державної академії будівництва та архітектури Кіріченко Дар'ї Олексіївни «Несуча здатність аеродромних і дорожніх плит з фібробетону» у вигляді методів розрахунку, алгоритмів і програм впроваджені у навчальний процес Одеської державної академії будівництва та архітектури при проведенні лекційних та практичних занять для бакалаврів з дисциплін «Інформаційні системи та технології будівельного проектування», «Пакети прикладних програм» та «Будівельна механіка».

Проректор з наукової роботи Кровяков С.О.

Додаток В

ІНЖЕНЕРНА АКАДЕМІЯ УКРАЇНИ
Одеське відділення
НАУКОВО-ВИРОБНИЧИЙ ЦЕНТР

«ЕКОСТРОЙ»

65122, Одеська область, м. Одеса, вул. Базарна, 120, кв. 11. ОДРПОУ 41756817.
р/р UA253288450000026004300790059, в АТ «ОЩАДБАНК», МФО 328845, ecostroy_odessa@ukr.net,
тел. 096 – 525-55-05

АКТ

про впровадження результатів наукових досліджень

Ми, що підписалися нижче: від НВЦ «Екострой» головний інженер Тихонюк С.А., та від Одеської державної академії будівництва та архітектури проректор з науково-педагогічної роботи, д.т.н., проф. Кровяков С.О., склали даний акт про те, що у 2022-2023рр. в конструкторську практику НВЦ «Екострой» впровадженні методи моделювання, розрахунку та експериментальних досліджень аеродромних і дорожніх плит, розроблені в дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії Кіріченко Дар'ї Олексіївни на тему: «Несуча здатність аеродромних і дорожніх плит з фібробетону». Вищеназвані методи моделювання, розрахунку та експериментальних досліджень використовувалися при виконанні конструктивних та перевірних розрахунків при проектуванні нових об'єктів та реконструкції існуючих об'єктів.

Від НВЦ «Екострой» С.А. Тихонюк

Від ОДАБА С.О. Кровяков

Додаток Г

АКТ

про впровадження результатів наукових досліджень

Ми, що підписалися нижче: від ПП «ПроектБудСтар» в особі головного інженера проекту Пурденка Романа Руслановича, та від Одеської державної академії будівництва та архітектури проректор з науково-педагогічної роботи, д.т.н., проф. Кровяков С.О., склали даний акт про те, що у 2022-2023рр. в конструкторську практику ПП «ПроектБудСтар» впровадженні методи моделювання, розрахунку та експериментальних досліджень аеродромних і дорожніх плит, розроблені в дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії Кіріченко Дар'ї Олексіївни на тему: «Несуча здатність аеродромних і дорожніх плит з фібробетону». Вищеназвані методи моделювання, розрахунку та експериментальних досліджень використовувалися при виконанні конструктивних та перевірних розрахунків при проектуванні та реконструкції нових об'єктів.

Від ПП «ПроектБудСтар» Р.Р.Пурденко

Від ОДАБА С.О. Кровяков